Гидропроект
им. С. Я. Жука
Минэнерго СССР

ВНИИГ
им. Б. Е. Веденеева
Минэнерго СССР

Гипроречтранс
Минречфлота РСФСР

Руководство

по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений

Москва 1983

Всесоюзный ордена Ленина проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт «Гидропроект» им. С. Я. Жука Минэнерго СССР

Всесоюзный ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательский институт гидротехники им. Б. Е. Веденеева (ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева) Минэнерго СССР

Государственный институт проектирования на речном транспорте (Гипроречтранс) Минречфлота РСФСР

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Поправки, опечаток
БОТ 9-83 с. 21

Москва Стройиздат 1983

УДК 627.8.012.4

Рекомендовано к изданию комиссией технического совета института Гидропроект им. С. Я. Жука.

Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений / Гидропроект им. С. Я. Жука Минэнерго СССР, ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева Минэнерго СССР, Гипроречтранс Минречфлота РСФСР. — М.: Стройиздат, 1983. — 360 с.

Содержит основные положения, рекомендации и примеры расчета бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений без предварительного напряжения, по конструированию арматуры речных гидротехнических сооружений без предварительного напряжения и по расчету и конструированию тонкостенных предварительно-напряженных железобетонных элементов со стержневой арматурой.

Для инженерно-технических работников проектных, проектно-изыскательских, строительных и научно-исследовательских организаций.

Табл. 81, ил. 125.

Р $\frac{3302000000-461}{047\ (01)-83}$ Инструкт.-нормат., II вып. — 165—82

© Стройиздат, 1983

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее Руководство составлено к главе СНиП II-56-77 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений» и распространяется на проектирование несущих бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, находящихся постоянно или периодически под воздействием водной среды. Бетонные и железобетонные конструкции, не подвергающиеся воздействию водной среды, рекомендуется проектировать в соответствии с главой СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Руководство содержит основные положения и рекомендации по расчету бетонных и железобетонных конструкций и конструированию арматуры железобетонных конструкций. Приводятся примеры расчетов, выполненных для элементов реальных конструкций.

Руководство разработано институтом Гидропроект им. С. Я. Жука Минэнерго СССР (глава 1 и прил. 1—10—д-ром техн. наук С. А. Фридом, инженерами Е. С. Палкиным, Т. И. Сергеевой, Л. М. Харьковой; глава 2 и прил. 11—13, 16—17— инженерами Я. Н. Добужским, Т. И. Сергеевой) совместно с ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева Минэнерго СССР (глава 1 — канд. техн. наук А. В. Швецовым) и институтом Гипроречтранс Минречфлота РСФСР (глава 3 и прил. 14 — инж. И. П. Афанасьевой) при участии Грузнииэгс Минэнерго СССР (разд. 4 — канд. техн. наук Г. П. Вербецким) и Ленморниипроект Минморфлота СССР (глава 3 и прил. 15 — канд. техн. наук А. А. Долинским).

В Руководстве использованы материалы НИС Гидропроекта (канд техн. наук А. Д. Осипов, инж. Ю. З. Ерусалимский), ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева (кандидаты техн. наук В. А. Логунова, В. Б. Судаков, инж. Г. А. Лесина).

Все замечания и пожелания просьба направлять по адресу: 125812, Москва, Волоколамское шоссе, 2, Гидропроект.

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 постоянную, длительную и кратковременную нагрузки.

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННОГО ЭЛЕМЕНТА

N_0 — усилие предварительного обжатия, определяемое по формуле (200), с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

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 пп.9.13 и 9.14 с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

$\sigma_{б.н}$ — сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия, определяемые согласно пп.9.20 и 9.23, с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих расематриваемой стадии работы элемента;

$m_т$ — коэффициент точности натяжения арматуры, определяемый согласно п.9.17.

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

$R_{пр}$ и $R_{прII}$ — расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_р$ и $R_{рII}$ — расчетные сопротивления бетона осевому растяже-

нию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

R_0 — передаточная прочность бетона, назначаемая в соответствии с указаниями п.9.22;

R_a — расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний первой группы: продольной; поперечной при расчете сечений,наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента;

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

$R_{a.c}$ и R_{aII} — расчетные сопротивления арматуры соответственно сжатию для предельных состояний первой группы и растяжению для предельных состояний второй группы;

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

E_a — модуль упругости арматуры;

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

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ В ПОПЕРЕЧНОМ СЕЧЕНИИ ЭЛЕМЕНТА

A — продольная арматура:

при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения, расположенная в растянутой зоне;

при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечения, расположенная у менее сжатой грани сечения;

при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении: для внецентренно-растянутых элементов, расположенная у более растянутой грани сечения; для центрально-растянутых элементов — вся в поперечном сечении элемента.

A' — продольная арматура:

при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения, расположенная в сжатой зоне;

при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении, расположенная у более сжатой грани сечения;

при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно-растянутых элементов, расположенная у менее растянутой грани сечения.

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

b — ширина прямоугольного сечения ребра таврового и двутаврового сечений;

$b_п$ и $b'_п$ — ширина полок таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

$h_п$ и $h'_п$ — высота полок таврового и двутаврового сечений соот-

ветственно в растянутой и сжатой зонах;

D — диаметр кольца или круглого сечения;

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

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

a и a' — расстояния от равнодействующей усилий до ближайшей грани сечения соответственно в арматуре A и A';

$a_а$ и $a'_а$ — расстояния от равнодействующей усилий до ближайшей грани сечения в арматуре соответственно площадью $F_а$ и $F'_а$;

$a_н$ и $a'_н$ — расстояния от равнодействующей усилий до ближайшей грани сечения в арматуре соответственно площадью $F_н$ и $F'_н$;

h_0 и h'_0 — рабочая высота сечения ($h_0=h-a$; $h'_0=h-a'$);

x — высота сжатой зоны бетона;

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

U — расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

U_0 — расстояние между плоскостями отогнутых стержней, измеренное по нормали к ним;

e_0 — эксцентрицитет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, равный M/N;

$e_{0н}$ — эксцентрицитет усилия предварительного обжатия N_0 относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый в соответствии с п.9.16;

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

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

$e_а$ и $e_{а.н}$ — расстояния от точки приложения соответственно 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 арматурных стержней;

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

F_0 — площадь сечения отогнутых стержней, расположенных в одной наклонной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

$f_х$ — площадь сечения одного стержня хомута;

μ — коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры A к площади попереч-

ного сечения элемента bh_0 без учета сжатых и растянутых полок;

F — площадь всего бетона в поперечном сечении;

$F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона;

$F_п$ — площадь приведенного сечения элемента, включающая площадь бетона, а также площадь всей продольной арматуры, умноженную на отношение модулей упругости арматуры и бетона;

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

$I_п$ — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

$I_а$ — момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

$W_п$ — момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого материала;

$W_р$ и $W_с$ — моменты сопротивления соответственно для растянутой и сжатой граней сечения;

$S_б$ — статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре A;

$S_а$ и $S'_а$ — статические моменты площади сечения всей продольной арматуры относительно точки приложения равнодействующей усилий соответственно в арматуре A и A'.

Глава 1

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО РАСЧЕТУ. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

1.1. Бетонные и железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельным состояниям первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельным состояниям второй группы).

Бетонные конструкции рассчитываются:

а) по предельным состояниям первой группы: по несущей способности — на прочность с проверкой устойчивости положения и формы конструкции;

б) по предельным состояниям второй группы: по образованию трещин в соответствии с разд. 5 настоящего Руководства.

Железобетонные конструкции рассчитываются:

а) по предельным состояниям первой группы: по несущей способности — на прочность с проверкой устойчивости положения и формы конструкции, на выносливость в случае многократно повторяющейся нагрузки;

б) по предельным состояниям второй группы:

по деформациям — в случаях, когда величина перемещений может ограничить возможность нормальной эксплуатации конструкции или находящихся на ней механизмов;

по образованию трещин — в случаях, когда по условиям нормальной эксплуатации сооружения не допускается их образование, или по ограничению величины раскрытия трещин.

Бетонные и железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по первой группе предельных состояний при всех сочетаниях нагрузок и воздействий, а по второй группе — только при основном сочетании нагрузок и воздействий, за исключением случаев, перечисленных в п. 5.1, б.

Расчет по предельным состояниям, как правило, производится для всех стадий возведения, транспортирования, монтажа и эксплуатации конструкции.

1.2. Оценка наступления предельных состояний первой группы для бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений производится из условия

$$k_н n_c N_р \leqslant m R, \qquad (1)$$

где $k_н$ — коэффициент надежности, учитывающий степень ответственности, капитальность сооружения и значимость последствий при наступлении предельных состояний, принимаемый для сооружений I класса—1,25; II класса—1,2; III класса—1,15; IV класса — 1,1;

n_c — коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый для основного сочетания нагрузок $n_c=1$; для особого сочетания нагрузок $n_c=0{,}9$; для строительного и ремонтного периодов $n_c=0{,}95$;

Таблица 1

Группа предельных состояний	Нагрузки и воздействия	Коэффициент перегрузки n
Первая (за исключением расчета на выносливость)	Собственный вес сооружения	1,05 (0,95)
	Собственный вес обделок туннелей	1,2 (0,9)
	Вертикальное давление от веса грунта	1,1 (0,9)
	Боковое давление грунта	1,2 (0,8)
	Давление наносов	1,2
	Гидростатическое и волновое давления, а также давление фильтрационных вод по подземному контуру сооружения, в швах и расчетных сечениях бетонных и железобетонных конструкций (противодавление)	1
	Гидростатическое давление подземных вод на обделку туннелей	1,1 (0,9)
	Вертикальные и горизонтальные нагрузки от подъемных, погрузочных и транспортных механизмов, а также от веса людей, складируемых грузов и стационарного оборудования	Принимается по главе СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия», а также в соответствии с нормами технологического проектирования
	Снеговые нагрузки	1,4
	Ветровые нагрузки	1,2
	Ледовые нагрузки	1,1
	Нагрузки от судов	1,2
	Температурные и влажностные воздействия	1,1
	Сейсмические воздействия	1
Первая при расчете на выносливость	Все виды нагрузок и воздействий	1
Вторая	То же	1

Примечания: 1. Коэффициент перегрузки для нагрузок от подвижного состава железных и автомобильных дорог надлежит принимать по нормам проектирования мостов.

Продолжение табл. 1

2. Значения коэффициентов перегрузки для горного давления принимаются по строительным нормам на проектирование гидротехнических туннелей.

3. Коэффициенты перегрузки n допускается принимать равными единице для собственного веса сооружения, если объемный вес бетона определен лабораторными исследованиями при подборе состава бетона; для вертикального давления от веса засыпки грунтом, если вес ее не превышает 20 % общего веса сооружения; для всех грунтовых нагрузок при использовании расчетных параметров грунтов, определяемых в соответствии с главой СНиП II-16-76 «Основания гидротехнических сооружений», а также для температурных воздействий при определении их на основе обработки материалов многолетних наблюдений.

4. Указанные в скобках коэффициенты перегрузки относятся к случаям, когда применение минимальных значений коэффициентов приводит к невыгодному загружению сооружения.

$N_р$ — расчетное значение обобщенного силового воздействия (в частности, напряжения), определяемое с учетом коэффициентов перегрузки n, приведенных в табл. 1, а для морских гидротехнических сооружений — в соответствии с инструкцией по проектированию морских причальных сооружений;

m — коэффициент условий работы, учитывающий предельное состояние, приближенность расчетных схем, тип сооружения (конструкции), вид материала и другие факторы, принимаемый по табл. 8 и 16. В необходимых случаях учитываются коэффициенты условий работы согласно указаниям соответствующих нормативных документов;

R — расчетное значение обобщенной несущей способности конструкции или ее сечения (в частности, расчетного сопротивления материала), определяемое с учетом коэффициента безопасности по материалам k.

1.3. Деформации железобетонных конструкций и их элементов, определяемые с учетом длительного действия нагрузок, не должны превышать величин, устанавливаемых проектом, исходя из требований нормальной эксплуатации оборудования и механизмов, а также величин, указанных в прил 1.

Расчет по деформациям конструкций и их элементов допускается не производить, если на основании опыта эксплуатации сооружений установлено, что жесткость аналогичных конструкций и их элементов достаточна для обеспечения нормальной эксплуатации проектируемого сооружения.

1.4. Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные величины, устанавливаемые в соответствии с действующими нормативными документами, а в необходимых случаях — на основании результатов теоретических и экспериментальных исследований.

Расчетные нагрузки определяются как произведение нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки n, учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений и устанавливаемый в зависимости от вида предельного состояния.

1.5. В зависимости от продолжительности действия нагрузки

подразделяются на постоянные и временные — длительные, кратковременные, особые.

К постоянным нагрузкам относятся: вес частей зданий и сооружений, технологического оборудования, расположение которого на сооружении не меняется в процессе эксплуатации (гидроагрегатов, трансформаторов и др.); вес и давление грунтов (насыпей, засыпок); горное давление; гидростатическое, фильтрационное, поровое давления воды и противодавление в расчетных сечениях и строительных швах при нормальном подпорном уровне и нормальной работе противофильтрационных и дренажных устройств; воздействия предварительного напряжения конструкции.

К временным длительным нагрузкам и воздействиям относятся: дополнительное давление грунта (сверх основного давления грунта), возникающее вследствие деформации основания и конструкций или от температурных воздействий: давление отложившихся наносов, температурные воздействия, нагрузки от кранового оборудования и складируемых на причалах грузов.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относятся: снеговые и ветровые нагрузки; нагрузки от судов (навал, швартовые и ударные); ледовые и волновые нагрузки; нагрузки от подъемных, перегрузочных и транспортных устройств и других конструкций и механизмов (мостовых и подвесных кранов и т. п.); нагрузки от плавающих тел; давление от гидравлического удара в период нормальной эксплуатации; пульсационные нагрузки в безнапорных и напорных водоводах; вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования.

К особым нагрузкам и воздействиям относятся: сейсмические и взрывные воздействия; дополнительное гидростатическое давление, поровое давление воды и противодавление в расчетных сечениях и строительных швах при форсированном уровне; дополнительное фильтрационное давление воды, возникающее в результате нарушения нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств; давление от гидравлического удара при полном сбросе нагрузки; ледовые нагрузки при прорыве заторов и зимних пропусках воды в нижний бьеф.

1.6. В зависимости от состава учитываемых нагрузок различаются следующие их сочетания:

основные, состоящие из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок и воздействий:

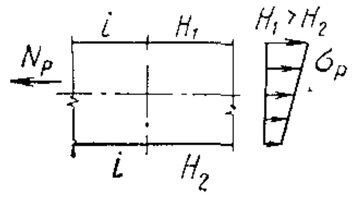
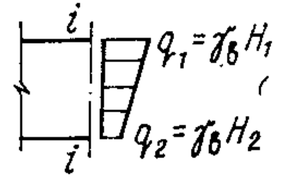
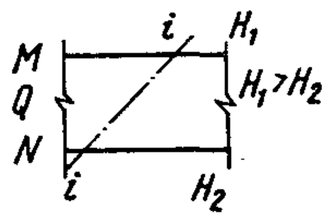
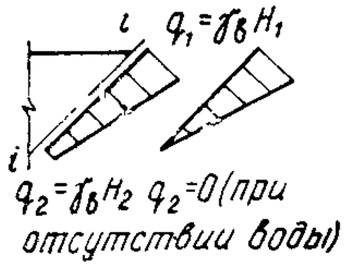
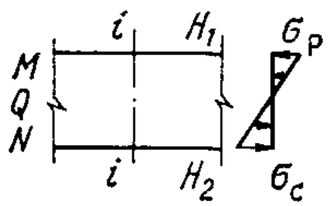
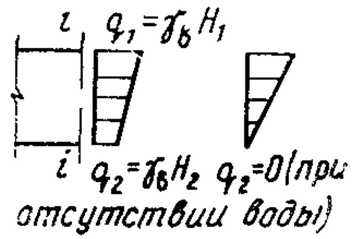
особые, состоящие из постоянных, временных длительных, отдельных кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий.

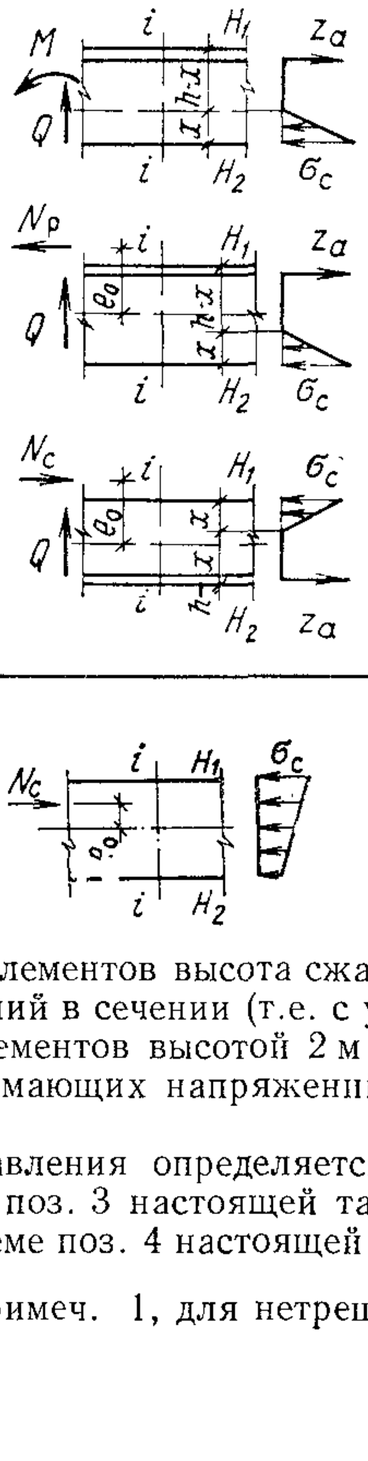
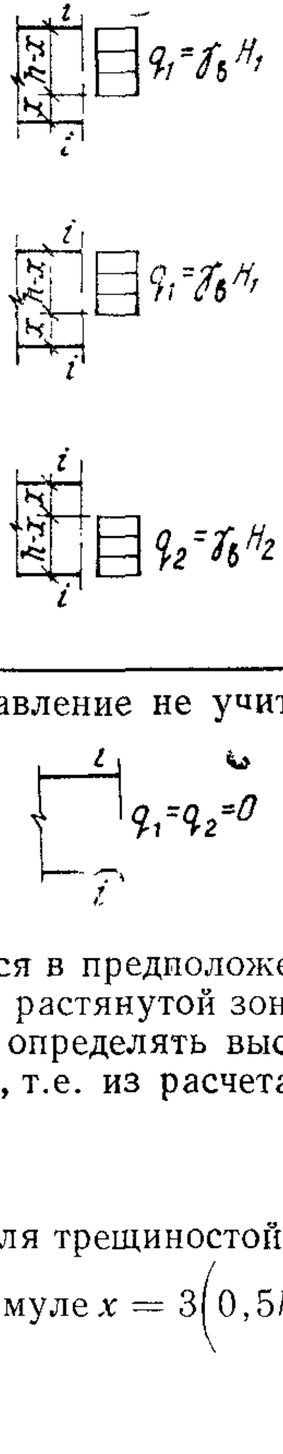
Нагрузки и воздействия принимаются в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях отдельно для эксплуатационного, строительного и ремонтного периодов. Отнесение той или иной нагрузки к основному и особому сочетанию уточняется нормами проектирования отдельных видов сооружений.

1.7. Бетонные и железобетонные конструкции, в которых условия наступления предельного состояния не могут быть выражены через усилия в сечении (гравитационные и арочные плотины, контрфорсы, толстые плиты, балки-стенки и др.), рекомендуется рассчитывать методами механики сплошных сред с учетом в необходимых случаях неупругих деформаций и трещин в бетоне.

В отдельных случаях расчет перечисленных конструкций допускается производить методом сопротивления материалов в соответствии с нормами проектирования отдельных видов гидротехни-

Таблица 2

Расчет	Расчетная схема работы сечения без учета силы противодавления	Схема действия противодавления
1. Прочности нормальных сечений растянутых железобетонных элементов с однозначной эпюрой напряжений		
2. Прочности сечений, наклонных к продольной оси железобетонных элементов		
3. По образованию трещин		

4. Прочности элементов, рассчитываемых без учета работы растянутой зоны (примеч. 1 и 2)		
5. Прочности сжатых элементов с однозначной эпюрой напряжений		Противодавление не учитывается

Примечания: 1. Для трещиностойких элементов высота сжатой зоны определяется в предположении линейной эпюры сжимающих и растягивающих напряжений в сечении (т.е. с учетом работы бетона растянутой зоны сечения).

2. Для нетрещиностойких железобетонных элементов высотой 2 м и менее допускается определять высоту сжатой зоны в предположении прямоугольной эпюры сжимающих напряжений (а не треугольной), т.е. из расчета прочности сечения без учета противодавления.

3. Для бетонных элементов эпюра противодавления определяется:

а) при расчете по образованию трещин — по поз. 3 настоящей таблицы;

б) при расчете на прочность—по последней схеме поз. 4 настоящей таблицы. При этом для трещиностойких элементов высота сжатой зоны определяется согласно примеч. 1, для нетрещиностойких—по формуле $x = 3\left(0{,}5h - \frac{M}{N}\right) = 3\,(0{,}5h - e_0)$, где $e_0 \leqslant 0{,}45h$.

ческих сооружений (например, с главой СНиП II-54-77 «Плотины бетонные и железобетонные»).

Для бетонных конструкций сжимающие напряжения при расчетных нагрузках не должны превышать значений соответствующих расчетных сопротивлений бетона; для железобетонных конструкций сжимающие напряжения в бетоне не должны превышать расчетных сопротивлений бетона на сжатие, а растягивающие усилия в сечении при напряжениях в бетоне, превышающих величину его расчетных сопротивлений, должны быть полностью восприняты арматурой, если выход из работы растянутой зоны бетона может привести к потере несущей способности элемента, при этом следует принимать расчетные коэффициенты в соответствии с п.1.2.

1.8. Величина противодавления воды в расчетных сечениях элементов определяется с учетом фактических условий работы конструкции в эксплуатационный период, а также с учетом конструктивных и технологических мероприятий в соответствии с п. 1.7 главы СНиП II-56-77 «Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений», способствующих повышению водонепроницаемости бетона и уменьшению противодавления.

В элементах напорных и подводных бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, рассчитываемых в соответствии с п. 1.7, противодавление воды учитывается как объемная сила (см. п.1.9).

В остальных элементах противодавление воды учитывается как растягивающая сила, приложенная в рассматриваемом расчетном сечении (табл. 2).

Противодавление воды учитывается одинаково как при расчете сечений, совпадающих со швами бетонирования, так и при расчете монолитных сечений.

При расчете прочности центрально-растянутых и внецентренно-растянутых элементов с однозначной эпюрой напряжений, сечений железобетонных элементов, наклонных к продольной оси элемента, а также при расчете железобетонных элементов по образованию трещин для всех видов напряженного состояния противодавление воды принимается изменяющимся по линейному закону в пределах всей высоты сечения.

В сечениях изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов с двузначной эпюрой напряжений, рассчитываемых по прочности без учета работы бетона растянутой зоны сечения, противодавление воды учитывается в пределах растянутой зоны в виде полного гидростатического давления со стороны растянутой грани и не учитывается в пределах сжатой зоны.

В сечениях элементов с однозначной эпюрой сжимающих напряжений противодавление воды не учитывается (только при расчетах прочности сечения).

Высота сжатой зоны бетона сечения определяется исходя из гипотезы плоских сечений, при этом в нетрещиностойких элементах работа растянутого бетона не учитывается и форма эпюры напряжений бетона в сжатой зоне сечения принимается треугольной (см. п. 4.20 настоящего Руководства).

В элементах с применением конструктивных и технологических мероприятий, с сечением сложной конфигурации, а также в элементах, рассчитываемых в соответствии с п.1.7, значение силы противодавления воды рекомендуется определять на основе результатов экспериментальных исследований или фильтрационных расчетов.

Примечание. Вид напряженного состояния элемента ус-

танавливается первоначально исходя из гипотезы плоских сечений без учета силы противодавления воды (см. пример 1 и табл. 2).

1.9. При учете силового воздействия фильтрующей воды как объемной силы бетон рассматривается как изотропная, однородная (в пределах данной зоны элемента), слитно-пористая среда, характеризуемая коэффициентом эффективной пористости α_2. Величина этого коэффициента зависит от напряженного состояния бетона и определяется экспериментальными исследованиями. Принимаемая в расчетах величина α_2 должна удовлетворять условию $1 \geqslant \alpha_2 \geqslant 0{,}15$. Минимальное значение коэффициента α_2 допускается принимать для зон, где бетон испытывает всестороннее сжатие. В зонах, где хотя бы в одном направлении действуют растягивающие напряжения, величина коэффициента α_2 принимается равной 1.

1.10. При расчете сборных конструкций на усилия, возникающие при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от собственного веса элемента рекомендуется вводить с коэффициентом динамичности, равным 1,3, и коэффициентом перегрузки к собственному весу, равным 1.

При надлежащем обосновании коэффициент динамичности может приниматься более 1,3, но не более 1,5.

1.11. Расчет сборно-монолитных конструкций рекомендуется производить согласно пп. 3.85—3.88 настоящего Руководства.

1.12. Расчет элементов конструкций на выносливость рекомендуется производить согласно пп. 3.75—3.84 настоящего Руководства.

1.13. При определении усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях, вызванных температурными воздействиями или осадкой опор, а также при определении реактивного давления грунта жесткость элементов определяется с учетом образования в них трещин и ползучести бетона согласно пп. 4.17 и 4.18 настоящего Руководства.

В предварительных расчетах допускается принимать кратковременную жесткость при изгибе и растяжении нетрещиностойких элементов равной 0,4 величины жесткости при изгибе и растяжении, определяемой при начальном модуле упругости в соответствии с п.4.19 настоящего Руководства.

1.14. Определение усилий и расчеты прочности сечения статически неопределимых конструкций, работающих совместно с основанием и засыпкой, для сооружений I и II классов на стадиях технического проекта и рабочих чертежей рекомендуется выполнять на ЭВМ по программам, учитывающим физическую и кинематическую нелинейность задачи расчета указанных конструкций.

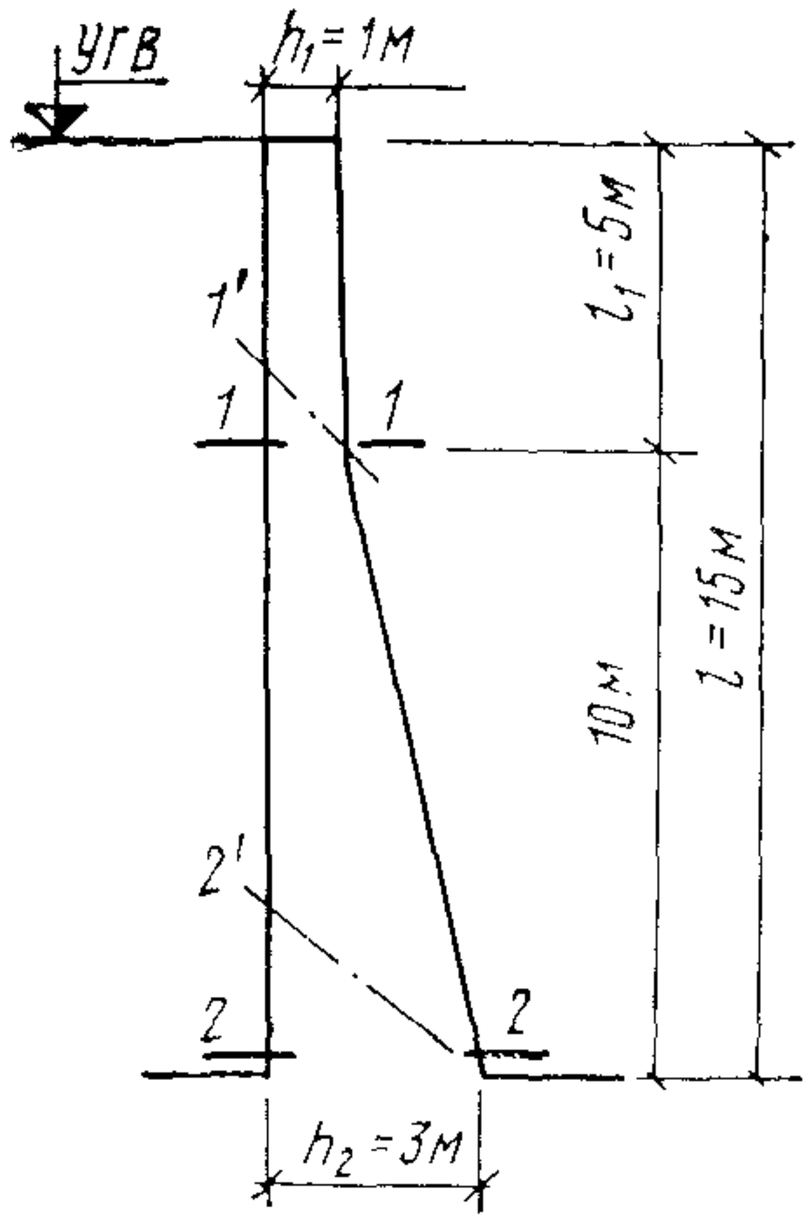


Рис. 1. К примеру расчета 1

Пример расчета к п. 1.8

Пример 1. *Дано.* Консольная стена переменного сечения высотой $l = 15$ м, воспринимающая давление воды (рис. 1).

Высота сечения *1—1* на расстоянии $l_1=5$ м от верха стены и уровня воды $h_1=1$ м; высота корневого сечения *2-2* $h_2=3$ м; $a=a'=0{,}15$ м; класс сооружения III—$k_н=1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_c=1$; бетон марки М 200, арматура класса А-III.

Требуется определить величину противодавления в сечениях *1-1* и *2-2*.

Расчет. Рассматриваем элемент шириной $b=1$ м.

Без учета противодавления в сечении *1-1*

$$N_{сж}=\gamma_б\ b\ h_1\ H_1=2{,}4\cdot 1\cdot 1\cdot 5=12 \text{ тс};$$

$$M=\frac{1}{2}H_1^2\cdot\frac{1}{3}H_1=\frac{1}{2}\cdot 5^2\cdot\frac{1}{3}\cdot 5=20{,}8 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$Q=\frac{1}{2}bH_1^2=\frac{1}{2}\cdot 1\cdot 5^2=12{,}5 \text{ тс}.$$

В сечении *2-2*:

$$N_{сж}=12+\gamma_б b\frac{h_1+h_2}{2}(H_2-H_1)=$$

$$=12+2{,}4\cdot 1\ \frac{1+3}{2}(15-5)=60 \text{ тс};$$

$$Q=\frac{1}{2}bH_2^2=\frac{1}{2}\cdot 1\cdot 15^2=112{,}5 \text{ тс};$$

$$M=\frac{1}{2}bH_2^2\frac{1}{3}H_2-\gamma_б bh_1 l\left(\frac{h_2-h_1}{2}\right)+$$

$$+\gamma_б b\frac{h_2-h_1}{2}(l-l_1)\left[\frac{h_2}{2}-\frac{2}{3}(h_2-h_1)\right]=$$

$$=\frac{1}{2}\cdot 1\cdot 15^2\cdot\frac{1}{3}\cdot 15-2{,}4\cdot 1\cdot 1\cdot 15\left(\frac{3-1}{2}\right)+$$

$$+2{,}4\cdot 1\ \frac{3-1}{2}(15-5)\left[\frac{3}{2}-\frac{2}{3}(3-1)\right]=530{,}5 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Проверяем трещиностойкость сечений по формуле (167).

Принимаем эпюру противодавления по линейному закону в соответствии с поз. 3 табл. 2, тогда в сечении *1-1*:

$N_{пр}=\frac{1}{2}\cdot 5\cdot 1\cdot 1=2{,}5$ тс; $\Sigma N_{сж}=12-2{,}5=9{,}5$ тс; дополнительный момент $M_{пр}=2{,}5\ (0{,}5-0{,}33)=0{,}425$ тс·м; $\Sigma M=20{,}8+0{,}425=21{,}225$ тс·м.

Примем

$$F_а=0;\ F_п=F_б=1\cdot 1=1 \text{ м}^2;$$

$$W_п=W_б=\frac{1\cdot 1^2}{6}=0{,}167 \text{ м}^3;\ m_h=1;$$

$$\gamma=1{,}75;$$

$$n_c=\left(\frac{Ne_0}{W_п}-\frac{N}{F_п}\right)=1\left(\frac{21{,}225}{0{,}167}-\frac{9{,}5}{1}\right)=117{,}5 \text{ тс/м}^2;$$

$$m_h\gamma R_{рII}=1\cdot 1{,}75\cdot 115=201 \text{ тс/м}^2.$$

Так как $117{,}5<201$, сечение *1-1* трещиностойкое.

Для трещиностойкого сечения в соответствии с примеч. 1 к табл. 2 при расчете прочности сечения определяем высоту сжатой зоны с учетом работы бетона растянутой зоны сечения, т. е.

$$\sigma = -\frac{N}{F} \pm \frac{M}{W} = -\frac{9,5}{1} \pm \frac{21,225}{0,167} = -9,5 \pm 127 =$$

$$= \frac{-136,5}{+117,5} \text{ тс/м}^2;$$

$$\frac{x}{h-x} = \frac{136,5}{117,5};\ x = 0,54h;\ h - x = 0,46h = 0,46 \text{ м}.$$

Величина противодавления для расчета прочности сечения *1-1* определяется в соответствии с поз. 4 табл. 2 как прямоугольная эпюра на высоте $h-x$, т. е. $N_{пр}=5\cdot0,46=2,3$ тс (вместо 2,5 тс, принятых в расчете трещиностойкости) и $M_{пр}=2,3\ (0,5-0,23)=0,62$ тс·м (вместо 0,425 тс·м). Таким образом, арматуру в нормальном сечении *1-1* рассчитываем на $M=20,8+0,62=21,42$ тс·м и $N_{сж}=12,0-2,3=9,7$ тс.

Наклонное сечение *1'-1* проверяем по формуле (99).

Так как $k_н r_с Q=1,15\cdot1\cdot12,5=14,4$ тс$<m_{б4}R_р bh_0=0,9\cdot75\cdot1\cdot0,9=60,7$ тс, расчет поперечной арматуры не производится.

В сечении *2-2*:

$N_{пр}=\frac{1}{2}15\cdot1\cdot3=22,5$ тс; $\Sigma N_{сж}=60-22,5=37,5$ тс; $M_{пр}=22,5(1,5-1)=11,25$ тс·м; $\Sigma M=530,5+11,25=541,75$ тс·м; $F_п=F_б=1\cdot3=3$ м^2;

$$W_п = W_б = \frac{1\cdot3^2}{6} = 1,5 \text{ м}^3;$$

$$m_h = 0,9 + \frac{10}{300} = 0,93;\ \gamma = 1,75;$$

$$c\left(\frac{Ne_0}{W_п} - \frac{N}{F_п}\right) = 1\left(\frac{541,75}{1,5} - \frac{37,5}{3}\right) = 348,5 \text{ тс/м}^2;$$

$$m_h\gamma R_{рII} = 0,93\cdot1,75\cdot115 = 187 \text{ тс/м}^2.$$

Так как $348,5>187$, сечение *2-2* нетрещиностойкое.

Для нетрещиностойкого сечения при расчете прочности высоту сжатой зоны для нахождения величины противодавления определяем без учета растянутой зоны, принимая эпюру сжимающих напряжений треугольной, по рис. 2 прил. 8 или по формуле (189).

Для этого необходимо определить площадь растянутой арматуры (без учета противодавления), т. е. на $M=530,5$ тс·м и $N_{сж}=60$ тс;

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{530,5}{60} = 8.84 \text{ м};\ e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 8,84 + \frac{3}{2} - 0,15 = 10,19 \text{ м}.$$

По формуле (57) определяем

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_с Ne}{m_б R_{пр} b}} = 2,85 -$$

$$- \sqrt{2,85^2 - \frac{2\cdot1,15\cdot1\cdot60\cdot10,19}{1,15\cdot900\cdot1}} = 0,25 \text{ м} < 2a' = 0,3 \text{ м}.$$

По формуле (58)

$$F_a = \frac{m_б R_{пр} b x - k_н n_c N}{m_a R_a} =$$

$$= \frac{1,15 \cdot 90 \cdot 100 \cdot 25 - 1,15 \cdot 1 \cdot 60000}{1,15 \cdot 3600} = 45,8 \text{ м}^2;$$

$$E_б = 2,4 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2; \; E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2;$$

$$n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{2,4 \cdot 10^5} = 8,33; \; \frac{c}{h_0} = \frac{10,19}{2,85} = 3,58;$$

$$n\mu = n \frac{F_a}{b h_0} = 8,33 \cdot \frac{45,8}{100 \cdot 285} = 0,01335.$$

По рис. 2 прил. 8

$$\frac{x}{h_0} = 0,173;$$

$x = 0,173 h_0 = 49,4$ см; $h - x = 3 - 0,494 = 2,506$ м.

Усилия от противодавления воды $N_{пр} = 15 \cdot 2,506 \cdot 1 = 37,6$ тс; $M_{пр} = 37,6(1,5 - 1,253) = 9,3$ тс·м.

Таким образом, арматуру в нормальном сечении *2-2* рассчитываем на $M = 530,5 + 9,3 = 540$ тс·м; $N_{сж} = 60 - 37,6 = 22,4$ тс.

Наклонное сечение *2'-2* проверяется по условию (99) на $Q = 112,5$ тс аналогично сечению *1'-1*.

В случае, если условие (99) не соблюдается, площадь поперечной арматуры определяется в соответствии с пп. 3.45, 3.46, 3.56, 3.57 настоящего Руководства, при этом эпюра противодавления для наклонного сечения принимается треугольной согласно поз. 2 табл. 2, т. е. в формуле (107) $W\cos\beta = {}^1/_2 \cdot 15,1\, c$ (где c — проекция наклонного сечения на вертикаль).

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Бетон

2.1. При проектировании бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений рекомендуется предусматривать тяжелые бетоны, отвечающие требованиям главы СНиП II-56-77 и ГОСТ 4795—68. В проектах рекомендуется применять следующие проектные марки бетонов:

а) по прочности на сжатие — М 75, М 100, М 150, М 200, М 250, М 300, М 350, М 400, М 450, М 500, М 600;

б) по прочности на осевое растяжение — Р 10, Р 15, Р 20, Р 25, Р 30, Р 35, Р 40;

в) по морозостойкости — Мрз 50, Мрз 75, Мрз 100, Мрз 150, Мрз 200, Мрз 300, Мрз 400, Мрз 500.

В обоснованных случаях могут применяться бетоны, имеющие морозостойкость выше Мрз 500;

г) 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 или, при статистическом контроле прочности, достижение постоянства нормированной обеспеченности нормативных сопротивлений устанавливается на основании результатов испытаний согласно требованиям соответствующих стандартов.

2.2. Для массивных бетонных сооружений с объемом бетона более 1 млн. $м^3$ в проекте допускается устанавливать промежуточные значения нормативных сопротивлений бетона, отличающиеся от установленной в п.2.1 градации марок по прочности на сжатие, с округлением до 10 $кгс/см^2$ в бо́льшую сторону.

2.3. К бетону конструкций гидротехнических сооружений предъявляются следующие дополнительные требования, устанавливаемые в проекте и подтверждаемые экспериментальными исследованиями:

по предельной растяжимости;

по стойкости против агрессивного воздействия воды;

по отсутствию вредного взаимодействия щелочей цемента с заполнителями;

по сопротивляемости истиранию потоком воды с донными и взвешенными наносами;

по стойкости против кавитации;

по стойкости против химического воздействия;

по тепловыделению при твердении бетона.

Примечание. В необходимых случаях, главным образом для немассивных конструкций, может быть предъявлено требование по минимальной усадке бетона.

2.4. Срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его проектным маркам по прочности на сжатие, прочности на осевое растяжение и водонепроницаемости, принимается, как правило, для конструкций речных гидротехнических сооружений 180 дней, для сборных и монолитных конструкций морских и сборных конструкций речных транспортных сооружений — 28 дней. Срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его проектной марке по морозостойкости, принимается 28 дней.

Если известны сроки фактического загружения конструкций, способы их возведения, условия твердения бетона, вид и качество применяемого цемента, допускается устанавливать проектную марку бетона в ином возрасте.

Для сборных конструкций отпускная прочность бетона принимается по проекту, но не менее 70 % прочности соответствующей проектной марки.

2.5. За марку по прочности на осевое сжатие (кубиковую прочность) принимается сопротивление осевому сжатию эталонного образца-куба.

Эта характеристика является основной и указывается в проектах во всех случаях на основании расчета конструкции.

Для железобетонных конструкций не допускается применение бетона проектной марки ниже М 100.

Для железобетонных элементов из тяжелого бетона, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, и железобетонных сжатых элементов стержневых конструкций (набережные типа эстакад на сваях, сваях-оболочках и т. п.) рекомендуется применять проектную марку бетона не ниже М 200.

Для железобетонных элементов, погружаемых в грунт забивкой или вибрированием, проектная марка бетона должна быть не менее М 400.

2.6. За марку по прочности на осевое растяжение принимается сопротивление осевому растяжению контрольных образцов. Эта характеристика должна назначаться в тех случаях, когда она имеет главенствующее значение, т. е. когда эксплуатационные качества конструкции или ее элементов определяются работой растянутого бетона или образование трещин в элементах конструкции не допускается.

2.7. За марку по морозостойкости принимается число циклов попеременного замораживания и оттаивания, выдерживаемых испытуемыми образцами в 28-дневном возрасте без снижения прочности более чем на 15 %.

Эта характеристика назначается в зависимости от климатических условий и числа расчетных циклов попеременного замораживания и оттаивания в течение года (по данным долгосрочных наблюдений) с учетом эксплуатационных условий.

Для подводного бетона и бетона внутренней зоны массивных конструкций не требуется специальной проверки качества на морозостойкость. Морозостойкость этих бетонов должна обеспечиваться выбором материалов с учетом возможного воздействия температур на бетон в течение строительного периода.

Для неделимых конструктивных элементов, расположенных в нескольких зонах сооружения, требования по морозостойкости устанавливаются по наиболее опасной зоне.

Марки по морозостойкости гидротехнического бетона зоны переменного уровня воды и водосливной грани речных гидротехнических сооружений назначаются в проекте согласно табл 3.

Таблица 3

Климатические условия	Марка бетона по морозостойкости при наибольшем числе циклов попеременного замораживания и оттаивания					
	до 50	от 50 до 75	от 75 до 100	от 100 до 150	от 150 до 200	>200
1	2	3	4	5	6	7
Умеренные	Мрз 50	Мрз 100	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300*	Мрз 400
Суровые	Мрз 100	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300*	Мрз 400*	Мрз 500
Особо суровые	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300	Мрз 400	Мрз 500	Мрз 600

* Для водосливной грани плотины, к которой не предъявляется требование по кавитационной стойкости, марка по морозостойкости принимается равной Мрз 200.

Примечание. Климатические условия, указанные в табл. 3, характеризуются среднемесячной температурой наиболее холодного месяца:

умеренные — от 0 до минус 10 °С;

суровые — от минус 10 до минус 20 °С;

особо суровые — ниже минус 20 °С.

Для надводной зоны речных сооружений марки бетона по морозостойкости назначаются с учетом атмосферных воздействий, но не ниже Мрз 50—для умеренных, Мрз 100—для суровых, Мрз 200—для особо суровых климатических условий.

Для морских гидротехнических сооружений марки бетона по морозостойкости назначаются согласно табл. 4.

Таблица 4

Гидрометеорологические условия эксплуатации морских сооружений	Зона переменного уровня воды		Надводная зона	
	железобетонные конструкции с содержанием арматуры более 0,5 %	бетонные и железобетонные конструкции с содержанием арматуры менее 0,5 %	железобетонные конструкции с содержанием арматуры более 0,5 %	бетонные и железобетонные конструкции с содержанием арматуры менее 0,5 %
	Марка бетона по морозостойкости, не ниже			
1	2	3	4	5
Легкие	Мрз 100	Мрз 150	Требования по морозостойкости не предъявляются	
Средние	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100	Мрз 100
Тяжелые	Мрз 300 с обязательным применением теплогидроизоляции		Мрз 200	Мрз 150

Примечание. Приморские районы СССР относятся к районам с тяжелыми, средними и легкими гидрометеорологическими условиями эксплуатации в соответствии с указаниями по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.

2.8. За марку по водонепроницаемости принимается наибольшее давление воды, при котором еще не наблюдается просачивание воды при испытании образцов, в соответствии с требованиями государственных стандартов.

Эта характеристика назначается в зависимости от напорного градиента, определяемого как отношение максимального напора, м, к толщине конструкции, м (при отсутствии зональной разрезки), или к толщине бетона наружной зоны конструкции (при наличии зональной разрезки), в соответствии с табл. 5.

Таблица 5

Напорный градиент	До 5	От 5 до 10	От 10 до 15	От 15 до 20	От 20 до 30
Марка бетона по водонепроницаемости	В4	В6	В8	В10	В12

В нетрещиностойких безнапорных конструкциях морских сооружений проектная марка бетона по водонепроницаемости должна быть не ниже В4.

2.9. При предварительном выборе проектных марок бетона допускается при отсутствии данных испытаний пользоваться табл. 6,

Таблица 6

Свойства бетона	Ориентировочная взаимосвязь свойств бетона					
По водонепроницаемости	В2	В4	В6	В8	В10	В12
По морозостойкости	Мрз 50	Мрз 100	Мрз 150	Мрз 200	Мрз 300	Мрз 400
По прочности на осевое сжатие	М 150	М 200	М 250	М 300	М 400	М 400

устанавливающей ориентировочную взаимосвязь основных свойств бетона на портландцементе без применения ПАВ.

2.10. Для замоноличивания стыков элементов сборных конструкций, которые в процессе эксплуатации могут подвергаться воздействию отрицательных температур наружного воздуха или воздействию агрессивной воды, рекомендуется применять бетоны проектных марок по морозостойкости и водонепроницаемости на одну марку выше марки бетона стыкуемых элементов.

2.11. При приготовлении бетонов и растворов рекомендуется применять добавки поверхностно-активных веществ (СДБ, СНВ и др.), а также активную минеральную добавку золы-уноса тепловых электростанций и другие тонкодисперсные добавки, отвечающие требованиям соответствующих документов.

Примечание. В зонах конструкций, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, использование золы-уноса или других тонкодисперсных минеральных добавок к бетону не допускается, за исключением конструкций, для которых требование к морозостойкости бетона предъявляется только в период строительства.

Кроме перечисленных добавок рекомендуется применять добавки ГКЖ-94.

2.12. Допускается применение бетона на пористых заполнителях, проектные марки которого принимаются в соответствии с главой СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», если по технико-экономическим соображениям целесообразно снижение нагрузки от собственного веса конструкции.

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

2.13. Величины нормативных и расчетных сопротивлений бетона в зависимости от проектных марок бетона по прочности на сжатие и на осевое растяжение принимаются по табл. 7.

Таблица 7

Проектная марка тяжелого бетона	Вид сопротивления бетона, кгс/см²			
	нормативное и расчетное для предельных состояний второй группы		расчетное для предельных состояний первой группы	
	сжатие осевое (призменная прочность) $R^{н}_{пр}$ и $R_{пр\ II}$	растяжение осевое $R^{н}_{р}$ и $R_{р\ II}$	сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}$	растяжение осевое $R_{р}$
По прочности на сжатие				
М 75	45	5,8	35	3,8
М 100	60	7,2	45	4,8
М 150	85	9,5	70	6,3
М 200	115	11,5	90	7,5
М 250	145	13	110	8,8
М 300	170	15	135	10
М 350	200	16,5	155	11
М 400	225	18	175	12
М 450	255	19	195	12,8
М 500	280	20	215	13,5
М 600	340	22	245	14,5
По прочности на растяжение				
Р 10	—	7,8	—	6
Р 15	—	11,7	—	9
Р 20	—	15,6	—	12
Р 25	—	19,5	—	15
Р 30	—	23,5	—	18
Р 35	—	27	—	21
Р 40	—	31	—	24

Примечание. Обеспеченность значений нормативных сопротивлений, указанных в табл. 7, установлена равной 0,95 (при базовом коэффициенте вариации 0,135), кроме массивных гидротехнических сооружений: гравитационных, арочных, массивно-контрфорсных плотин и т. п.,— для которых обеспеченность нормативных сопротивлений установлена 0,9 (при базовом коэффициенте вариации 0,17).

2.14. Коэффициенты условий работы бетона $m_б$ для расчета конструкций по предельным состояниям первой группы принимаются по табл. 8.

При расчете по предельным состояниям второй группы коэффициент условий работы бетона принимается равным 1, за исключением расчета при действии многократно повторяющейся нагрузки.

2.15. Расчетные сопротивления бетона при расчете железобетонных конструкций на выносливость $R'_{пр}$ и $R'_{р}$ вычисляются в соответствии с п.3.78.

2.16. Нормативное сопротивление бетона при всестороннем сжатии $R^{н}_{об}$ определяется по формуле

$$R^{н}_{об} = R^{н}_{пр} + A\,(1 - \alpha_2)\,\sigma_1, \qquad (2)$$

Таблица 8

Факторы, обусловливающие введение коэффициента условий работы бетона	Коэффициент условий работы бетона $m_б$	
	условное обозначение	значение
1. Особые сочетания нагрузок для бетонных конструкций	$m_{б_1}$	1,1
2. Многократное повторение нагрузки	$m_{б_2}$	Принимается по табл. 29
3. Железобетонные конструкции плитные и ребристые при толщине плиты (ребра), см:		
60 и более	$m_{б_3}$	1,15
менее 60	$m_{б_3}$	1
4. Бетонные конструкции	$m_{б_1}$	0,9

Примечания: 1. При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчете учитывается произведение соответствующих коэффициентов условий работы.

2. В необходимых случаях коэффициенты условий работы бетона принимаются согласно указаниям соответствующих нормативных документов (например, для плотин по табл. 3 и 11 главы СНиП II-54-77).

где A — коэффициент эффективности бокового давления, принимаемый на основании результатов экспериментальных исследований; при их отсутствии для бетонов проектных марок М 200, М 250, М 300 и М 350 коэффициент A определяется по формуле

$$A = \frac{100}{\sqrt{R^{н}_{пр}}}; \qquad (3)$$

σ_1 — наименьшее по абсолютной величине главное напряжение, кгс/см^2;

α_2 — коэффициент эффективной пористости, определяемый экспериментальным путем (см. п.1.9).

Расчетные сопротивления определяются по табл. 7 в зависимости от значения $R^{н}_{сб}$ интерполяцией.

Примечание. При наличии экспериментальных данных разрешается уточнять нормативное сопротивление бетона сжатию и при других видах напряженного состояния.

2.17. Величина начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_б$ принимается по табл. 9.

В зависимости от фактических значений модуля упругости крупного заполнителя $E_з$ рекомендуется умножать значения начального модуля упругости бетона $E_б$ на коэффициенты, принимаемые по табл. 10.

В зависимости от фактической крупности заполнителя рекомендуется пользоваться коэффициентами к значениям $E_б$, принимаемыми по табл. 11.

Таблица 9

Условия твердения бетона	Начальные модули упругости тяжелого бетона при сжатии и растяжении $E_б \cdot 10^{-3}$, кгс/см², при проектной марке по прочности на сжатие									
	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600
Естественное твердение	170	210	240	265	290	310	330	345	360	380
При тепловой обработке в условиях атмосферного давления	155	190	215	240	260	280	300	310	325	340
При автоклавной обработке	125	160	180	200	220	230	250	260	270	285

Примечания: 1. Значения начального модуля упругости бетона $E_б$ установлены для тяжелого бетона на плотных заполнителях с модулем упругости $E_з = 600 \cdot 10^3$ кгс/см² и крупности заполнителя 80 мм.

2. Значения начального модуля упругости бетона для сооружений I класса уточняются по результатам экспериментальных исследований.

Таблица 10

Модуль упругости заполнителя бетона $E_з \cdot 10^{-3}$, кгс/см²	800	700	600	500	400	300	200
Коэффициент	1,15	1,08	1	0,91	0,79	0,66	0,49

Таблица 11

Крупность заполнителя бетона, мм	120	80	40	20
Коэффициент	1,02	1	0,95	0,89

При установлении марки бетона по прочности на сжатие и начального модуля упругости $E_б$ в возрасте 180 дней значения модуля упругости в меньшем возрасте рекомендуется определять умножением значений $E_б$, принимаемых по табл. 9, на коэффициенты, приведенные в табл. 12, а также в соответствии с п.5.21.

Начальный коэффициент поперечной деформации бетона $\mu = 0{,}15$, модуль сдвига $G = 0{,}4\ E_б$.

Объемный вес тяжелого бетона при отсутствии опытных данных допускается принимать равным 2,3—2,5 тс/м³.

Для уточнения объемного веса бетона рекомендуется пользоваться табл. 13.

Таблица 12

Вид цемента, используемого для приготовления бетона	Коэффициент при возрасте бетона, сут					
	3		14	28	90	180
Портландцемент	0,62	0,71	0,78	0,86	0,96	1
Пуццолановый и шлакопортландцемент	0,49	0,6	0,68	0,81	0,95	1

Таблица 13

Плотность заполнителя, тс/м³	Объемный вес бетона, т/м³, при наибольшей крупности заполнителей, мм				
	10	20	40	80	120
2,6—2,65	2,26	2,32	2,37	2,41	2,43
2,65—2,7	2,3	2,36	2,4	2,45	2,47
2,7—2,75	2,33	2,39	2,44	2,49	2,5

Примеры расчета к пп. 2.1—2.15

Пример 2. *Дано.* Доковая конструкция судопропускного сооружения защиты Ленинграда от наводнения. Сооружение I класса— $k_н=1{,}25$; сочетание нагрузок и воздействий основное—$n_c=1$. При расчете прочности учтены собственный вес бетона, боковое давление грунта, давление воды в камере и в засыпке за стенами, температурные воздействия для года со средней амплитудой изменений средних месячных температур воздуха, противодавление воды в расчетных сечениях.

Максимальные расчетные напряжения на сжатие в днище $\sigma_{макс}=68$ кгс/см². Требуется подобрать (назначить) марку бетона для днища, находящегося в эксплуатационных условиях под уровнем воды, и для стенового элемента, находящегося в зоне переменного уровня.

Расчет. Для днища доковой конструкции оценку прочности бетона производим по формуле (1) при $m_{б_3}=1{,}15$:

$$R_{пр}\geqslant\frac{k_н n_c \sigma_{макс}}{m_{б_3}}=\frac{1\ 25\cdot 1\cdot 68}{1{,}15}=74\ \text{кгс/см}^2.$$

По табл. 7 интерполяцией получаем $R^н_{пр}=91$ кгс/см². Так как объем бетона в рассматриваемом сооружении менее 1 млн. м³, принимаем для подбора состава стандартную марку бетона М 200.

При объеме бетона в сооружении более 1 млн. м³ в соответствии с п.2.2 можно принять контролируемую прочность бетона на сжатие $R^н_{пр}=100$ кгс/см², что соответствует условной марке бетона М 180 и дает определенный экономический эффект.

Перейдем к рассмотрению требований по водонепроницаемости. Минимальная толщина бетона от основания сооружения до дна

сухой потерны 3,1 м; давление фильтрационной воды снизу при опорожненной камере 21,5 м.

Градиент напора получаем равным 21,5 : 3,1 = 6,9 < 10. По табл 5 принимаем марку бетона по водонепроницаемости В6.

Согласно табл. 6, определять состав бетона будет требование В6, при этом марка бетона по прочности М 200 получится автоматически.

Для стенового элемента, находящегося в зоне переменного уровня воды, определяющей является марка бетона по морозостойкости. Сооружение массивное, содержание арматуры менее 0,5 %. Район строительства относится к средним гидрометеорологическим условиям эксплуатации сооружений, и потому по графе 3 табл. 4 принимаем марку бетона Мрз 150. Так как напор в рассматриваемой зоне не превышает 5 м, а толщина сечения более 3 м, градиент напора 5 : 3 < 5; согласно п. 2.8, назначаем марку бетона по водонепроницаемости В4. Учитывая, что напряженное состояние в рассмотренной зоне практически не отличается от состояния днища, рассмотренного ранее, окончательно принимаем марку бетона для зоны переменного уровня воды М 200, Мрз 150, В4.

В соответствии с табл. 6 определять состав бетона будет требование Мрз 150.

Пример 3. *Дано.* Арочно-гравитационная плотина I класса— $k_н = 1{,}25$ (п. 1.2); сочетание нагрузок основное—$n_c = 1$ (п. 1.2); главные сжимающие напряжения в расчетной точке верховой грани $\sigma_3 = 73$ кгс/см², $\sigma_2 = 25{,}2$ кгс/см²; радиальные $\sigma_1 = 6$ кгс/см². Зона плотины, где находится рассматриваемая точка, возведена из бетона марки М 250, $R^н_{пр} = 145$ кгс/см²; $R_{пр} = 110$ кгс/см²; $m_{пл} = 0{,}9$; $m_{ар_1} = 0{,}9$ (табл. 3 и 11 главы СНиП II-54-77).

На основании исследований для напорной зоны плотины принимаем $\alpha_2 = 0{,}15$.

Требуется определить нормативное и расчетное сопротивления бетона с учетом всестороннего сжатия бетона в расчетной точке и проверить прочность бетона в расчетной зоне плотины.

Расчет. По формуле (3) определяем значение коэффициента A:

$$A = \frac{100}{\sqrt{R^н_{пр}}} = \frac{100}{\sqrt{145}} = 8{,}3.$$

По формуле (2) определяем $R^н_{об}$:

$$R^н_{об} = R^н_{пр} + A(1 - \alpha_2)\sigma_1 = 145 + 8{,}3(1 - 0{,}15)6 = 187 \text{ кгс/см}^2.$$

По табл. 7 для $R^н_{пр} = 187$ кгс/см² интерполяцией получаем расчетное сопротивление $R_{пр} = 147$ кгс/см², т. е. $R^н_{об} = 187$ кгс/см² соответствует $R_{об} = 147$ кгс/см².

Оценку прочности бетона производим по формуле (1):

$k_н n_c \sigma_3 = 1{,}25 \cdot 1 \cdot 73 = 91{,}2$ кгс/см²;

$m_{пл} m_{ар_1} R_{об} = 0{,}9 \cdot 0{,}9 \cdot 147 = 119$ кгс/см²;

$$91{,}2 \text{ кгс/см}^2 < 119 \text{ кгс/см}^2.$$

Таким образом, марка бетона М 250 в рассматриваемой области арочно-гравитационной плотины назначена со значительным запасом.

Определим необходимую марку бетона, исходя из критерия прочности $k_{\text{н}} n_{\text{с}} \sigma_{\text{з}} \leqslant m_{\text{пл}} m_{\text{ар}_1} R_{\text{об}}$:

$$R_{\text{об}} = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} \sigma_{\text{з}}}{m_{\text{пл}} m_{\text{ар}_1}} = \frac{1.25 \cdot 1 \cdot 73}{0,9 \cdot 0,9} = 113 \text{ кгс/см}^2.$$

По табл. 7 найдем интерполяцией

$$R^{\text{н}}_{\text{об}} = 145 + \frac{(113 - 110)\,(170 - 145)}{135 - 110} = 148 \text{ кгс/см}^2.$$

Далее рекомендуется прибегнуть к методу итераций. Приняв в первом приближении $A = A_1 = 10$, найдем

$$R^{\text{н}}_{\text{пр}} = R^{\text{н}}_{\text{об}} - A\,(1 - \alpha_2)\,\sigma_1 = 148 - 10\,(1 - 0,15)\,6 = 97 \text{ кгс/см}^2,$$

которому по табл. 7 соответствует марка бетона М 170.

При марке бетона М 170

$$A = \frac{100}{\sqrt{R^{\text{н}}_{\text{пр}}}} = 10,15 \approx 10.$$

Далее для бетона марки М 170 найдем:

$R^{\text{н}}_{\text{об}} = 97 + 10,15(1 - 0,15)6 = 149$ кгс/см^2;

$R_{\text{об}} = 114$ кгс/см^2;

$k_{\text{н}} n_{\text{с}} \sigma_{\text{з}} = 1,25 \cdot 1 \cdot 73 = 91,2$ кгс/см^2 $< m_{\text{пл}} m_{\text{ар}_1} R_{\text{об}} = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 114 =$
$= 92,3$ кгс/см^2.

Следовательно, условиям задачи удовлетворяет бетон марки М 170.

Арматура

2.18. Для армирования железобетонных конструкций гидротехнических сооружений без предварительного напряжения применяется арматура следующих видов и классов:

а) стержневая горячекатаная: гладкая класса А-I, периодического профиля классов А-II, А-III;

б) обыкновенная холоднотянутая арматурная проволока периодического профиля класса Вр-I.

Для закладных деталей и соединительных накладок применяется, как правило, прокатная углеродистая сталь класса С 38/23.

2.19. В качестве ненапрягаемой расчетной арматуры железобетонных конструкций преимущественно применяется горячекатаная арматурная сталь класса А-III; горчячекатаную арматурную сталь класса А-II рекомендуется применять в основном для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры, а для продольной расчетной арматуры — в случаях, когда использование арматуры класса А-III не допускается или нецелесообразно. Сталь класса А-I рекомендуется применять для монтажной арматуры.

2.20. При выборе вида и марок стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, а также прокатных сталей для закладных деталей должны учитываться тип конструкции, температурные условия эксплуатации конструкций и характер их нагружения согласно прил. 2 и 3.

При возведении конструкций в условиях расчетной зимней температуры наружного воздуха ниже минус 40 °С с арматурой, допускаемой для использования только в отапливаемых зданиях,

должна быть проверена несущая способность конструкции на стадии ее возведения при расчетном сопротивлении арматуры с дополнительным коэффициентом $m_a=0,7$ и расчетной нагрузке с коэффициентом перегрузки $n=1$.

2.21. Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных и бетонных конструкций применяется горячекатаная арматурная сталь класса А-II, марки 10ГТ и класса А-I марок ВСт3сп2 и ВСт3пс2.

При монтаже конструкций при расчетной зимней температуре ниже минус 40 °С для монтажных петель не допускается применять сталь марки ВСт3пс2.

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРЫ

2.22. За нормативное сопротивление арматуры $R_a^н$ принимаются наименьшие контролируемые значения:

для стержневой арматуры — предела текучести физического или условного (равного величине напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2 %);

для проволочной арматуры — временного сопротивления разрыву.

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

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_a для предельных состояний первой и второй групп определяются по формуле

$$R_a = \frac{R_a^н}{k_a}, \qquad (4)$$

где k_a — коэффициент безопасности по арматуре, принимаемый по табл. 14.

Таблица 14

Вид и класс арматуры	Коэффициент безопасности по арматуре k_a при расчете конструкций по предельным состояниям	
	первой группы	второй группы
Стержневая арматура классов:		
А-I, А-II	1,05	1
А-III диаметром, мм:		
6—8	1,1	1
10—40	1,07	1
Проволочная арматура класса Вр-I	1,1	1

2.23. Величины нормативных и расчетных сопротивлений основных видов арматуры, применяемой в железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений, в зависимости от класса арматуры принимаются по табл. 15.

Таблица 15

Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы R_{aII}, кгс/см²	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
		растяжению		сжатию R_{ac}
		продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы R_{ax}	
Стержневая арматура классов:				
A-I	2400	2300	1800	2300
A-II	3000	2850	2220	2850
A-III диаметром, мм:				
6—8	4000	3600	2900*	3600
10—40	4000	3750	3000*	3750
Проволочная арматура класса B-I диаметром, мм:				
3	4200	3850	3100 (3200)	3850
4	4150	3750	3000 (3100)	3750
5	4050	3700	2950 (3050)	3700

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса A-III, диаметр которых меньше $^1/_3$ диаметра продольных стержней, $R_{a.x}$ = =2500 кгс/см² при диаметре хомутов 6—8 мм и $R_{a.x}$ = 2600 кгс/см² при диаметре хомутов 10—40 мм.

Примечания: 1. Величины $R_{a.x}$ в скобках даны для случая применения арматуры класса B-I в вязаных каркасах.

2. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном значения $R_{a.c}$ принимаются равными нулю.

2.24. Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы повышаются или снижаются путем умножения на соответствующие коэффициенты условий работы m_a.

Коэффициенты условий работы ненапрягаемой арматуры принимаются по табл. 16.

Таблица 16

Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы арматуры	Коэффициент условий работы арматуры m_a	
	условное обозначение	значение
Многократное повторение нагрузки	m_{a_1}	Определяется по формуле (157)
Железобетонные элементы, содержащие в поперечном сечении стержней рабочей арматуры:		
менее 10	m_{a_2}	1,1
10 и более		1,15
Сталежелезобетонные конструкции (открытые и подземные)	m_{a_3}	0,8

Примечания: 1. При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов условий работы.

2. В необходимых случаях коэффициенты условий работы арматуры принимаются по соответствующим нормативным документам (например, для плотин по поз. 5 табл. 3 главы СН иП II-54-77).

3. Коэффициенты условий работы арматуры m_{a_2} для сооружений III и IV классов принимаются уменьшенными на 0,05.

4. При расчете жалезобетонных элеменсов сооружений I и II классов рекомендуется принимать коэффициент условий работы арматуры $m_{a_2}=1,1$ независимо от количества рабочих стержней в поперечном сечении.

Коэффициент условий работы арматуры m_a для расчетов по предельным состояниям второй группы принимается равным 1.

2.25. Расчетные сопротивления R_a' растянутой стержневой арматуры при расчете железобетонных конструкций на выносливость определяются согласно п. 3.79 настоящего Руководства.

2.26. Величины модуля упругости ненапрягаемой арматуры принимаются по табл. 17.

Таблица 17

Вид и класс арматуры	Модуль упругости арматуры E_a, кгс/см²
Стержневая арматура классов:	
A-I, A-II	2 100 000
A-III	2 000 000
Арматурная проволока класса	
Bp-I	1 700 000

3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Расчет по прочности бетонных элементов

3.1. Расчет по прочности бетонных элементов производится для сечений, нормальных к их продольной оси, а элементов, рассчитываемых в соответствии с п. 1.7, для площадок действия главных напряжений.

В зависимости от условий работы элементы рассчитываются без учета и с учетом сопротивления бетона растянутой зоны сечения.

Без учета сопротивления бетона растянутой зоны сечения рассчитываются внецентренно-сжатые элементы, в которых по условиям эксплуатации допускается образование трещин.

С учетом сопротивления бетона растянутой зоны сечения рассчитываются все изгибаемые элементы, а также внецентренно-сжатые элементы, в которых по условиям эксплуатации не допускается образование трещин.

В случаях действия в расчетных сечениях значительных по величине поперечных сил, когда вероятно образование наклонных трещин, рекомендуется производить расчет бетонных элементов из условия

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} \sigma_{\text{г.р}} \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{р}}, \qquad (5)$$

где $\sigma_{\text{г.р}}$ — главные растягивающие напряжения в бетоне, действующие по наклонным площадкам, определяемые как для упругого тела.

Примечания: 1. В общем случае продольной осью элемента следует считать линию, равноудаленную от его граней. Разрешается принимать ось элементов вертикальной или горизонтальной. Например, на рис. 2 показана локальная (относящаяся к сечению) вертикальная ось «консоли» арочной плотины.

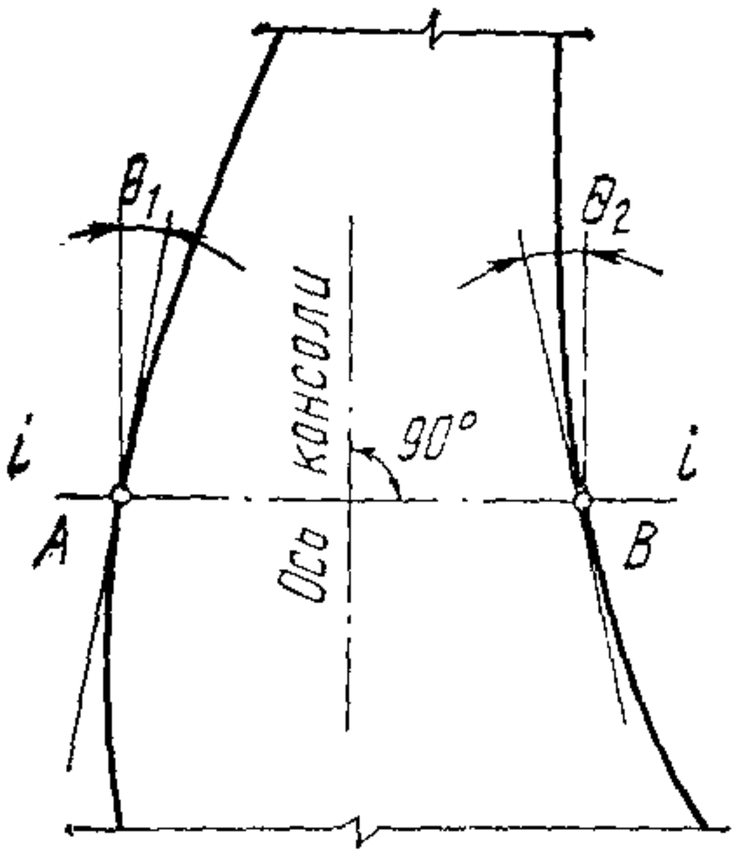


Рис. 2. Схема консоли арочной плотины

$i—i$ — расчетное сечение; θ_1, θ_2 — углы между осью и гранями элемента соответственно верховой и низовой для сечения $i—i$

2. Главные растягивающие напряжения, действующие по наклонным площадкам, определяются на уровне нейтральной оси, на уровне центра тяжести сечения, а также в местах резкого изменения ширины сечения b (например, для тавровых, двутавровых, коробчатых и других сечений).

3.2. Бетонные конструкции, прочность которых определяется прочностью бетона растянутой зоны сечения, допускаются к применению в том случае, если образование трещин в них не приводит к разрушению, к недопустимым деформациям или к нарушению водонепроницаемости конструкции. При этом является обязательной проверка трещиностойкости элементов таких конструкций с учетом температурно-влажностных воздействий в соответствии с разд. 5 настоящего Руководства.

Применение изгибаемых бетонных конструкций простейшего вида (балки на двух опорах, консоли и др.) допускается в том случае, если они лежат на упругом основании, рассчитываются только на нагрузку от собственного веса и под ними не могут находиться люди и оборудование, а также когда расчетом с учетом температурно-влажностных воздействий в соответствии с разд. 5 настоящего Руководства доказана трещиностойкость таких конструкций.

Для внецентренно-сжатых элементов необходимо проверять прочность бетона сжатой зоны в предположении образования трещин и устойчивость свободно стоящих элементов на опрокидывание.

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.3. Расчет бетонных изгибаемых элементов производится по формуле

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} M \leqslant m_h m_{\text{б}} R_{\text{р}} W_{\text{т}}, \qquad (6)$$

где m_h — коэффициент, определяемый в зависимости от высоты сечения по табл. 18;

Таблица 18

Высота сечения h, см	100 и менее	Св. 100
Коэффициент m_h	1	$0{,}9+\frac{10}{h}$

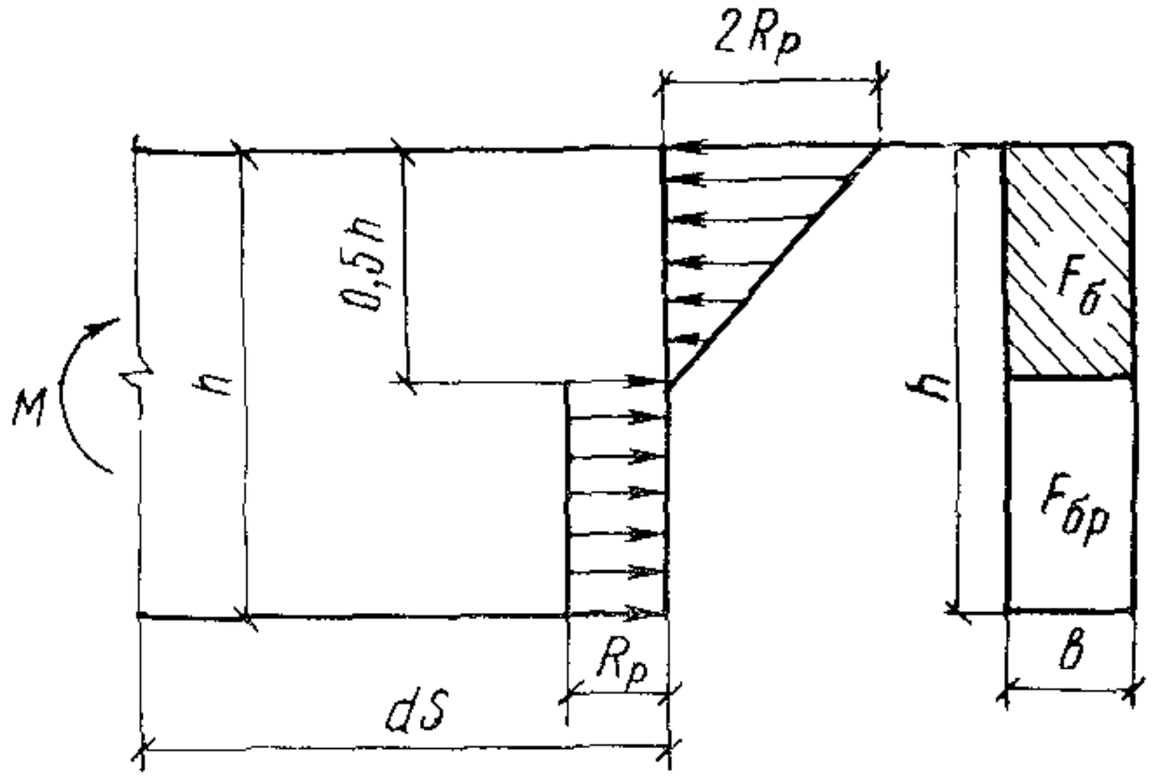


Рис. 3. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого бетонного элемента прямоугольного сечения

$W_{\text{т}}$ — момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый с учетом упругих свойств бетона по формуле

$$W_{\text{т}} = \gamma W_{\text{р}}, \qquad (7)$$

γ — коэффициент учитывающий влияние пластических деформаций бетона в зависимости от формы и соотношения размеров сечения, принимаемый по прил. 4;

$W_{\text{р}}$ — момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый как для упругого материала.

Для сечений более сложной формы в отличие от данных, приведенных в прил. 4, $W_{\text{т}}$ определяется в соответствии с п.3.5 главы СНиП II-21-75.

На рис. 3 приведены схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого бетонного элемента прямоугольного сечения.

ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.4. Расчет внецентренно-сжатых бетонных элементов без учета сопротивления бетона растянутой зоны сечения производится по сопротивлению бетона сжатию, которое условно характеризуется напряжениями, равными $R_{пр}$, умноженными на коэффициенты условий работы бетона $m_б$.

3.5. Влияние прогиба внецентренно-сжатых бетонных элементов на их несущую способность учитывается умножением величины предельного усилия, воспринимаемого сечением, на коэффициент φ, принимаемый по табл. 19.

Таблица 19

Значения l_0/b для сечения прямоугольной формы	Значения l_0/r для сечения произвольной формы	Коэффициент φ
<4	<14	1
4	14	0,98
6	21	0,96
8	28	0,91
10	35	0,86

Примечание. l_0 — расчетная длина элемента; b — наименьший размер прямоугольного сечения; r — наименьший радиус инерции сечения.

При расчете гибких бетонных элементов при $l_0/b>10$ или $l_0/r>35$ учитывается влияние длительного действия нагрузки на несущую способность конструкции в соответствии с главой СНиП II-21-75 с введением расчетных коэффициентов, принимаемых по главе СНиП II-56-77.

Расчетная длина элемента l_0 принимается в зависимости от характера закрепления концов элемента по табл. 22 настоящего Руководства.

Для арок расчетная длина элемента l_0 определяется умножением геометрической длины L на коэффициент $\psi_г$, определяемый по формулам:

а) для бесшарнирных арок с жестко заделанными пятами

$$\psi_г = \frac{1}{2{,}8\sqrt{1-\left(\frac{L}{2\pi\rho}\right)^2}}; \qquad (8)$$

б) для двухшарнирных арок

$$\psi_г = \frac{1}{2\sqrt{1-\left(\frac{L}{2\pi\rho}\right)^2}}, \qquad (9)$$

где L — длина арки по оси;

ρ — радиус дуги круга, проведенного через центры замкового и пятового сечений арки.

3.6. Внецентренно-сжатые бетонные элементы, не подверженные действию агрессивной воды и не воспринимающие напор воды, рассчитываются без учета сопротивления бетона растянутой зоны

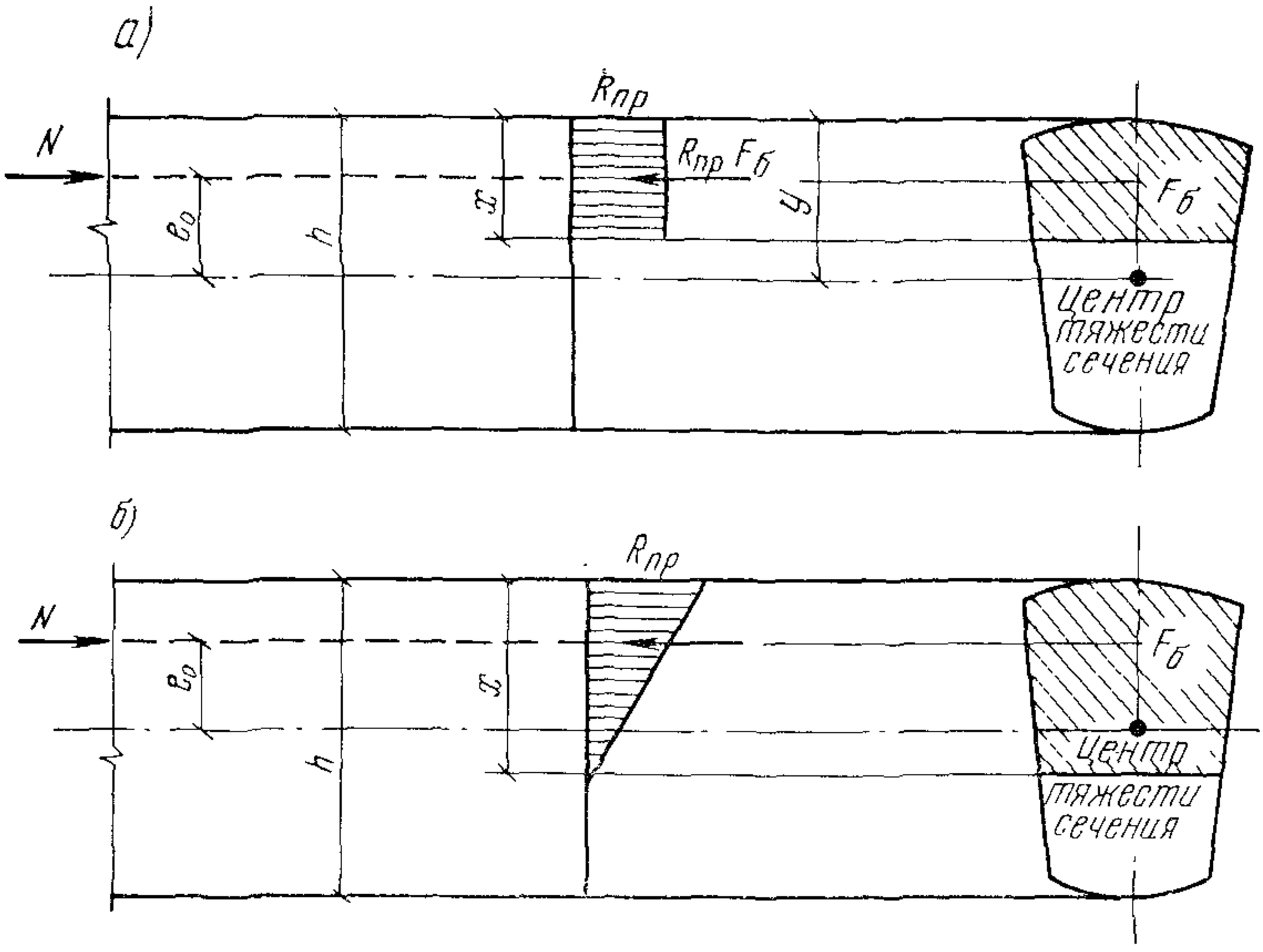


Рис. 4. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого бетонного элемента, рассчитываемого без учета сопротивления бетона растянутой зоны
а — в предположении прямоугольной эпюры сжимающих напряжений; *б* — в предположении треугольной эпюры сжимающих напряжений

сечения в предположении прямоугольной формы эпюры сжимающих напряжений (рис. 4, *а*) по формуле

$$k_н n_с N \leqslant \varphi m_б R_{пр} F_б, \qquad (10)$$

где $F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона, определяемая из условия совпадения ее центра тяжести с точкой приложения равнодействующей внешних сил.

Примечание. В сечениях, рассчитываемых по формуле (10), величина эксцентрицитета e_0 расчетного усилия относительно центра тяжести сечения не должна превышать 0,9 расстояния y от центра тяжести сечения до его наиболее напряженной грани.

Прямоугольные сечения рассчитываются по формуле

$$k_н n_с N \leqslant 2b(0{,}5h - e_0)\varphi m_б R_{пр}. \qquad (11)$$

3.7. Внецентренно-сжатые элементы бетонных конструкций, подверженные действию агрессивной воды или воспринимающие напор воды, без учета сопротивления растянутой зоны сечения рассчитываются в предположении треугольной эпюры сжимающих напряжений (рис. 4, *б*); при этом краевое сжимающее напряжение σ *должно удовлетворять условию*

$$\sigma \leqslant \frac{\varphi m_б R_{пр}}{k_н n_с}. \qquad (12)$$

Прямоугольные сечения рассчитываются по формуле

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} \frac{2N}{3b\,(0{,}5h - e_0)} \leqslant \varphi n_{\text{б}} R_{\text{пр}}. \qquad (13)$$

3.8. Внецентренно-сжатые элементы бетонных конструкций при учете сопротивления растянутой зоны сечения рассчитываются из условия ограничения величины краевых растягивающих и сжимающих напряжений по формулам:

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} \left(\frac{M}{W_{\text{р}}} - \frac{N}{F} \right) \leqslant \varphi \gamma m_h m_{\text{б}} R_{\text{р}}; \qquad (14)$$

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} \left(0{,}8 \frac{M}{W_{\text{с}}} + \frac{N}{F} \right) \leqslant \varphi m_{\text{б}} R_{\text{пр}}, \qquad (15)$$

где $W_{\text{р}}$ и $W_{\text{с}}$ — моменты сопротивления соответственно для растянутой и сжатой граней сечения.

По формуле (15) допускается рассчитывать также внецентренно-сжатые бетонные конструкции с однозначной эпюрой напряжения.

Формулы (6), (10)—(15) составлены для элементов с постоянной высотой сечения (т. е. призматических стержней). Этими формулами можно пользоваться и в том случае, когда угол между гранями элемента $\theta \leqslant \operatorname{arctg} 0{,}2 \approx 11°$. В этом случае, если продольная ось элемента параллельна одной из граней, краевое главное напряжение принимается с погрешностью $\delta \leqslant 5\ \%$, что допустимо в статическом расчете.

Множитель 0,8 при члене $\frac{M}{W_{\text{с}}}$ в формуле (15) приближенно учитывает нелинейный характер эпюры напряжений в сжатой зоне бетонного элемента при действии момента M.

В практических расчетах элементов бетонных конструкций приходится иметь дело со случаями, когда в расчетной схеме ось элемента непараллельна одной или обеим граням (см. рис. 2) и нельзя пренебречь углами θ_1 и θ_2. При этом без учета противодавления воды в сечении i-i формулы (14) и (15) заменяются следующими:

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} \left[\left(\frac{M}{W_{\text{р}}} - \frac{N}{F} \right) \sec^2 \theta_1 + \gamma_{\text{в}} H \operatorname{tg}^2 \theta_1 \right] \leqslant \varphi \gamma m_h m_{\text{б}} R_{\text{р}}; \qquad (16)$$

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} \left[\left(0{,}8 \frac{M}{W_{\text{с}}} + \frac{N}{F} \right) \sec^2 \theta_2 - \gamma_{\text{в}} h \operatorname{tg}^2 \theta_2 \right] \leqslant \varphi m_{\text{б}} R_{\text{пр}}, \qquad (17)$$

где $\gamma_{\text{в}}$ — объемный вес воды;

H и h — заглубления соответственно верховой и низовой точек (A и B на рис. 2) под уровнями воды верхнего и нижнего бьефов.

Примеры расчета к пп. 3.1—3.8

Пример 4. *Дано.* Изгибаемый бетонный элемент прямоугольного сечения (рис. 3).

Требуется вывести расчетную формулу.

Расчет. Из условия равновесия элемента малой длины ds имеем

$$M = b \frac{h^2}{2^2} R_{\text{р}} \left(\frac{1}{2} + \frac{2}{3} \right) = \frac{bh^2}{4} \cdot \frac{7}{6} R_{\text{р}} = 1{,}75 \frac{bh^2}{6} R_{\text{р}}.$$

Для прямоугольного сечения $\frac{bh^2}{6} = W_р$; $1{,}75 = \gamma$ по прил. 4, т. е. $1{,}75\frac{bh^2}{6} = \gamma W_р = W_т$.

Таким образом, в предельном состоянии с учетом расчетных коэффициентов получаем формулу (6) — $k_н n_с M = m_h m_б R_р W_т$.

Пример 5. *Дано.* Элемент бетонной конструкции ($m_б = 0{,}9$) с сечением $b = 1$ м, $h = 2$ м (рис. 5); класс III — $k_н = 1{,}15$; бетон марки М 200, $R_{пр} = 90$ кгс/см²; $q = 25{,}2$ тс/м (боковое давление грунта $q^н = 21$ тс/м; $n = 1{,}2$ — коэффициент перегрузки); сочетание нагрузок основное — $n_с = 1$; элемент не подвержен действию агрессивной воды и не воспринимает напор воды. Продольный изгиб конструкции возможен только в плоскости чертежа.

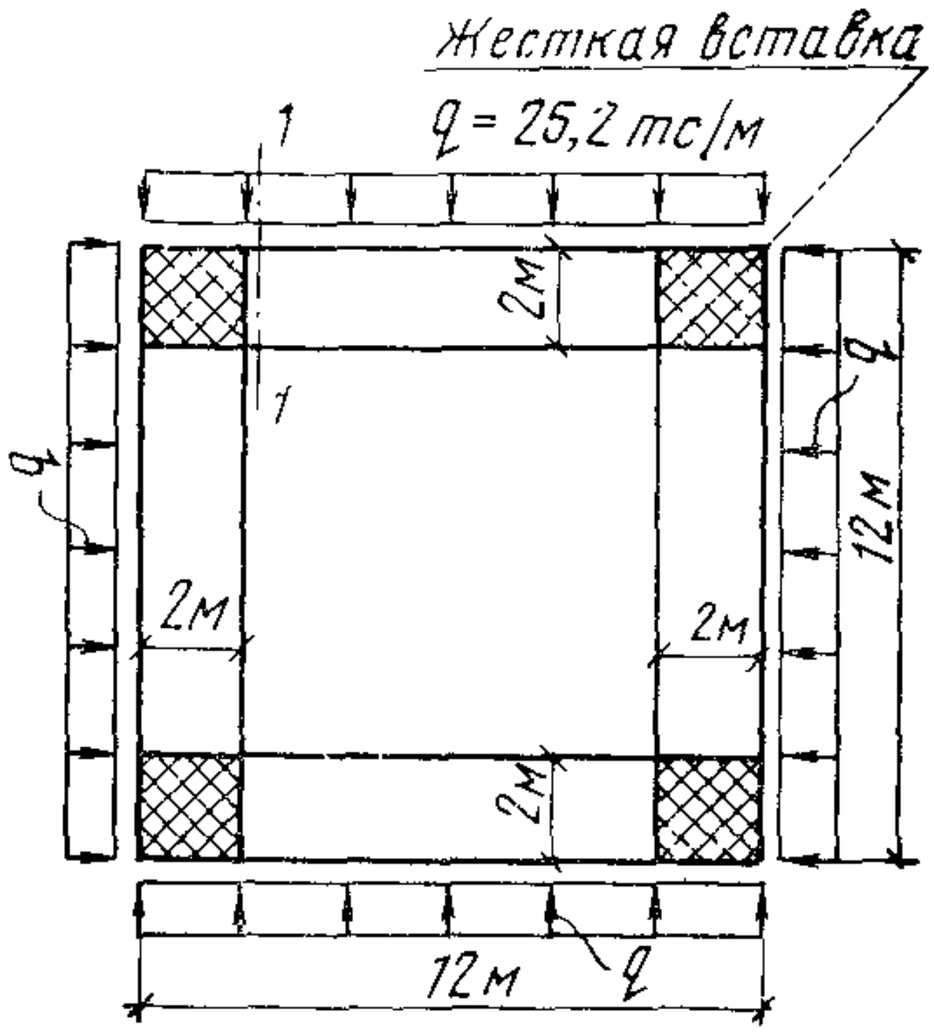


Рис. 5. К примерам 5 и 6.

Требуется проверить прочность сечения *1-1*.

Расчет. Из статического расчета элемента как рамы с жесткими вставками находим для сечения *1-1* $M = 134$ тс·м; $N_с = 151$ тс (сечение внецентренно сжато).

Отсюда эксцентрицитет продольной силы N относительно центра тяжести сечения *1-1*

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{134}{151} = 0{,}89 \text{ м} < 0{,}9y = 0{,}9\frac{h}{2} = 0{,}9\frac{2}{2} = 0{,}9 \text{ м}.$$

Так как концы стержней рамы полностью защемлены в жесткие вставки, по табл. 22 $l_0 = 0{,}5\,l = 0{,}5 \cdot 8 = 4$ м. При

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4}{2} = 2 < 4$$

по табл. 19 настоящего Руководства $\varphi = 1$.

Так как элемент безнапорный и не подвержен действию агрессивной воды, прочность его определяется по формуле (11):

$$k_н n_с N = 1{,}15 \cdot 1 \cdot 151 = 174 \text{ тс} < 2b\,(0{,}5h - e_0)\,\varphi m_б R_{пр} =$$
$$= 2 \cdot 1\,(0{,}5 \cdot 2 - 0{,}89)\,1 \cdot 0{,}9 \cdot 900 = 178 \text{ тс}.$$

Условие прочности выполнено.

Пример 6. *Дано.* Элемент бетонной конструкции, показанный на рис. 5, подвержен действию агрессивной воды, но не воспринимает напор. Остальные условия те же, что и в примере 5.

Требуется определить предельно допустимое значение интенсивности бокового давления грунта q по условию прочности сечения *1-1*.

Расчет. $$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{8^2}{12} q = 5,33q;$$

$$N = \frac{q\,(l + 2h)}{2} = \frac{8 + 2 \cdot 2}{2} q = 6q;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5,33q}{6q} = 0,89 \text{ м}.$$

Из формулы (13) находим для предельного состояния

$$N = \frac{3b\,(0,5h - e_0)\varphi m_б R_{пр}}{2k_н n_с} = \frac{3 \cdot 1\,(0,5 \cdot 2 - 0,89)\,1 \cdot 0,9 \cdot 900}{2 \cdot 1,15 \cdot 1} = 116 \text{ тс}.$$

Отсюда предельно допустимое з начение q равно

$$q = \frac{N}{6} = \frac{116}{6} = 19,3 \text{ тс/м}.$$

Пример 7. *Дано.* Бетонная подпорная стена высотой 10 м и сечением у основания $h = 3$ м, $m_б = 0,9$; класс сооружения III — $k_н = 1,15$; сочетание нагрузок основное — $n_с = 1$. По условиям эксплуатации трещины не допускаются. Суммарные усилия в сечении у основания стены $M = 145,7$ тс·м и $N_с = 69,4$ тс; бетон марки М 150, $R_{пр} = 70$ кгс/см^2; $R_р = 6,3$ кг/см^2.

Требуется проверить прочность стены.

Расчет. Так как по условиям эксплуатации трещины не допускаются, расчет производим с учетом работы бетона растянутой зоны в соответствии с. п. 3.8. $F = bh = 1 \cdot 3 = 3$ м^2; $W_р = W_с = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 3^2}{6} = 1,5$ м^3; $l_0 = 2l = 2 \cdot 10 = 20$ м; $\frac{l_0}{h} = \frac{20}{3} = 6,7$; $\varphi = 0,945$ (табл. 19); $m_h = 0,9 + \frac{10}{300} = 0,933$ (табл. 18); $\gamma = 1,75$ (прил. 4).

Для растянутого волокна проверяем условие прочности по формуле (14):

$$k_н n_с \left(\frac{M}{W_р} - \frac{N}{F}\right) \leqslant \varphi \gamma m_h m_б R_р;$$

$$1,15 \cdot 1 \left(\frac{145,7}{1,5} - \frac{69,4}{3}\right) = 85 \text{ тс/м}^2 < 0,945 \cdot 1,75 \cdot 0,933 \cdot 0,9 \cdot 63 =$$

$$= 87,3 \text{ тс/м}^2.$$

Условие удовлетворено.

Для сжатого волокна проверяем условие прочности по формуле (15):

$$k_н n_с \left(0,8 \frac{M}{W_с} + \frac{N}{F}\right) \leqslant \varphi n_б R_{пр};$$

$$1,15 \cdot 1 \left(0,8 \frac{145,7}{1,5} + \frac{69,4}{3}\right) = 123 \text{ тс/м}^2 < 0,945 \cdot 0,9 \cdot 700 = 595 \text{ тс/м}^2.$$

Условие удовлетворяется с большим запасом.

Пример 8. *Дано.* Бетонная конструкция — прямоугольная пластина толщиной $\delta = 1$ м, ослабленная круговым отверстием, давле-

ния p_x и p_y (рис. 6). Размеры: $l_x = l_y = 5$ м; $r = 0{,}8$ м; бетон марки М 250; класс сооружения I — $k_н = 1{,}25$; сочетание нагрузок основное — $n_c = 1$.

Требуется проверить прочность конструкции при $p_x = 76$ тс/м²; $p_y = 290$ тс/м².

Расчет. Конструкция представляет собой балку-стенку, предельное состояние которой не может быть выражено через усилия в каких-либо сечениях.

Балку-стенку рассчитываем в соответствии с п. 1.7 настоящего Руководства методами механики сплошных сред.

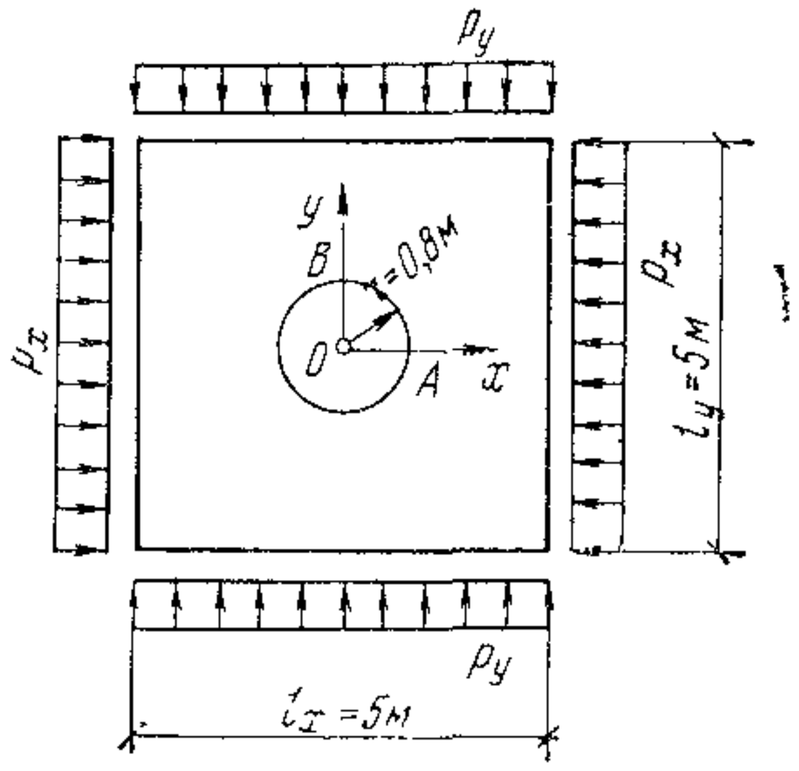


Рис. 6. К примеру 8

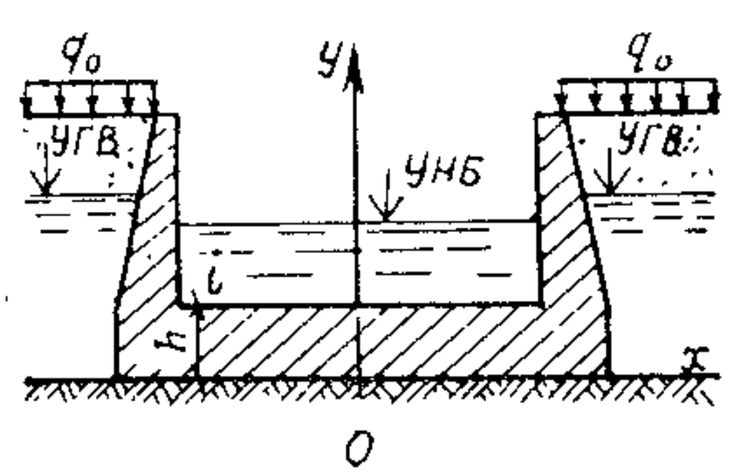


Рис. 7. К примеру 9

При $l_x : 2r = l_y : 2r = 5 : 1{,}6 = 3{,}1 > 3$ размеры пластины можно принимать бесконечно большими. В этом случае напряженное состояние может быть определено по классическому решению теории упругости (задача Кирша).

Наибольшее значение главных сжимающих напряжений (в точке A)

$$\sigma_{A.c} = |\sigma_A| = |p_x - 3p_y| = |76 - 3 \cdot 290| = 794 \text{ тс/м}^2 = 79{,}4 \text{ кгс/см}^2.$$

Наибольшее значение главных растягивающих напряжений (в точке B)

$$\sigma_{B.p} = \sigma_B = p_y - 3p_x = 290 - 3 \cdot 76 = 62 \text{ тс/м}^2 = 6{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Критерии прочности в соответствии с п. 1.2:

$$k_н n_c \sigma_{A.c} \leqslant m_б R_{пр};\ 1{,}25 \cdot 1 \cdot 79{,}4 = 99 \text{ кгс/см}^2 = 0{,}9 \cdot 110 = 99 \text{ кгс/см}^2;$$

$$k_н n_c \sigma_{B.p} \leqslant m_б R_p;\ 1{,}25 \cdot 1 \cdot 6{,}2 = 7{,}75 \text{ кгс/см}^2 < 0{,}9 \cdot 8{,}8 = 7{,}92 \text{ кгс/см}^2.$$

Условия прочности удовлетворяются практически точно. В зоне действия главных растягивающих напряжений рекомендуется поставить конструктивную арматуру 4∅ 20 А-II на 1 м.

Пример 9. *Дано.* Конструкция докового типа (рис. 7), $h = 3$ м, $m_б = 0{,}9$, $\gamma = 1{,}75$, $m_h = 0{,}93$, $\varphi = 1$; бетон марки М 250, $R_p = 8{,}8$ кгс/см²; $M = 160$ тс·м; $N_c = 40$ тс; $Q = 80$ тс; класс сооружения II — $k_н = 1{,}2$, сочетание нагрузок основное — $n_c = 1$.

Требуется проверить прочность сечения *i-i*.

Расчет. Фундаментная плита дока может быть принята бетонной, так как выполняется условие (14).

$$k_н n_c \left(\frac{M}{W_p} - \frac{N}{F}\right) = 1{,}2 \cdot 1 \left(\frac{160 \cdot 6}{1 \cdot 3 \cdot 3} - \frac{40}{1 \cdot 3}\right) = 112 \text{ тс/м}^2 =$$

$$= 11{,}2 \text{ кгс/см}^2 < \varphi \gamma m_h m_б R_p = 1 \cdot 1{,}75 \cdot 0{,}93 \cdot 0{,}9 \cdot 8{,}8 = 12{,}9 \text{ кгс/см}^2.$$

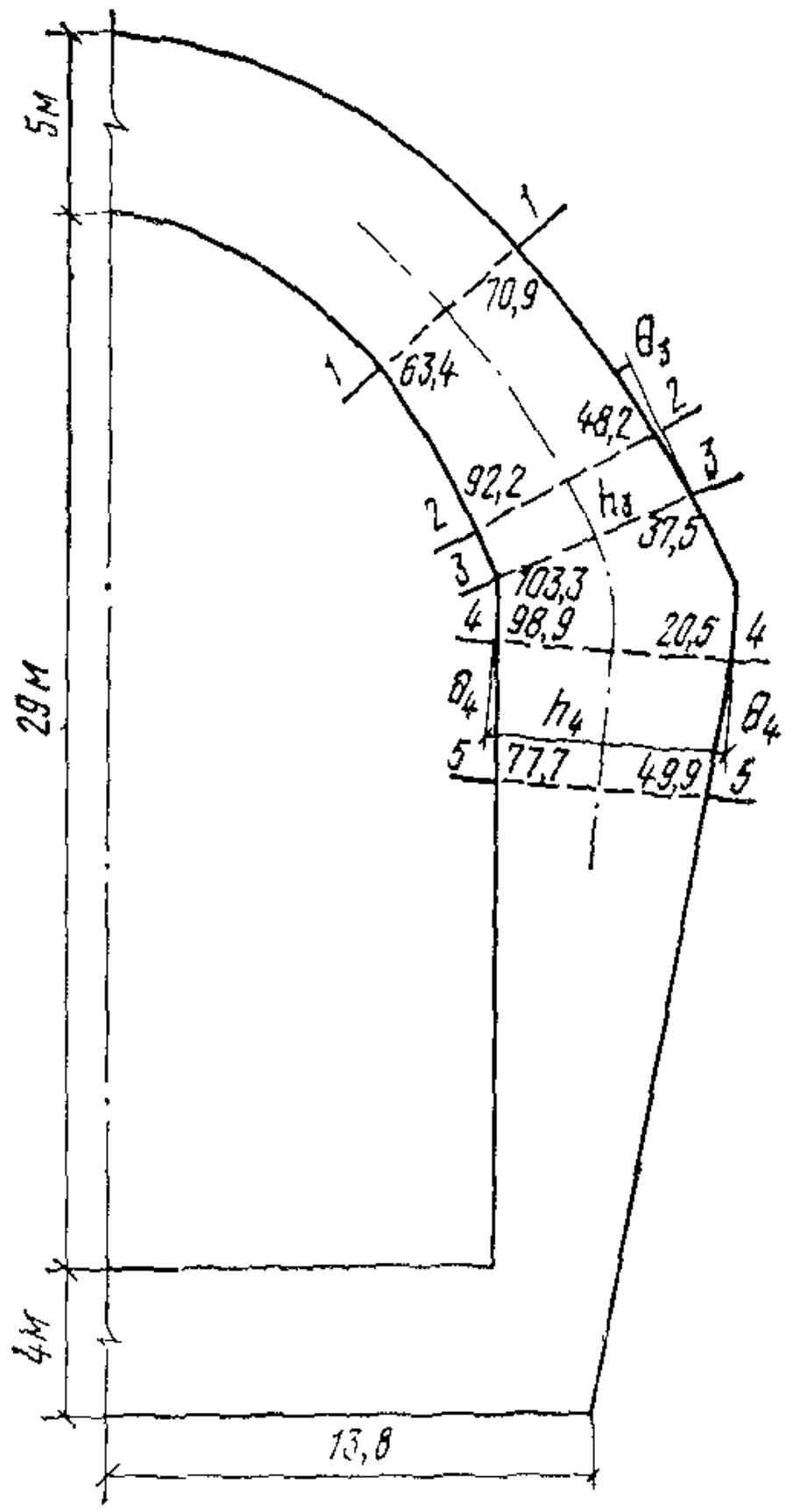


Рис. 8. К примеру 10

Рекомендуется выполнить расчет по главным растягивающим напряжениям на нейтральной оси и в центре тяжести сечения *i-i*. Нейтральная ось расположена на расстоянии 1,31 м, центр тяжести — на расстоянии 1,5 м от подошвы фундаментной плиты.

На нейтральной оси

$$\sigma_x = 0;\ \sigma_y = -0{,}2 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\tau_{xy} = \frac{3}{2}\frac{Q}{F} = 1{,}5\,\frac{80}{3} =$$

$$= 40 \text{ тс/м}^2 = 4 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{г.р} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} +$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} =$$

$$= -0{,}1 + \sqrt{0{,}1^2 + 4^2} =$$

$$= 3{,}9 \text{ кгс/см}^2.$$

По формуле (5) $k_н n_с \sigma_{г.р} = 1{,}2 \times 1 \cdot 3{,}9 = 4{,}7$ кгс/см^2 $< m_б R_р = 0{,}9 \cdot 8{,}8 = 7{,}9$ кгс/см^2.

Поскольку на нейтральной оси имеется большой запас $\sigma_{г.р}$, проверка $\sigma_{г.р}$ в центре тяжести сечения в данном случае излишняя (результат будет практически тот же).

Таким образом, условие прочности выполняется, сечение *i-i* можно принять бетонным.

Пример 10. *Дано.* В сечениях *1-1*, *2-2*, ..., *5-5* бетонной конструкции водосброса методом конечных элементов определены краевые значения $\sigma_{г.с}$, кгс/см^2, приведенные на рис. 8. Напряжения по сечениям изменяются практически по линейному закону. Класс сооружения I — $k_н = 1{,}25$; сочетание нагрузок основное — $n_с = 1$; $h_3 = 6$ м, $h_4 = 6{,}6$ м.

Требуется определить необходимую марку бетона по прочности на сжатие.

Расчет. Согласно п. 3.8, допускается внецентренно-сжатые бетонные конструкции с однозначной эпюрой напряжений рассчитывать по формуле (15). В данном случае рассмотрим сечение *3-3* как наиболее напряженное. Градиент напряжений по сечению *3-3*, равный $\frac{103{,}3 - 37{,}5}{600} = 0{,}11$ кгс/см^3, меньше градиента по сечению *4-4*, равного $\frac{98{,}9 - 20{,}5}{660} = 0{,}118$ кгс/см^3.

Пользуясь размерностями м и тс, найдем для сечения *3-3* при $b = 1$ м (перпендикулярно чертежу) величину сжимающей силы, пренебрегая малыми значениями углов θ:

$$N = \frac{1033 + 375}{2} 6 \cdot 1 = 4220 \text{ тс};$$

$$e_0 = \frac{6}{2} - \frac{6}{3}\left(1 + \frac{375}{1033 + 375}\right) = 0,47 \text{ м};$$

$$M = Ne_0 = 4220 \cdot 0,47 = 1980 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$F = bh = 1 \cdot 6 = 6 \text{ м}^2; \; W_c = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 6^2}{6} = 6 \text{ м}^3.$$

Из формулы (15) определяем

$$R_{пр} \geqslant \frac{k_н n_c}{\varphi m_б}\left(0,8\frac{M}{W_c} + \frac{N}{F}\right) = \frac{1,25 \cdot 1}{1 \cdot 0,9}\left(0,8\frac{1980}{6} + \frac{4220}{6}\right) =$$

$$= 1345 \text{ тс/м}^2 = 135 \text{ кгс/см}^2.$$

Условию прочности удовлетворяет бетон марки М 300.

Расчет по прочности железобетонных элементов

3.9. Расчет железобетонных элементов по прочности производится для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений наиболее опасного направления. При наличии крутящих моментов проверяется прочность пространственных сечений, ограниченных в растянутой зоне спиральной трещиной наиболее опасного из возможных направлений (см. п. 3.69). Кроме того, производится расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание) согласно пп. 3.62—3.65.

3.10. При установке в сечении элемента арматуры разных видов и классов в расчет прочности вводится арматура с соответствующими расчетными сопротивлениями.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

3.11. Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяются в предположении выхода из работы растянутой зоны бетона, условно принимая напряжения в сжатой зоне распределенными по прямоугольной эпюре и равными $m_б R_{пр}$, а напряжения в арматуре — не более $m_a R_a$ и $m_a R_{a.c}$ соответственно для растянутой и сжатой арматуры.

3.12. Для изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых с большими эксцентрицитетами элементов расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных к указанной плоскости граней элемента, производится в зависимости от соотношения между величиной относительной высоты сжатой зоны $\xi = \frac{x}{h_0}$, определяемой из условий равновесия, и граничным значением относительной высоты сжатой зоны ξ_R, при котором предельное состояние элемента

наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению $m_a R_a$.

Для элементов, симметричных относительно плоскости действия момента и нормальной силы, армированных ненапрягаемой арматурой, граничные значения ξ_R принимаются по табл. 20.

Таблица 20

Класс арматуры	Граничные значения ξ_R при марке бетона		
	М 150	М 200, М 250, М 300	$\geqslant$ М 350
A-I	0,7	0,65	0,6
A-II, A-III	0,65	0,6	0,5
Bp-I			

3.13. Изгибаемые, внецентренно-сжатые и внецентренно-растянутые с большими эксцентрицитетами железобетонные элементы, как правило, должны удовлетворять условию $\xi \leqslant \xi_R$.

Для изгибаемых элементов невыполнение этого условия можно допустить лишь в случае, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

3.14. При высоте сжатой зоны, определенной без учета сжатой арматуры, менее $2a'$ сжатая арматура в расчете не учитывается. Расчетную сжатую арматуру рекомендуется применять при ограниченной высоте сечения, невозможности повышения марки бетона или при каких-либо особых требованиях.

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.15. Расчет изгибаемых железобетонных элементов любой симметричной формы (рис. 9, *а*) производится по формулам:

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} S_б + m_a R_{a.c} S_a; \quad (18)$$

$$m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F'_a = m_б R_{пр} F_б. \quad (19)$$

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

3.16. Изгибаемые элементы прямоугольного сечения (рис. 9, *б*) рассчитываются при $\xi \leqslant \xi_R$ по формулам:

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} bx (h_0 - 0{,}5x) + m_a R_{a.c} F'_a (h_0 - a'); \quad (20)$$

$$m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F'_a = m_б R_{пр} bx. \quad (21)$$

При $\xi > \xi_R$ расчет производится по тем же формулам при $x = \xi_R h_0$.

3.17. Площадь сечения продольной арматуры определяется следующим образом.

Вычисляется высота сжатой зоны сечения из условия (20) при $F'_a = 0$:

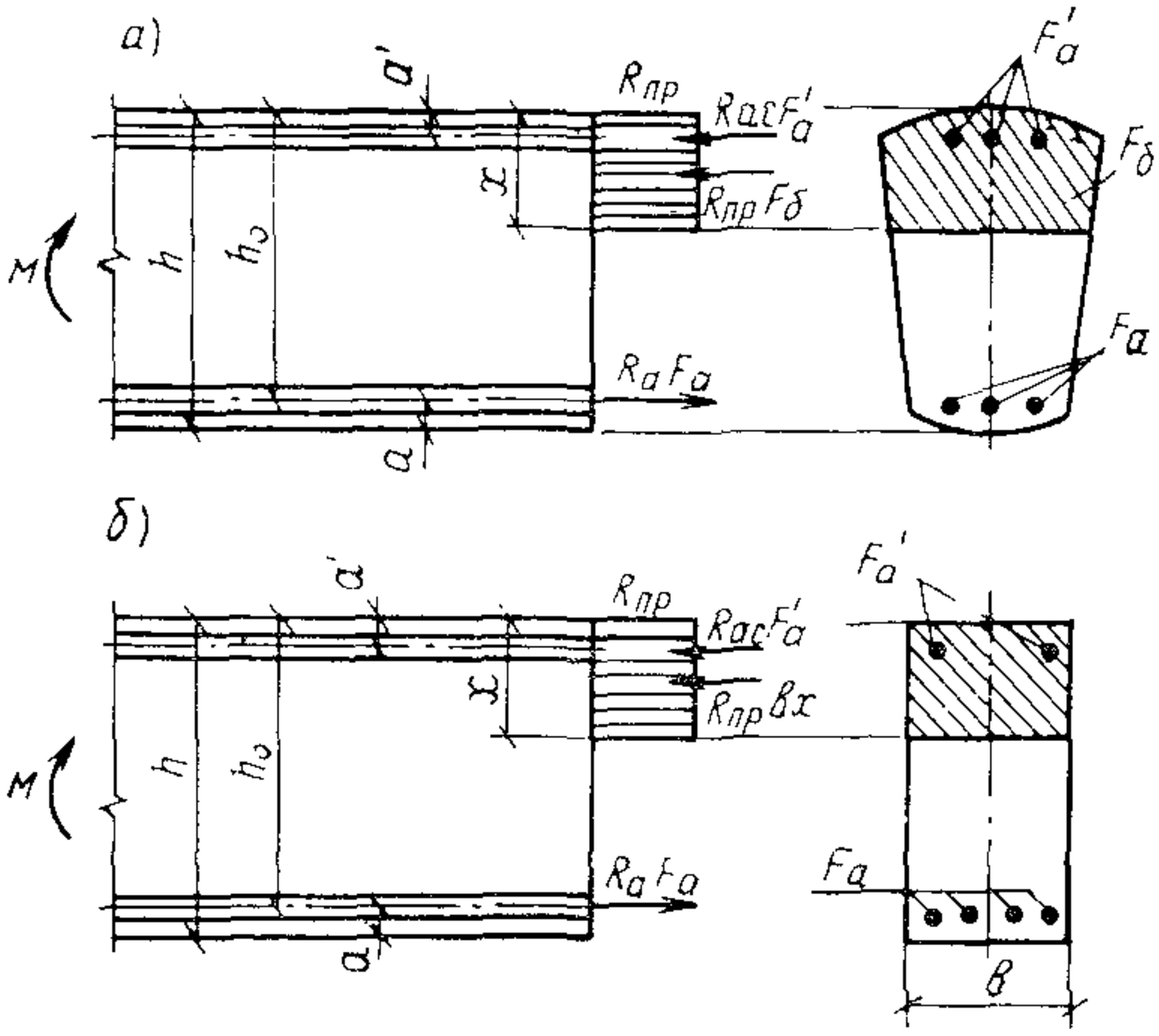


Рис. 9. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного сечения, при расчете его по прочности

а — любой симметричной формы; *б* — прямоугольного сечения

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_c M}{m_б R_{пр} b}}. \qquad (22)$$

Далее различают следующие схемы расчета:

1) В случае, если $x < 2a'$ и $\xi < \xi_R$, расчет производится как для сечения с одиночной арматурой при $F'_a = 0$ по формуле

$$F_a = \frac{m_б R_{пр} b}{m_a R_a} x; \qquad (23)$$

2) в случае, если $2a' \leqslant x \leqslant \xi_R h_0$, при известной площади сечения сжатой арматуры F'_a высота сжатой зоны бетона уточняется по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_н n_c M - m_a R_{a.c} F'_a \left(h_0 - a'\right)\right]}{m_б R_{пр} b}}. \qquad (24)$$

Площадь сечения растянутой продольной арматуры определяется из условия (21):

$$F_{\text{а}} = \frac{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b x + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F_{\text{а}}^{'}}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}}. \qquad (25)$$

Если высота сжатой зоны x, определенная по формуле (24), $x < 2a'$, а также если сечение $F_{\text{а}}^{'}$ неизвестно или равно $F_{\text{а}}$ (сечение с симметричной арматурой), количество продольной арматуры допускается определять по формуле

$$F_{\text{а}} = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} M}{m_{\text{а}} R_{\text{а}} (h_0 - a')}; \qquad (26)$$

3) в случае, если $x > \xi_R h_0$, рекомендуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру в количестве

$$F_{\text{а}}^{'} = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} M - m_{\text{б}} R_{\text{пр}} \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R) b h_0^2}{m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} (h_0 - a')}. \qquad (27)$$

Растянутая продольная арматура в этом случае определяется по формуле

$$F_{\text{а}} = \frac{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} \xi_R b h_0 + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F_{\text{а}}^{'}}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}}. \qquad (28)$$

3.18. Подбор площади продольной арматуры можно производить по табл. 21 следующим образом.

Вычисляется значение A_0:

$$A_0 = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} M}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b h_0^2}. \qquad (29)$$

Если $A_0 \leqslant A_R = \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R)$, сжатая арматура по расчету не требуется.

В зависимости от значения A_0 по табл. 21 определяется υ и вычисляется

$$F_{\text{а}} = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} M}{m_{\text{а}} R_{\text{а}} \upsilon h_0}. \qquad (30)$$

Если $A_0 > A_R$, рекомендуется увеличить сечение или поставить расчетную сжатую арматуру, определяемую по формуле (27), и растянутую арматуру, определяемую по формуле (28).

При известной площади сечения сжатой арматуры $F_{\text{а}}^{'}$ значение A_0 вычисляется по формуле

$$A_0 = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} M - m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F_{\text{а}}^{'} (h_0 - a')}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b h_0^2}, \qquad (31)$$

после чего определяется площадь сечения продольной растянутой арматуры

$$F_{\text{а}} = \frac{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} \xi b h_0 + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F_{\text{а}}^{'}}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}}. \qquad (32)$$

3.19. Проверка прочности прямоугольного сечения с одиночной арматурой производится в зависимости от высоты сжатой зоны x, вычисляемой из формулы (23), следующим образом:

Таблица 21

ξ	υ	A_0	ξ	υ	A_0	ξ	υ	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	0,443
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	0,5	0,5
0,25	0,875	0,219	0,5	0,75	0,375	—	—	—

Примечание. Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения:

$$\xi = \frac{m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F_a'}{m_б R_{пр} b h_0}; \quad A_0 = \frac{k_н n_c M - m_a R_{a.c} F_a' (h_0 - a')}{m_б R_{пр} b h_0^2};$$

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

1) при $x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5x); \tag{33}$$

2) при $x > \xi_R h_0$ — из условия

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R) b h_0^2. \tag{34}$$

При невыполнении условия (34) рекомендуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.17.

3.20. Проверка прочности прямоугольного сечения с двойной арматурой производится в зависимости от высоты сжатой зоны x, вычисляемой из формулы (21)

$$x = \frac{m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F_a'}{m_б R_{пр} b},$$

следующим образом:

1) при $x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия (20);

2) при $x > \xi_R h_0$ — из условия

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R) b h_0^2 + m_a R_{a.c} F_a' (h_0 - a') \quad (35)$$

или из условия (21) с подстановкой $x = \xi_R h_0$;

3) при $x \leqslant 0$ — из условия (26)

$$k_н n_c M \leqslant m_a R_a F_a (h_0 - a').$$

При невыполнении условий прочности (20), (26) и (35) рекомендуется увеличить сечение или повысить марку бетона.

РАСЧЕТ ТАВРОВЫХ (ДВУТАВРОВЫХ) СЕЧЕНИЙ

3.21. Расчет *изгибаемых элементов таврового (двутаврового)* сечения производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 10, *а*), т. е. при соблюдении условия

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} b_п' h_п' (h_0 - 0{,}5 h_п'), \quad (36)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b = b_п'$ в соответствии с пп. 3.16—3.20;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 10, *б*), т. е. условие (36) не выполняется, расчет производится из условия

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5x) + m_б R_{пр} (b_п' - b) h_п' (h_0 - 0{,}5 h_п') + m_a R_{a.c} F_a' (h_0 - a'). \quad (37)$$

3.22. Подбор площади сечения продольной арматуры производится следующим образом.

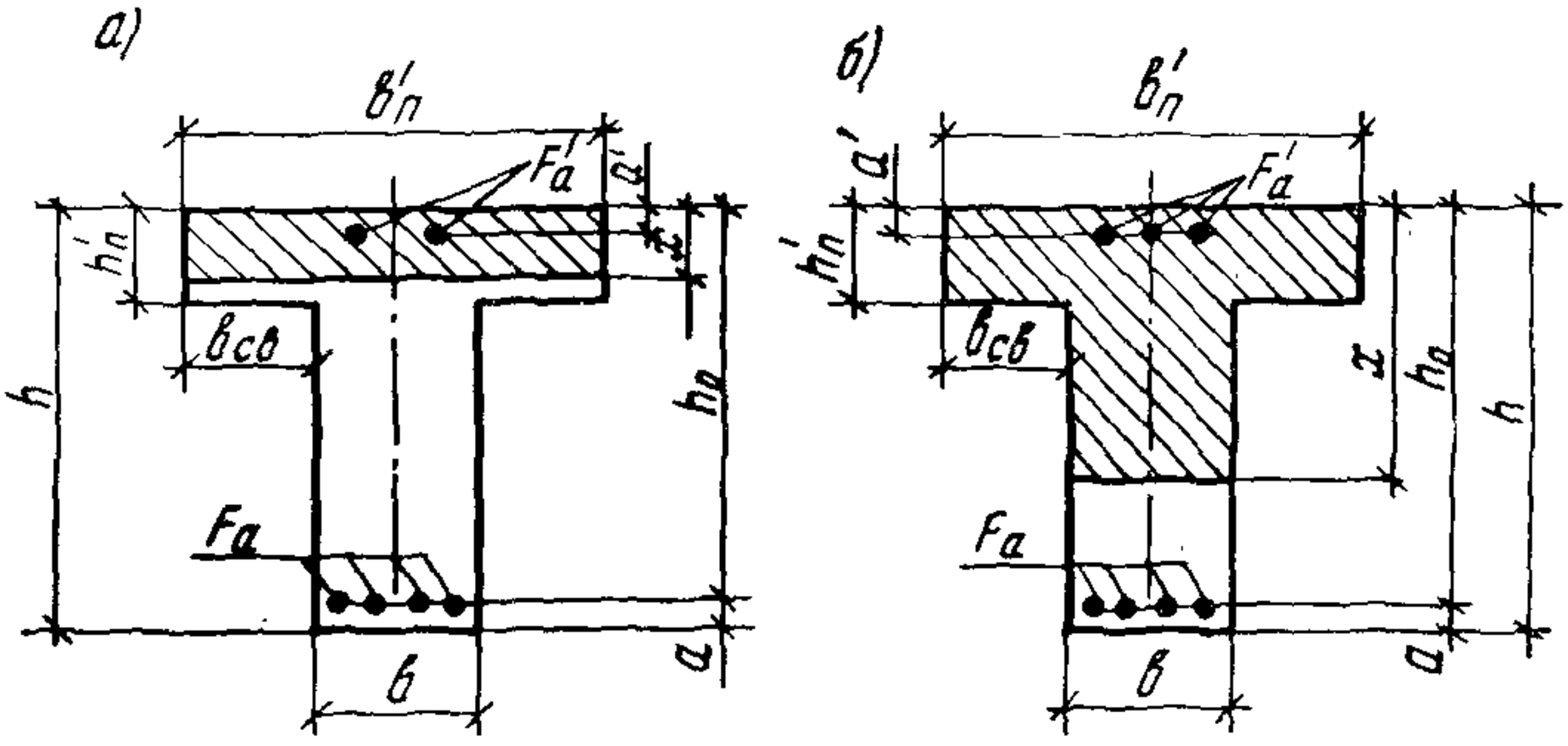


Рис. 10. Форма сжатой зоны в поперечном сечении таврового железобетонного элемента со сжатой полкой

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

Вычисляется высота сжатой зоны бетона при одиночной арматуре по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}M}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b} + \frac{2h'_{\text{п}}\left(b'_{\text{п}} - b\right)\left(h_0 - 0{,}5h'_{\text{п}}\right)}{b}}. \quad (38)$$

При $x \leqslant \xi_R h_0$ необходимая площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$F_{\text{а}} = \frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}bx + m_{\text{б}}R'_{\text{пр}}h'_{\text{п}}\left(b'_{\text{п}} - b\right)}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}}. \quad (39)$$

Если высота сжатой зоны x, вычисленная по формуле (38), находится в пределах $2a' \leqslant x \leqslant \xi_R h_0$, то при неизвестной площади сечения сжатой арматуры допускается площадь сечения растянутой арматуры $F_{\text{а}}$ определять по формуле

$$F_{\text{а}} = \frac{k_{\text{н}}n_{\text{с}}M}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}\left(h_0 - 0{,}5h'_{\text{п}}\right)} \quad (40)$$

с последующим ее уточнением по формулам (41) и (42).

При заданной площади сечения сжатой арматуры $F'_{\text{а}}$ высота сжатой зоны бетона x определяется по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}M}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b} + \frac{2h'_{\text{п}}\left(b'_{\text{п}} - b\right)\left(h_0 - 0{,}5h'_{\text{п}}\right)}{b} + \frac{2m_{\text{а}}R_{\text{а.с}}F'_{\text{а}}\left(h_0 - a'\right)}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b}} \quad (41)$$

и при $x \leqslant \xi_R h_0$

$$F_{\text{а}} = \frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\left[xb + \left(b'_{\text{п}} - b\right)h'_{\text{п}}\right] + m_{\text{а}}R_{\text{а.с}}F'_{\text{а}}}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}}. \quad (42)$$

Если высота сжатой зоны, вычисленная по формулам (39) и (41), $x > \xi_R h_0$, рекомендуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру в количестве

$$F'_{\text{а}} = \frac{k_{\text{н}}n_{\text{с}}M - m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\xi_R\left(1 - 0{,}5\xi_R\right)bh_0^2 - m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\left(b'_{\text{п}} - b\right)h'_{\text{п}}\left(h_0 - 0{,}5h'_{\text{п}}\right)}{m_{\text{а}}R_{\text{а.с}}\left(h_0 - a'\right)}. \quad (43)$$

В последнем случае количество растянутой продольной арматуры определяется по формуле (42) при $x = \xi_R h_0$.

Примечания: 1. При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение $h'_{\text{п}}$, равным средней высоте свесов.

2. Ширина сжатой полки $b'_{\text{п}}$, вводимая в расчет, принимается из условия, что ширина свеса $b_{\text{св}}$ в каждую сторону от ребра должна быть не более $^1/_6$ пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер — $^1/_2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними бо́льших, чем расстояние между продольными ребрами, и $h_{п}^{'} < 0{,}1h$ — $6h_{п}^{'}$;

в) при консольных свесах полки:

при $h_{п}^{'} \geqslant 0{,}1h$ — $6h_{п}^{'}$;

» $0{,}05h \leqslant h_{п}^{'} < 0{,}1h$ — $3h_{п}^{'}$;

» $h_{п}^{'} < 0{,}05h$ — свесы не учитываются.

3.23. Проверка прочности таврового (двутаврового) сечения с одиночной арматурой производится:

а) при $m_{а}R_{а}F_{а} \leqslant m_{б}R_{пр}b_{п}^{'}h_{п}^{'}$ как для прямоугольного сечения шириной $b = b_{п}^{'}$ в соответствии с п. 3.19;

б) при $m_{а}R_{а}F_{а} > m_{б}R_{пр}b_{п}^{'}h_{п}^{'}$ в зависимости от высоты сжатой зоны, вычисляемой из формулы (39)

$$x = \frac{m_{а}R_{а}F_{а} - m_{б}R_{пр}\left(b_{п}^{'} - b\right)h_{п}^{'}}{m_{б}R_{пр}b},$$

следующим образом:

1) при $x \leqslant \xi_{R}h_{0}$ — из условия

$$k_{н}n_{с}M \leqslant m_{б}R_{пр}bx\,(h_{0} - 0{,}5x) + m_{б}R_{пр}\,(b_{п}^{'} - b)\,h_{п}^{'}\,(h_{0} - 0{,}5h_{п}^{'}); \quad (44)$$

2) при $x > \xi_{R}h_{0}$ — из условия

$$k_{н}n_{с}M \leqslant m_{б}R_{пр}\xi_{R}\,(1 - 0{,}5\xi_{R})bh_{0}^{2} + m_{б}R_{пр}\,(b_{п}^{'} - b)\,h_{п}^{'}\,(h_{0} - 0{,}5h_{п}^{'}). \quad (45)$$

При невыполнении условия (45) рекомендуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.22.

3.24. Проверка прочности таврового (двутаврового) сечения с двойной арматурой производится:

а) при $m_{а}R_{а}F_{а} \leqslant m_{б}R_{пр}b_{п}^{'}h_{п}^{'} + m_{а}R_{а.с}F_{а}^{'}$ как для прямоугольного сечения шириной $b = b_{п}^{'}$ в соответствии с п. 3.20;

б) при $m_{а}R_{а}F_{а} > m_{б}R_{пр}b_{п}^{'}h_{п}^{'} + m_{а}R_{а.с}F_{а}^{'}$ в зависимости от высоты сжатой зоны, определяемой из формулы (42)

$$x = \frac{m_{а}R_{а}F_{а} - m_{а}R_{а.с}F_{а}^{'} - m_{б}R_{пр}\left(b_{п}^{'} - b\right)h_{п}^{'}}{m_{б}R_{пр}b},$$

следующим образом:

1) при $x \leqslant \xi_{R}h_{0}$ — из условия (37);

2) при $x > \xi_{R}h_{0}$ — из условия (43)

$$k_{н}n_{с}M \leqslant m_{б}R_{пр}\xi_{R}\,(1 - 0{,}5\xi_{R})\,bh_{0}^{2} + m_{б}R_{пр}\,(b_{п}^{'} - b)\,h_{п}^{'}\,(h_{0} - 0{,}5h_{п}^{'}) + m_{а}R_{а.с}F_{а}^{'}\,(h_{0} - a');$$

3) при $x \leqslant 0$ — из условия (26)

$$k_{н}n_{с}M \leqslant m_{а}R_{а}F_{а}\,(h_{0} - a').$$

При невыполнении условий (26), (37), (43) рекомендуется увеличить сечение или повысить марку бетона.

Примеры расчета к пп. 3.15—3.24*

Пример 11. *Дано.* Изгибаемый железобетонный элемент прямоугольного сечения, $h=2$ м, $h_0=1{,}85$ м, $a=a'=0{,}15$ м, $b=1$ м. Расчетный изгибающий момент $M=156$ тс·м; бетон марки М 200, $R_{пр}=90$ кгс/см^2, $m_б=1{,}15$ (табл. 8); арматура класса А-III, $R_а=3600$ кгс/см^2, $m_а=1{,}15$ (табл. 16); сооружение II класса — $k_н=1{,}2$; основное сочетание нагрузок — $n_с=1$.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. Определяем высоту сжатой зоны сечения из условия (22)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_с M}{m_б R_{пр} b}} = 185 - \sqrt{185^2 - \frac{2\cdot 1{,}2\cdot 1\cdot 156\cdot 10^5}{1{,}15\cdot 90\cdot 100}} =$$

$$= 10{,}1 \text{ см};\ \xi = \frac{x}{h_0} = \frac{10{,}1}{185} = 0{,}05 < \xi_R = 0{,}6 \text{ (табл. 20)}.$$

Так как $x=10{,}1$ см $< 2a'=30$ см, площадь сечения растянутой арматуры определяется из условия (23) без учета сжатой арматуры:

$$F_а = \frac{m_б R_{пр} b}{m_а R_а} x = \frac{1{,}15\cdot 90\cdot 100}{1{,}15\cdot 3600} 10{,}1 = 25 \text{ см}^2.$$

Принимаем ∅ 36 А-III через 40 см, на 1 м 2,5∅ 36 А-III ($F_а=25{,}4$ см^2).

Подбор продольной арматуры можно произвести и по табл. 21. Для этого вычисляем значение A_0 по формуле (29)

$$A_0 = \frac{k_н n_с M}{m_б R_{пр} b h_0^2} = \frac{1{,}2\cdot 1\cdot 156\cdot 10^5}{1{,}15\cdot 90\cdot 100\cdot 185^2} = 0{,}053 < A_R,$$

где $A_R=\xi_R(1-0{,}5\xi_R)=0{,}6\,(1-0{,}5\cdot 0.6)=0{,}42$.

По табл. 21 при $A_0=0{,}053$ $\upsilon=0{,}973$.

При $A_0 \leqslant 0{,}1$ допускается υ определять по формуле

$$\upsilon = 1 - \frac{A_0}{2} = 0{,}973.$$

Необходимую площадь продольной арматуры определяем по формуле (30)

$$F_а = \frac{k_н n_с M}{m_а R_а \upsilon h_0} = \frac{1{,}2\cdot 1\cdot 156\cdot 10^5}{1{,}15\cdot 3600\cdot 0{,}973\cdot 185} = 25{,}1 \text{ см}^2.$$

Пример 12. *Дано.* Железобетонный элемент прямоугольного сечения, $b=50$ см, $h=25$ см, $a=a'=4$ см, $h_0=21$ см; бетон марки М 300, $R_{пр}=135$ кгс/см^2, $m_б=1$ (табл. 8); арматура класса А-II, $R_а=2700$ кгс/см^2, $m_а=1{,}1$, (табл. 16), $F'_а=4{,}52$ см^2 (4∅ 12); $M=9{,}5$ тс·м; сооружение III класса — $k_н=1{,}15$; основное сочетание нагрузок — $n_с=1$.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

Расчет. Высоту сжатой зоны бетона определяем из условия (22) без учета площади сжатой арматуры:

---

* Расчетные сопротивления арматуры, использованные в примерах расчета, приняты по главе СНиП II-56-77 без учета изменений, утвержденных постановлением Госстроя СССР от 31 декабря 1981 г. № 283 и опубликованных в «Бюллетене строительной техники», № 4, 1982 г.

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_с M}{m_б R_{пр} b}} = 21 - \sqrt{21^2 - \frac{2 \cdot 1{,}15 \cdot 1 \cdot 9{,}5 \cdot 10^5}{1 \cdot 135 \cdot 50}} =$$

$$= 10{,}2 \text{ см}.$$

Так как $x = 10{,}2$ см $> 2a' = 8$ см, определяем высоту сжатой зоны бетона с учетом сжатой арматуры из условия (24):

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_н n_с M - m_а R_{а.с} F'_а \left(h_0 - a'\right)\right]}{m_б R_{пр} b}} =$$

$$= 21 - \sqrt{21^2 - \frac{2\left[1{,}15 \cdot 1 \cdot 9{,}5 \cdot 10^5 - 1{,}1 \cdot 2700 \cdot 4{,}52\,(21 - 4)\right]}{1 \cdot 135 \cdot 50}} =$$

$$= 7{,}4 \text{ см}.$$

Так как $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{7{,}4}{21} = 0{,}352 < \xi_R = 0{,}6$, площадь растянутой арматуры определяем по формуле (25):

$$F_а = \frac{m_б R_{пр} b x + m_а R_{а.с} F'_а}{m_а R_а} =$$

$$= \frac{1 \cdot 135 \cdot 50 \cdot 7{,}4 + 1{,}1 \cdot 2700 \cdot 4{,}52}{1{,}1 \cdot 2700} = 21{,}3 \text{ см}^2.$$

Так как $x = 7{,}4$ см $< 2a' = 8$ см, допускается площадь растянутой арматуры определять по формуле (26):

$$F_а = \frac{k_н n_с M}{m_а R_а (h_0 - a')} = \frac{1{,}15 \cdot 1 \cdot 9{,}5 \cdot 10^5}{1{,}1 \cdot 2700 (21 - 4)} = 21{,}6 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_а = 24{,}63$ см^2 (4 $\varnothing$ 28 А-II).

Пример 13. *Дано.* Железобетонный элемент прямоугольного сечения, $b = 50$ см, $h = 40$ см, $a = a' = 4$ см, $h_0 = 36$ см; бетон марки М 300, $R_{пр} = 135$ кгс/см^2, $m_б = 1$ (табл. 8); арматура симметричная класса А-III, $R_а = R_{а.о} = 3600$ кгс/см^2, $m_а = 1{,}1$ (табл. 16); $M = 20$ тс·м; сооружение III класса — $k_н = 1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_с = 1$.

Требуется определить площадь сечения арматуры.

Расчет. Определяем высоту сжатой зоны по формуле (22) без учета сжатой арматуры:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_с M}{m_б R_{пр} b}} =$$

$$= 36 - \sqrt{36^2 - \frac{2 \cdot 1{,}15 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^5}{1 \cdot 135 \cdot 50}} = 11{,}2 \text{ см}.$$

Так как $x = 11{,}2$ см $> 2a' = 8$ см и $x < \xi_R h_0 = 0{,}6 \cdot 36 = 21{,}6$ см, продольную арматуру подбираем по формуле (26):

$$F_а = F'_а = \frac{k_н n_с M}{m_а R_а (h_0 - a')} = \frac{1{,}15 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^5}{1{,}1 \cdot 3600 (36 - 4)} = 18{,}1 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_а = F'_а = 18{,}47$ см^2 (3 $\varnothing$ 28 А-III).

Пример 14. *Дано.* Железобетонный элемент прямоугольного сечения, $b = 50$ см, $h = 40$ см, $a = 5$ см, $a' = 3$ см, $h_0 = 35$ см; бетон марки М 300, $R_{пр} = 135$ кгс/см^2, $m_б = 1$ (табл. 8); арматура класса

A-III, $R_а$=3600 кгс/см², площадь сечения растянутой арматуры $F_а$=40,72 см² (4∅ 36), сжатой арматуры $F'_а$=3,14 см² (4∅ 10), $m_а$=1,1 (табл. 16); M=30 тс·м; сооружение III класса — $k_н$=1,15; основное сочетание нагрузок — $n_с$=1.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Определяем высоту сжатой зоны бетона из формулы (21)

$$x = \frac{m_а R_а F_а - m_а R_{а.с} F'_а}{m_б R_{пр} b} =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 3600 \cdot 40,72 - 1,1 \cdot 3600 \cdot 3,14}{1 \cdot 135 \cdot 50} = 22 \text{ см}.$$

Так как x=22 см $> \xi_R h_0$=0,6·35=21 см, прочность сечения проверяем из условия (20) при $x=\xi_R h_0$=21 см:

$$k_н n_с M \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0,5x) + m_а R_{а.с} F'_а (h_0 - a');$$

$1,15 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^5 \leqslant 1 \cdot 135 \cdot 50 \cdot 21$ (35 — 0,5·21) + 1,1·3600·3,14 (35 — — 3); $23 \cdot 10^5$ кгс·см $< 38,7 \cdot 10^5$ кгс·см, т. е. прочность сечения обеспечена, площадь сечения растянутой арматуры завышена.

Для обеспечения прочности по предельному состоянию первой группы достаточно иметь $F_а$ при

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_н n_с M - m_а R_{а.с} F'_а (h_0 - a')\right]}{m_б R_{пр} b}} =$$

$$= 35 - \sqrt{35^2 - \frac{2\left[1,15 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^5 - 1,1 \cdot 3600 \cdot 3,14 (35 - 3)\right]}{1 \cdot 135 \cdot 50}} =$$

$$= 9,2 \text{ см};$$

$$F_а = \frac{m_б R_{пр} b x + m_а R_{а.с} F'_а}{m_а R_а} =$$

$$= \frac{1 \cdot 135 \cdot 50 \cdot 9,2 + 1,1 \cdot 3600 \cdot 3,14}{1,1 \cdot 3600} = 18,8 \text{ см}^2.$$

Пример 15. *Дано.* Прямоугольное сечение с одиночной арматурой, b=100 см, h=80 см, a=6 см, h_0=74 см; бетон марки М 300, $R_{пр}$=135 кгс/см², $m_б$=1,15 (табл. 8); арматура класса A-III, $R_а$=3600 кгс/см², $m_а$=1,15 (табл. 16); M=320 тс·м; сооружение III класса — $k_н$=1,15; сочетание нагрузок основное — $n_с$=1.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

Расчет. Высоту сжатой зоны бетона определяем по формуле (22)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 k_н n_с M}{m_б R_{пр} b}} =$$

$$= 74 - \sqrt{74^2 - \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 320 \cdot 10^5}{1,15 \cdot 135 \cdot 100}} = 46,8 \text{ см}.$$

Так как $x > \xi_R h_0$=0,6·74=44,4 см, в соответствии с п. 3.17 рекомендуется увеличить высоту сечения или поставить сжатую арматуру. Поставим сжатую арматуру класса A-II, примем a'= =6 см. Площадь сечения сжатой арматуры определим по формуле (27)

$$F_a' = \frac{k_н n_c M - m_б R_{пр} \xi_R \left(1 - 0{,}5\xi_R\right) b h_0^2}{m_a R_{a.c} (h_0 - a')} =$$

$$= \frac{1{,}15 \cdot 1 \cdot 320 \cdot 10^5 - 1{,}15 \cdot 135 \cdot 0{,}6\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}6) 100 \cdot 74^2}{1{,}15 \cdot 2700\,(74 - 6)} = 5{,}46 \text{ см}^2.$$

Примем $F_a' = 7{,}07$ см^2 (9 $\varnothing$ 10).

Площадь сечения растянутой арматуры определим из условия (28)

$$F_a = \frac{m_б R_{пр} \xi_R b h_0 + m_a R_{a.c} F_a'}{m_a R_a} =$$

$$= \frac{1{,}15 \cdot 135 \cdot 0{,}6 \cdot 100 \cdot 74 + 1{,}15 \cdot 2700 \cdot 7{,}07}{1{,}15 \cdot 3600} = 170{,}4 \text{ см}^2.$$

Примем $F_a = 176$ см^2 (14 $\varnothing$ 40 А-III), $p = \frac{F_a}{b h_0} 100\,\% = \frac{176}{100 \cdot 74} 100 =$ $= 2{,}4\,\%$. Процент армирования очень велик; арматуру разместить в одном ряду не удается. Увеличим сечение до $h =$ $= 90$ см и примем $a = 9{,}5$ см (минимально допустимое значение при двух рядах арматуры $d = 40$ мм).

При $F_a' = 0$ по условию (22)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 k_н n_c M}{m_б R_{пр} b}} =$$

$$= 80{,}5 - \sqrt{80{,}5^2 - \frac{2 \cdot 1{,}15 \cdot 1 \cdot 320 \cdot 10^5}{1{,}15 \cdot 135 \cdot 100}} = 38{,}8 \text{ см};$$

$x = 38{,}8$ см $< \xi_R h_0 = 0{,}6 \cdot 80{,}5 = 48{,}3$ см.

Площадь сечения растянутой арматуры определим из условия (28)

$$F_a = \frac{m_б R_{пр} b x}{m_a R_a} = \frac{1{,}15 \cdot 135 \cdot 100 \cdot 38{,}8}{1{,}15 \cdot 3600} = 145 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_a = 151$ см^2 (2 ряда по 6 $\varnothing$ 40 А-III);

$$p = \frac{151}{100 \cdot 80{,}5} = 1{,}88\,\%.$$

Пример 16. *Дано.* Железобетонный элемент таврового сечения: $b_п' = 3$ м, $h_п' = 1{,}2$ м, $h = 6$ м, $a = a' = 0{,}15$ м, $h_0 = 5{,}85$ м, $b = 1{,}5$ м; $M = 1560$ тс·м; бетон марки М 200, $R_{пр} = 90$ кгс/см^2, $m_б = 1{,}15$ (табл. 8); арматура класса А-II, $R_a = 2700$ кгс/см^2, $m_a = 1{,}15$ (табл. 16); сооружение I класса — $k_н = 1{,}25$; основное сочетание нагрузок — $n_c = 1$.

Требуется *подобрать продольную арматуру.*

Расчет. Проверяем условие (36)

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} b_п' h_п' (h_0 - 0{,}5 h_п');$$

$1{,}25 \cdot 1 \cdot 1560 \cdot 10^5 < 1{,}15 \cdot 90 \cdot 300 \cdot 120\,(585 - 0{,}5 \cdot 120)$;
1950 тс·м $<$ 19 600 тс·м. Условие выполняется, т. е. граница сжа-

той зоны проходит в полке. Сечение рассчитывается как прямоугольное шириной $b=b'_{\text{п}}=300$ см.

Высоту сжатой зоны определяем из условия (22)

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}M}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b'_{\text{п}}}}=5{,}85-\sqrt{5{,}85^2-\frac{2\cdot 1{,}25\cdot 1\cdot 1560}{1{,}15\cdot 900\cdot 3}}=$$

$$=0{,}11\text{ м};\ \xi=\frac{x}{h_0}=\frac{0{,}11}{5{,}85}=0{,}019<\xi_R=0{,}6\text{ (табл. 20)}.$$

Так как $x=0{,}11$ м $<2a'=0{,}3$ м, площадь сечения растянутой арматуры определяется без учета сжатой арматуры из условия

$$F_{\text{а}}=\frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b'_{\text{п}}x}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}}=\frac{1{,}15\cdot 900\cdot 3\cdot 0{,}11}{1{,}15\cdot 2{,}7}=110\text{ см}^2.$$

Принимаем $4\varnothing$ 60 А-II ($F_{\text{а}}=113{,}1$ см^2) на 1 м ширины сечения.

Пример 17. *Дано.* Железобетонный элемент таврового сечения, $h=45$ см, $h'_{\text{п}}=15$ см, $b'_{\text{п}}=60$ см, $b=30$ см, $a=a'=5$ см, $h_0=40$ см; бетон марки М 400, $R_{\text{пр}}=175$ кгс/см^2, $m_{\text{б}}=1$ (табл. 8); арматура класса А-III, $R_{\text{а}}=R_{\text{а.с}}=3600$ кгс/см^2, $m_{\text{а}}=1{,}1$ (табл. 16); расчетные изгибающие моменты: со стороны ребра $M_1=15$ тс·м, со стороны полки $M_2=30$ тс·м; сооружение III класса — $k_{\text{н}}=1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_{\text{с}}=1$.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. Определяем продольную арматуру в ребре. Расчет производим согласно п. 3.21, проверяем условие (36):

$$k_{\text{н}}n_{\text{с}}M_1\leqslant m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b'_{\text{п}}h'_{\text{п}}\ (h_0-0{,}5h'_{\text{п}});$$

$$1{,}15\cdot 1\cdot 15\cdot 10^5<1\cdot 175\cdot 60\cdot 15\ (40-0{,}5\cdot 15);$$

17,3 тс·м $<$ 51,2 тс·м, т. е. граница сжатой зоны проходит в полке расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b'_{\text{п}}$.

Вычисляем высоту сжатой зоны бетона без учета сжатой арматуры по формуле (22):

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}M_1}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b'_{\text{п}}}}=$$

$$=40-\sqrt{40^2-\frac{2\cdot 1{,}15\cdot 1\cdot 15\cdot 10^5}{1\cdot 175\cdot 60}}=4{,}4\text{ см}.$$

Так как $x=4{,}4$ см $<2a'=10$ см и $x<\xi_R h_0=0{,}5\cdot 40=20$ см, площадь сечения растянутой арматуры в ребре определяем без учета площади сечения сжатой арматуры из условия

$$F_{\text{а}}=\frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b'_{\text{п}}x}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}}=\frac{1\cdot 175\cdot 60\cdot 4{,}4}{1{,}1\cdot 3600}=11{,}7\text{ см}^2.$$

Принимаем $F_{\text{а}}=12{,}3$ см^2 ($2\varnothing$ 28 А-III).

Далее определяем продольную арматуру в полке. Расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b=30$ см, потому что полка находится в растянутой зоне.

Высоту сжатой зоны определяем по формуле (22) без учета площади сжатой арматуры

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}M_2}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b}} =$$

$$= 40 - \sqrt{40^2 - \frac{2 \cdot 1{,}15 \cdot 1 \cdot 30 \cdot 10^5}{1 \cdot 175 \cdot 30}} = 23{,}1 \text{ см}.$$

Так как $x > 2a' = 2 \cdot 5 = 10$ см, рекомендуется определить высоту сжатой зоны бетона с учетом площади сжатой арматуры по формуле (24)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_{\text{н}}n_{\text{с}}M_2 - m_{\text{а}}R_{\text{а.с}}F_{\text{а}}^{'}\left(h_0 - a^{'}\right)\right]}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b}} =$$

$$= 40 - \sqrt{40^2 - \frac{2\left[1{,}15 \cdot 1 \cdot 30 \cdot 10^5 - 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 12{,}3\,(40 - 5)\right]}{1 \cdot 175 \cdot 30}} =$$

$$= 9{,}4 \text{ см}.$$

Так как $x = 9{,}4$ см $< \xi_{\text{т}} h_0 = 0{,}5 \cdot 40 = 20$ см, площадь сечения растянутой арматуры в полке определяем из условия (25)

$$F_{\text{а}} = \frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}bx + m_{\text{а}}R_{\text{а.с}}F_{\text{а}}^{'}}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}} =$$

$$= \frac{1 \cdot 175 \cdot 30 \cdot 9{,}4 + 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 12{,}3}{1{,}1 \cdot 3600} = 24{,}7 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_{\text{а}} = 24{,}6$ см^2 (4$\varnothing$ 28 А-III).

Пример 18. *Дано.* Железобетонный элемент таврового сечения, $h = 70$ см, $b_{\text{п}}^{'} = 70$ см, $h_{\text{п}}^{'} = 10$ см, $b = 30$ см, $a = a' = 5$ см, $h_0 = 65$ см; бетон марки М 200, $R_{\text{пр}} = 90$ кгс/см^2, $m_{\text{б}} = 1$ (табл. 8); арматура класса А-III, $R_{\text{а}} = R_{\text{а.с}} = 3600$ кгс/см^2, $m_{\text{а}} = 1{,}1$ (табл. 16); $F_{\text{а}}^{'} = 4{,}52$ см^2 (4$\varnothing$ 12); $F_{\text{а}} = 24{,}1$ см^2 (3$\varnothing$ 32); расчетный изгибающий момент со стороны ребра $M = 45$ тс·м, класс сооружения III — $k_{\text{н}} = 1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_{\text{с}} = 1$.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Определяем положение границы сжатой зоны согласно п. 3.24.

Так как $m_{\text{а}}R_{\text{а}}F_{\text{а}} = 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 24{,}1 = 95\,500$ кгс $> m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b_{\text{п}}^{'}h_{\text{п}}^{'} +$ $+ m_{\text{а}}R_{\text{а.с}}F_{\text{а}}^{'} = 1 \cdot 90 \cdot 70 \cdot 10 + 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 4{,}52 = 80\,800$ кгс, граница сжатой зоны проходит в ребре.

Высоту сжатой зоны определяем из условия (42)

$$x = \frac{m_{\text{а}}R_{\text{а}}F_{\text{а}} - m_{\text{а}}R_{\text{а.с}}F_{\text{а}}^{'} - m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\left(b_{\text{п}}^{'} - b\right)h_{\text{п}}^{'}}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b} =$$

$$= \frac{1{,}1 \cdot 3600 \cdot 24{,}1 - 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 4{,}52 - 1 \cdot 90\,(70 - 30)\,10}{1 \cdot 90 \cdot 30} = 15{,}4 \text{ см};$$

$x < \xi_R h_0 = 0{,}60 \cdot 65 = 39$ см.

Прочность сечения проверяем по формуле (37).

Так как $k_н n_с M = 1{,}15 \cdot 1 \cdot 45 \cdot 10^5 = 51{,}75$ тс·м $< m_б R_{пр} bx(h_0 - 0{,}5x) + m_б R_{пр} (b'_п - b) h'_п (h_0 - 0{,}5h'_п) + m_а R_{а.с} F'_а (h_0 - a') =$ $= 1 \cdot 90 \cdot 30 \cdot 15{,}4 (65 - 0{,}5 \cdot 15{,}4) + 1 \cdot 90 (70 - 30) 10 (65 - 0{,}5 \times$ $\times 10) + 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 4{,}52 (65 - 5) = 56{,}2$ тс·м, прочность сечения обеспечена.

ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.25. Расчет сечений внецентренно-сжатых железобетонных элементов любой симметричной формы (рис. 11, *а*) при $\xi \leqslant \xi_R$ производится по формулам:

$$k_н n_с Ne \leqslant m_б R_{пр} S_б + m_а R_{а.с} S_а; \quad (46)$$

$$k_н n_с N = m_б R_{пр} F_б + m_а R_{а.с} F'_а - m_а R_а F_а. \quad (47)$$

3.26. Внецентренно-сжатые элементы прямоугольного сечения (рис. 11, *б*) рассчитываются при $\xi \leqslant \xi_R$ для бетона марки М 400 и ниже по формулам:

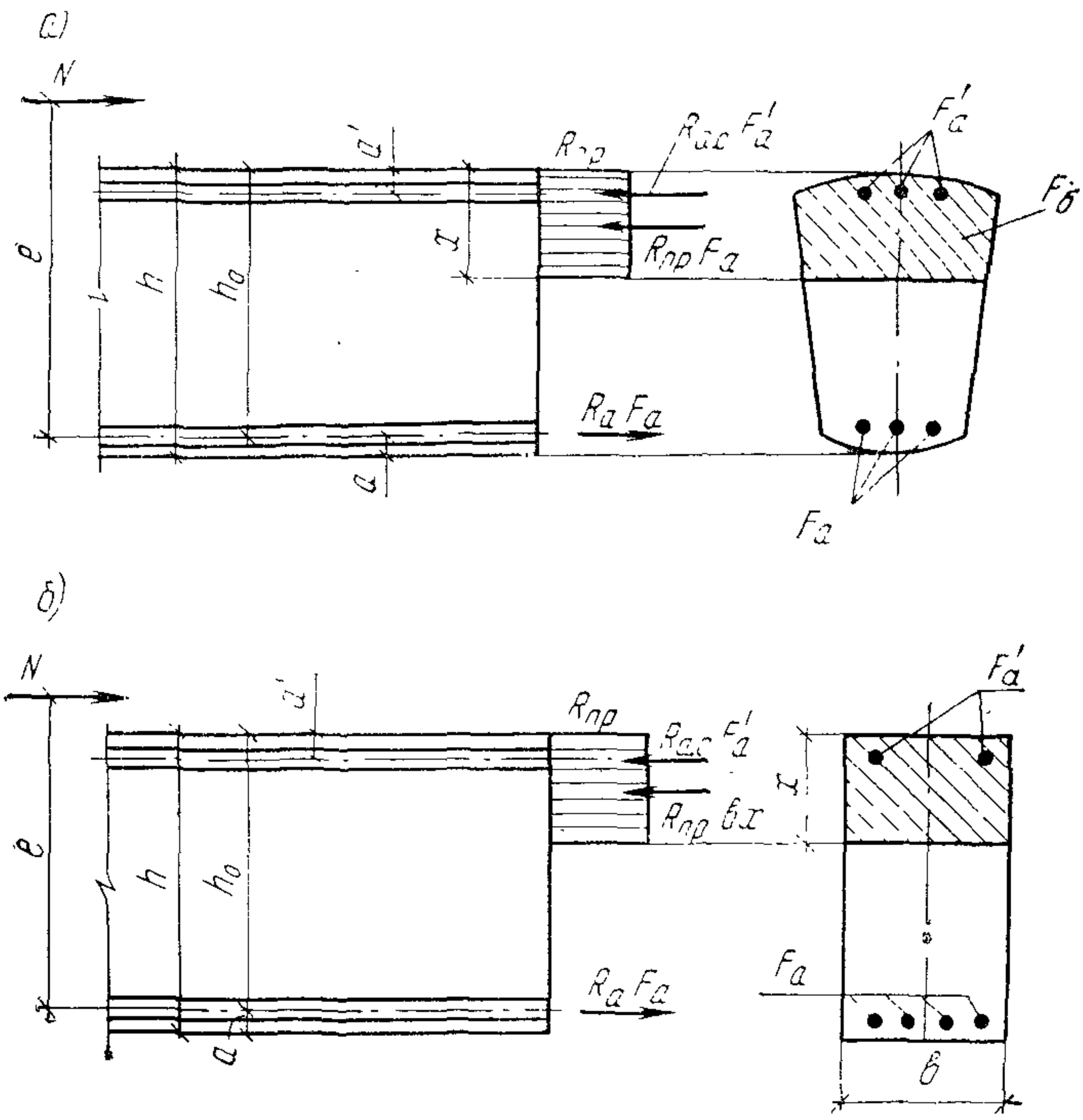


Рис. 11. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

а — любой симметричной формы; *б* — прямоугольного сечения

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} bx\,(h_0 - 0{,}5x) + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}}\,(h_0 - a'); \quad (48)$$

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} N = m_{\text{б}} R_{\text{пр}} bx + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} - m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}}; \quad (49)$$

при $\xi > \xi_R$ — по формуле (48) и по формулам:

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} N = m_{\text{б}} R_{\text{пр}} bx + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} - m_{\text{а}} \sigma_{\text{а}} F_{\text{а}}; \quad (50)$$

$$\sigma_{\text{а}} = \left(2\,\frac{1 - \dfrac{x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1\right) R_{\text{а}}. \quad (51)$$

3.27. Расчет внецентренно-сжатых линейных элементов любой формы при гибкости $l_0/r \geqslant 35$ и элементов прямоугольного сечения при $l_0/h \geqslant 10$ производится с учетом прогиба в плоскости эксцентрицитета продольного усилия и в нормальной к ней плоскости.

Расчет из плоскости эксцентрицитета продольной силы можно не производить, если гибкость элемента l_0/r (для прямоугольного сечения l_0/h) в плоскости эксцентрицитета превышает гибкость в нормальной к ней плоскости.

Влияние прогиба учитывается умножением эксцентрицитета продольного усилия относительно центра тяжести сечения элемента $e_0 = \dfrac{M}{N}$ на коэффициент η, определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{\text{кр}}}}, \quad (52)$$

где $N_{\text{кр}}$ — условная критическая сила, вычисляемая по формуле

$$N_{\text{кр}} = \frac{6{,}4 E_{\text{б}}}{l_0^2}\left[\frac{I}{k_{\text{дл}}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t} + 0{,}1\right) + n I_{\text{а}}\right], \quad (53)$$

где l_0 — принимается по табл. 22;

$k_{\text{дл}}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, равный

$$k_{\text{дл}} = 1 + \frac{M_1^{\text{дл}}}{M_1}, \quad (54)$$

M_1 и $M_1^{\text{дл}}$ — моменты относительно оси, проходящей через центр тяжести крайнего ряда арматуры, расположенного у растянутой или менее сжатой грани параллельно этой грани, соответственно от действия полной нагрузки (постоянной, длительной и кратковременной) и от действия постоянной и длительной нагрузок;

t — коэффициент, принимаемый равным e_0/h, но не менее величины

$$t_{\text{мин}} = 0{,}5 - 0{,}01\,\frac{l_0}{h} - 0{,}001 m_{\text{б}} R_{\text{пр}}, \quad (55)$$

здесь $R_{\text{пр}}$ принимается в кгс/см^2.

Таблица 22

Опирание элементов	Расчетная длина l_0
При полном защемлении обоих концов	$0{,}5l$
При полном защемлении одного конца и шарнирно неподвижном закреплении другого	$0{,}7l$
При шарнирно неподвижном закреплении обоих концов	l
При одном полностью защемленном и одном свободном конце	$2l$

Примечание. l — геометрическая длина элемента.

Для прямоугольных сечений формула (53) примет вид

$$N_{кр} = \frac{1{,}6E_б bh}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2}\left[\frac{\frac{0{,}11}{0{,}1+t}+0{,}1}{3\left(1+\frac{M_1^{дл}}{M_1}\right)}+n\mu\left(\frac{h_0-a'}{h}\right)^2\right], \qquad (56)$$

где μ — суммарный коэффициент армирования, равный

$$\mu = \frac{F_a + F_a'}{bh}.$$

При $N > N_{кр}$ рекомендуется увеличить размеры сечения.

Влияние прогиба можно не учитывать в следующих случаях:

а) для сечений любой формы при $l_0/r < 35$;

б) для сечений прямоугольной формы при $l_0/h < 10$;

в) для круглых и кольцевых сечений при $l_0/D < 8$;

г) для тавровых (двутавровых) сечений при $l_0/h < 35\nu$.

Значения коэффициента ν принимаются по табл. 23.

При расчете из плоскости эксцентрицитета продольной силы значение e_0 принимается равным величине случайного эксцентрицитета $e_0^{сл}$. Эксцентрицитет $e_0^{сл}$ в любом случае принимается не менее $^1/_{600}$ всей длины элемента или длины его части (между точками закрепления), учитываемой в расчете; $^1/_{30}$ высоты сечения элемента; 1 см.

Таблица 23

$h_п'/h$	Значения ν при $b_п'/b$, равном					
	2	3	5	10	15	20
0,1	0,3	0,33	0,32	0,31	0,29	0,27
0,2	0,3	0,31	0,29	0,26	0,23	0,21
0,3	0,3	0,3	0,27	0,23	0,2	0,19
0,4	0,29	0,28	0,25	0,21	0,19	0,18
0,5	0,27	0,26	0,23	0,2	0,19	—

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ (РИС. 11, *б*)

3.28. Площадь сечения продольной арматуры определяется следующим образом.

Вычисляется высота сжатой зоны бетона из условия

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}Ne}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b}}, \qquad (57)$$

где $e=e_0\eta + \frac{h}{2} - a$ (см. п. 3.27).

1) В случае, если $x < 2a'$ и $\xi < \xi_R$, расчет производится как для сечения с одиночной арматурой при $F_{\text{a}}^{'}=0$ по формуле

$$F_{\text{a}} = \frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}bx - k_{\text{н}}n_{\text{с}}N}{m_{\text{a}}R_{\text{a}}}. \qquad (58)$$

2) В случае, если $2a' \leqslant x \leqslant \xi_R h_0$ при наличии известной сжатой арматуры $F_{\text{аф}}^{'}$, уточняется высота сжатой зоны бетона по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_{\text{н}}n_{\text{с}}Ne - m_{\text{a}}R_{\text{a.с}}F_{\text{аф}}^{'}\left(h_0 - a'\right)\right]}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b}}. \qquad (59)$$

Количество растянутой продольной арматуры определяется из условия (49)

$$F_{\text{a}} = \frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}bx + m_{\text{a}}R_{\text{a.с}}F_{\text{аф}}^{'} - k_{\text{н}}n_{\text{с}}N}{m_{\text{a}}R_{\text{a}}}.$$

Если сечение сжатой арматуры F_{a} неизвестно или равно F_{a} (сечение с симметричной арматурой), площадь сечения продольной арматуры допускается определять по формуле

$$F_{\text{a}} = \frac{k_{\text{н}}n_{\text{с}}Ne'}{m_{\text{a}}R_{\text{a}}\left(h_0 - \text{a}'\right)}, \qquad (60)$$

где $e'=e - h_0 + a'$.

3) В случае, если $x > \xi_R h_0$, рекомендуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру в количестве

$$F_{\text{a}}^{'} = \frac{k_{\text{н}}n_{\text{с}}Ne - m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\xi_R\left(1 - 0{,}5\xi_R\right)bh_0^2}{m_{\text{a}}R_{\text{a.с}}(h_0 - a')}. \qquad (61)$$

Растянутая продольная арматура в этом случае определяется по формуле

$$F_{\text{a}}^{'} = \frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\xi_R bh_0 + m_{\text{a}}R_{\text{a.с}}F_{\text{a}}^{'} - k_{\text{н}}n_{\text{с}}N}{m_{\text{a}}R_{\text{a}}}. \qquad (62)$$

Если F_{a}, вычисленная по формуле (62), отрицательна, ее принимают минимальной из конструктивных соображений, а площадь сечения $F_{\text{a}}^{'}$ определяют по формуле

$$F_{\text{a}}^{'} = \frac{k_{\text{н}}n_{\text{с}}Ne - m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\xi_R\left(1 - \xi_0\right)bh_0^2}{m_{\text{a}}R_{\text{a.с}}(h_0 - a')}, \qquad (63)$$

где $\xi_0=0{,}85-0{,}0008m_{\text{б}}R_{\text{пр}}$.

Если фактическая площадь сжатой арматуры $F'_{аф}$ из конструктивных соображений принята уменьшенной по сравнению со значением $F'_а$, вычисленным по формуле (61), площадь сечения растянутой (менее сжатой) арматуры, $F_а$ определяется из формулы (50) при $F'_а = F'_{аф}$

$$F_а = \frac{m_б R_{пр} b x + m_а R_{а.с} F'_{аф} - k_н n_с N}{m_а \sigma_а}.$$

Если $\sigma_а$ и $F_а$ получаются отрицательными, сжатой арматуры $F'_{аф}$ поставлено недостаточно и рекомендуется увеличить сечение или повысить марку бетона.

Если $\sigma'_а$ отрицательна, а $F_а$ положительна, арматура принимается по конструктивным соображениям.

3.29. Подбор площади продольной арматуры можно выполнять и по табл. 21 следующим образом.

Вычисляется значение A_0

$$A_0 = \frac{k_н n_с N e}{m_б R_{пр} b h_0^2}. \qquad (64)$$

Если $A_0 \leqslant A_R = \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R)$, сжатая арматура по расчету не требуется.

В зависимости от значения A_0 по табл. 21 определяется υ и вычисляется $F_а$

$$F_а = \frac{k_н n_с N}{m_а R_а} \left(\frac{e}{\upsilon h_0} - 1 \right). \qquad (65)$$

Если $A > A_R$, рекомендуется увеличить сечение или поставить расчетную сжатую арматуру, определяемую по формуле (61), и растянутую арматуру, определяемую по формуле (62).

3.30. Проверка прочности прямоугольного сечения с одиночной арматурой производится в зависимости от высоты сжатой зоны x, вычисляемой из формулы (58)

$$x = \frac{k_н n_с N + m_а R_а F_а}{m_б R_{пр} b},$$

следующим образом:

1) при $x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия

$$k_н n_с N e \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5x); \qquad (66)$$

2) при $x > \xi_R h_0$ — из условия

$$k_н n_с N e \leqslant m_б R_{пр} \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R) \; b h_0^2. \qquad (67)$$

При невыполнении условия (67) рекомендуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.28.

3.31. Проверка прочности прямоугольного сечения с двойной арматурой производится в зависимости от высоты сжатой зоны x, вычисляемой из формулы (49)

$$x = \frac{k_н n_с N + m_а R_а F_а - m_а R_{а.с} F'_а}{m_б R_{пр} b},$$

следующим образом:

1) при $x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия (48);
2) при $x > \xi_R h_0$ — из условия (61)

$$k_н n_с Ne \leqslant m_б R_{пр} \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R)\, bh_0^2 + m_а R_{а.с} F_а' \quad (h_0 - a')$$

или из условия

$$k_н n_с Ne \leqslant m_б R_{пр} b x_1 (h_0 - 0{,}5x_1) + m_а R_{а.с}\, F_а' (h_0 - a'), \quad (68)$$

где

$$x_1 = \frac{k_н n_с N + \left(\frac{1+\xi_R}{1-\xi_R}\right) m_а R_а F_а - m_а R_{а.с} F_а'}{m_б R_{пр} b + \frac{2 m_а R_а F_а}{h_0 (1-\xi_R)}}. \quad (69)$$

При невыполнении условий (61) и (68) рекомендуется увеличить сечение или повысить марку бетона.

Расчет тавровых (двутавровых) сечений

3.32. Расчет внецентренно-сжатых элементов таврового (двутаврового) сечения производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в пределах полки (рис. 10, *а*), т. е. при соблюдании условия

$$k_н n_с Ne \leqslant m_б R_{пр} b_п' h_п' (h_0 - 0{,}5h_п') \quad (70)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b = b_п'$ в соответствии с пп. 3.26—3,31;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 10, *б*), т. е. условие (70) не выполняется, расчет производится из условия

$$k_н n_с Ne \leqslant m_б R_{пр} bx (h_0 - 0{,}5x) + m_б R_{пр} (b_п' - b) h_п' (h_0 - 0{,}5h_п') + m_а R_{а.с} F_а' (h_0 - a'). \quad (71)$$

3.33. Подбор продольной арматуры производится следующим образом.

Вычисляется высота сжатой зоны бетона при одиночной арматуре по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_с Ne}{m_б R_{пр} b} + \frac{2h_п' (b_п' - b)(h_0 - 0{,}5h_п')}{b}}. \quad (72)$$

При $x \leqslant \xi_R h_0$ необходимая площадь растянутой арматуры определяется по формуле

$$F_а = \frac{m_б R_{пр} bx + m_б R_{пр} h_п' (b_п' - b) - k_н n_с N}{m_а R_а}. \quad (73)$$

При неизвестной площади сечения сжатой арматуры допускается площадь сечения растянутой арматуры $F_а$ определять по формуле

$$F_а = \frac{k_н n_с Ne}{m_а R_а (h_0 - 0{,}5h_п')} \quad (74)$$

с последующим ее уточнением по формулам (75) и (76).

При наличии известной сжатой арматуры $F'_{аф}$ высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_с Ne}{m_б R_{пр} b} + \frac{2h'_п\left(b'_п - b\right)\left(h_0 - 0{,}5h'_п\right)}{b}} + \\ + \sqrt{+\frac{2m_а R_{а.с} F'_{аф}\left(h_0 - a'\right)}{m_б R_{пр} b}} \qquad (75)$$

и при $x \leqslant \xi_R h_0$

$$F_а = \frac{m_б R_{пр}\left[bx + \left(b'_п - b\right)h'_п\right] + m_а R_{а.с} F'_{аф} - k_н n_с N}{m_а R_а}. \qquad (76)$$

Если высота сжатой зоны, вычисленная по формулам (72) и (75), $x > \xi_R h_0$, рекомендуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру в количестве

$$F'_а = \frac{k_н n_с Ne - m_б R_{пр}\xi_R\left(1 - 0{,}5\xi_R\right)bh_0^2 - m_б R_{пр}\left(b'_п - b\right)h'_п \times}{m_а R_{а.с}\left(h_0 - a'\right)} \rightarrow \\ \rightarrow \frac{\left(h_0 - 0{,}5h'_п\right)}{} \qquad (77)$$

Площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле (76) при $x = \xi_R h_0$.

Если $F_а$ получится отрицательной, она ставится из конструктивных соображений или уточняется из условия

$$F_а = \frac{m_б R_{пр}\left[bx + \left(b'_п - b\right)h'_п\right] + m_а R_{а.с} F'_{аф} - k_н n_с N}{m_а \sigma_а}, \qquad (78)$$

где x вычисляется по формуле (76), а $\sigma_а$ — по формуле (51).

Если $\sigma_а$ и $F_а$ получаются отрицательными, сжатой арматуры $F'_{аф}$ поставлено недостаточно и рекомендуется увеличить сечение или повысить марку бетона.

Если $\sigma_а$ отрицательна, а $F_а$ положительна, арматура принимается по конструктивным соображениям.

3.34. Проверка прочности таврового (двутаврового) сечения с одиночной арматурой производится:

а) при $k_н n_с N + m_а R_а F_а \leqslant m_б R_{пр} b'_п h'_п$ — как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_п$ в соответствии с п. 3.30;

б) при $k_н n_с N + m_а R_а F_а > m_б R_{пр} b'_п h'_п$ — в зависимости от высоты сжатой зоны, вычисляемой из формулы (73),

$$x = \frac{k_н n_с N + m_а R_а F_а - m_б R_{пр}\left(b'_п - b\right)h'_п}{m_б R_{пр} b}$$

следующим образом:

1) *при* $x \leqslant \xi_R h_0$ — *из условия*

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} bx\,(h_0 - 0{,}5x) + m_{\text{б}} R_{\text{пр}}\,(b'_{\text{п}} - b)\,h'_{\text{п}}\,(h_0 - 0{,}5h'_{\text{п}}); \qquad (79)$$

2) при $x > \xi_R h_0$ — из условия

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} \xi_R\,(1 - 0{,}5\xi_R)\,bh_0^2 + m_{\text{б}} R_{\text{пр}}\,(b'_{\text{п}} - b)\,h'_{\text{п}}(h_0 - 0{,}5h'_{\text{п}}). \qquad (80)$$

При невыполнении условия (80) рекомендуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.33.

3.35. Проверка прочности элементов таврового (двутаврового) сечения с двойной арматурой производится:

а) при $k_{\text{н}} n_{\text{с}} N + m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b'_{\text{п}} h'_{\text{п}} + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}}$ — как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_{\text{п}}$ в соответствии с п. 3.31;

б) при $k_{\text{н}} n_{\text{с}} N + m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} > m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b'_{\text{п}} h'_{\text{п}} + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}}$ — в зависимости от высоты сжатой зоны, определяемой из формулы (76)

$$x = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} N + m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} - m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} - m_{\text{б}} R_{\text{пр}} \left(b'_{\text{п}} - b\right) h'_{\text{п}}}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b},$$

следующим образом:

1) при $x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия (71);

2) при $x > \xi_R h_0$ — из условия (77)

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} \xi_R\,(1 - 0{,}5\xi_R)\,bh_0^2 + m_{\text{б}} R_{\text{пр}}\,(b'_{\text{п}} - b)\,h'_{\text{п}}\,(h_0 - 0{,}5h'_{\text{п}}) + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}}\,(h_0 - a')$$

или из условия

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} bx_1\,(h_0 - 0{,}5x_1) + m_{\text{б}} R_{\text{пр}}\,(b'_{\text{п}} - b)\,h'_{\text{п}}\,(h_0 - 0{,}5h'_{\text{п}}) + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}}\,(h_0 - a'), \qquad (81)$$

где

$$x_1 = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} N + \dfrac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} - m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} - m_{\text{б}} R_{\text{пр}} \left(b'_{\text{п}} - b\right) h'_{\text{п}}}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b + \dfrac{2m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}}}{h_0 (1 - \xi_R)}} \qquad (82)$$

При невыполнении условий (77) и (81) рекомендуется увеличить сечение или повысить марку бетона.

Примеры расчета к пп. 3.25—3.35

Пример 19. *Дано.* Внецентренно-сжатый железобетонный элемент прямоугольного сечения, $h = 2$ м, $h_0 = 1{,}85$ м, $a = a' = 0{,}15$ м, $b = 1$ м; расчетные усилия: $M = 156$ тс·м, $N = 48$ тс; бетон марки М 200, $R_{\text{пр}} = 90$ кгс/см^2, $m_{\text{б}} = 1{,}15$ (табл. 8); арматура класса А-III, $R_{\text{а}} = 3600$ кгс/см^2, $m_{\text{а}} = 1{,}15$ (табл. 16); сооружение I класса — $k_{\text{н}} = 1{,}25$ (п. 1.2); основное сочетание нагрузок — $n_{\text{с}} = 1$ (п. 1.2); гибкость $l_0/h < 10$ $(\eta = 1)$.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. Определяем эксцентрицитет

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{156}{48} = 3{,}25 \text{ м}; \quad e = e_0\eta + \frac{h}{2} - a = 3{,}25 \cdot 1 + 1 - 0{,}15 = 4{,}1 \text{ м}.$$

Определяем высоту сжатой зоны бетона без учета сжатой арматуры по формуле (57)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}Ne}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b}} =$$

$$= 185 - \sqrt{185^2 - \frac{2 \cdot 1{,}25 \cdot 1 \cdot 48 \cdot 4{,}1 \cdot 10^5}{1{,}15 \cdot 90 \cdot 100}} = 13{,}3 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{13{,}3}{185} = 0{,}07 < \xi_R = 0{,}6 \text{ (табл. 20)}.$$

Так как $x = 13{,}3$ см $< 2a' = 30$ см, площадь сечения растянутой арматуры определяем из условия (58)

$$F_{\text{а}} = \frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}bx - k_{\text{н}}n_{\text{с}}N}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}} =$$

$$= \frac{1{,}15 \cdot 90 \cdot 100 \cdot 13{,}3 - 1{,}25 \cdot 1 \cdot 48 \cdot 10^3}{1{,}15 \cdot 3600} = 18{,}6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3⌀ 28 А-III (18,5 см²).

Пример 20. *Дано.* Внецентренно-сжатый железобетонный элемент прямоугольного сечения, $h = 2$ м; $h_0 = 1{,}9$ м, $a = a' = 0{,}1$ м; $b = 1$ м; $M = 810$ тс·м, $N = 660$ тс; бетон марки М 200, $R_{\text{пр}} = 90$ кгс/см², $m_{\text{б}} = 1{,}15$ (табл. 8); арматура класса А-II, $R_{\text{а}} = 2700$ кгс/см², $m_{\text{а}} = 1{,}15$ (табл. 16); сооружение I класса — $k_{\text{н}} = 1{,}25$ (п. 1.2); основное сочетание нагрузок — $n_{\text{с}} = 1$ (п. 1.2); гибкость $l_0/h < 10$ ($\eta = 1$).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. Определяем эксцентрицитет

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{810}{660} = 1{,}23 \text{ м}; \quad e = e_0\eta + \frac{h}{2} - a = 1{,}23 \cdot 1 + \frac{2}{2} - 0{,}1 = 2{,}13 \text{ м}.$$

Определяем высоту сжатой зоны бетона как для сечения с одиночной арматурой из условия (57)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}Ne}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b}} = 1{,}9 -$$

$$- \sqrt{1{,}9^2 - \frac{2 \cdot 1{,}25 \cdot 1 \cdot 660 \cdot 2{,}13}{1{,}15 \cdot 900 \cdot 1}} = 1{,}44 \text{ м}.$$

Так как $x = 1{,}44$ м $> \xi_R h_0 = 0{,}6 \cdot 1{,}9 = 1{,}14$ м, в соответствии с п. 3.28 рекомендуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру в количестве

$$F_{\text{а}}' = \frac{k_{\text{н}}n_{\text{с}}Ne - m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\xi_R\left(1 - 0{,}5\xi_R\right)b \cdot h_0^2}{m_{\text{а}}R_{\text{а.с}}(h_0 - a')} =$$

$$= \frac{1{,}25 \cdot 1 \cdot 660 \cdot 2{,}13 - 1{,}15 \cdot 900 \cdot 0{,}6\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}6)\,1 \cdot 1{,}9^2}{1{,}15 \cdot 27000\,(1{,}9 - 0{,}1)} = 35 \text{ см}^2.$$

Площадь растянутой арматуры определяем из условия (62)

$$F_a = \frac{m_б R_{пр} \xi_R b h_0 + m_a R_{a.c} F_a' - k_н n_c N}{m_a R_a} =$$

$$= \frac{1{,}15 \cdot 90 \cdot 0{,}6 \cdot 100 \cdot 190 + 1{,}15 \cdot 2700 \cdot 35 - 1{,}25 \cdot 1 \cdot 660 \cdot 10^3}{1{,}15 \cdot 2700} =$$

$$= 149 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_a' = 40{,}7$ см² (4 ∅ 36 А-II); $F_a = 157{,}1$ см² (8 ∅ 50 А-II).

Пример 21. *Дано.* Внецентренно-сжатый железобетонный элемент прямоугольного сечения, $b = 50$ см, $h = 40$ см, $a = a' = 4$ см, $h_0 = 36$ см; бетон марки М 300, $R_{пр} = 135$ кгс/см², $E_б = 290\,000$ кгс/см², $m_б = 1$; арматура класса А-III, $R_a = R_{a.c} = 3600$ кгс/см², $E_a = 2\,000\,000$ кгс/см², $m_a = 1{,}1$; $F_a = 19{,}64$ см² (4 ∅ 25); $F_a' = 9{,}82$ см² (2 ∅ 25); продольная сила и изгибающий момент от постоянных и длительных нагрузок $N = 16$ тс, $M = 20$ тс·м; расчетная длина $l_0 = 8$ м; сооружение III класса — $k_н = 1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_c = 1$.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Определяем гибкости в плоскости действия момента

$$\frac{l_0}{h} = \frac{800}{40} = 20 > 10$$

и в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента,

$$\frac{l_0}{b} = \frac{800}{50} = 16 > 10.$$

Гибкость в плоскости дайствия момента (в плоскости эксцентрицитета продольной силы) превышает гибкость в нормальной к ней плоскости и превышает критическую величину. Согласно п. 3.27, расчет производим с учетом прогиба элемента только в плоскости действия момента.

Для определения $N_{кр}$ вычисляем

$$\mu n = \frac{F_a + F_a'}{bh} \frac{E_a}{E_б} = \frac{19{,}64 + 9{,}82}{50 \cdot 40} \frac{2000000}{290000} = 0{,}1;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{20 \cdot 10^5}{16 \cdot 10^3} = 125 \text{ см}.$$

Так как

$$t = \frac{e_0}{h} = \frac{125}{40} = 3{,}1 > t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01 \frac{l_0}{h} - 0{,}001 m_б R_{пр} =$$

$$= 0{,}5 - 0{,}01 \frac{800}{40} - 0{,}001 \cdot 1 \cdot 135 = 0{,}165,$$

принимаем $t = 3{,}1$;

$M_1 = M_1^{дл} = 20$ тс·м.

Тогда по формуле (56)

$$N_{кр} = \frac{1{,}6 E_б b h}{(l_0/h)^2} \left[\frac{\frac{0{,}11}{0{,}1 + t} + 0{,}1}{3\left(1 + \frac{M_1^{дл}}{M_1}\right)} + \mu n \left(\frac{h_0 - a'}{h}\right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1{,}6 \cdot 290000 \cdot 50 \cdot 40}{\left(\frac{800}{40}\right)^2} \left[\frac{\frac{0{,}11}{0{,}1 + 3{,}1} + 0{,}1}{3(1+1)} + 0{,}1 \left(\frac{36-4}{40}\right)^2 \right] 10^{-3} =$$

$$= 200{,}3 \text{ тс.}$$

Определяем коэффициент η по формуле (52)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{16}{200{,}3}} = 1{,}087,$$

тогда эксцентрицитет с учетом прогиба

$$e = e_0\eta + \frac{h}{2} - a = 125 \cdot 1{,}087 + \frac{40}{2} - 4 = 151{,}9 \text{ см}.$$

Высоту сжатой зоны определяем из условия (49)

$$x = \frac{k_н n_c N + m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F_a'}{m_б R_{пр} b} =$$

$$= \frac{1{,}15 \cdot 1 \cdot 16000 + 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 19{,}64 - 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 9{,}82}{1 \cdot 135 \cdot 50} = 8{,}4 \text{ см}.$$

Так как $x < \xi_R h_0 = 0{,}6 \cdot 36 = 21{,}6$ см, прочность сечения проверяем из условия (48)

$m_б R_{пр} b x \quad (h_0 - 0{,}5x) + m_a R_{a.c} F_a' \quad (h_0 - a') \geqslant k_н n_c N e$;

$[1 \cdot 135 \cdot 50 \cdot 8{,}4 \ (36 - 0{,}5 \cdot 8{,}4) + 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 9{,}82 \ (36 - 4)] \ 10^{-5} =$
$= 30{,}3$ тс·м $> 1{,}15 \cdot 1 \cdot 16 \cdot 1{,}519 = 27{,}9$ тс·м, т. е. прочность сечения обеспечена.

Пример 22. *Дано.* Внецентренно-сжатый железобетонный элемент прямоугольного сечения, $b = 60$ см, $h = 50$ см, $a = a' = 4$ см, $h_0 = 46$ см; бетон марки М 300, $R_{пр} = 135$ кгс/см^2, $m_б = 1$, $E_б = 290\,000$ кгс/см^2; арматура симметричная класса А-III, $R_a = R_{a.c} = 3600$ кгс/см^2, $m_a = 1{,}1$, $E_a = 2\,000\,000$ кгс/см^2; продольная сила и изгибающий момент от постоянных и длительных нагрузок $N = 70$ тс, $M = 30$ тс·м; $l_0 = 6$ м; сооружение III класса — $k_н = 1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_c = 1$.

Требуется определить площадь сечения арматуры.

Расчет. Определяем гибкости

$$\frac{l_0}{h} = \frac{600}{50} = 12 > 10 \text{ и } \frac{l_0}{b} = \frac{600}{60} = 10.$$

Так как $\frac{l_0}{h} = 12 > \frac{l_0}{b}$ и $\frac{l_0}{h} > 10$, расчет производим с учетом прогиба элемента в плоскости эксцентрицитета.

Для определения $N_{кр}$ вычисляем

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3\,000\,000}{70\,000} = 42{,}9 \text{ см}; \quad t = \frac{e_0}{h} = \frac{42{,}9}{50} = 0{,}86;$$

$$t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01 \frac{l_0}{h} - 0{,}001 m_б R_{пр} =$$

$$= 0,5 - 0,01\frac{600}{50} - 0,001 \cdot 1 \cdot 135 = 0,245,$$

так как $t > t_{мин}$, принимаем $t=0,86$;

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2\,000\,000}{290\,000} = 6,9;\ M_1 = M_1^{дл} = M = 30 \text{ тс}\cdot\text{м},$$

поскольку площадь сечения арматуры неизвестна, в первом приближении примем $\mu=0,01$.

Тогда по формуле (56)

$$N_{кр} = \frac{1,6E_б bh}{(l_0/h)^2}\left[\frac{\frac{0,11}{0,1+t}+0,1}{3\left(1+\frac{M_1^{дл}}{M_1}\right)} + n\mu\left(\frac{h_0-a'}{h}\right)^2\right] =$$

$$= \frac{1,6\cdot 290\,000\cdot 60\cdot 50}{\left(\frac{600}{50}\right)^2}\left[\frac{\frac{0,11}{0,1+0,86}+0,1}{3\,(1+1)} + 6,9\cdot 0,01\left(\frac{46-4}{50}\right)^2\right]\times$$

$$\times\ 10^{-3} = 811 \text{ тс}.$$

Определяем коэффициент η по формуле (52)

$$\eta = \frac{1}{1-\frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1-\frac{70}{811}} = 1,095,$$

тогда эксцентрицитет с учетом прогиба

$$e = e_0\eta + \frac{h}{2} - a = 42,9\cdot 1,095 + \frac{50}{2} - 4 = 68 \text{ см};$$

$$e' = e - h_0 + a' = 68 - 46 + 4 = 26 \text{ см}.$$

Определяем высоту сжатой зоны по формуле (57)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_c Ne}{m_б R_{пр} b}} =$$

$$= 46 - \sqrt{46^2 - \frac{2\cdot 1,15\cdot 1\cdot 70\,000\cdot 68}{1\cdot 135\cdot 60}} = 18,3 \text{ см};$$

$x=18,3$ см $> 2a'=2\cdot 4=8$ см; $x < \xi_R h_0 = 0,6\cdot 46 = 27,6$ см.

Площадь сечения арматуры определяем по формуле (60)

$$F_а = F_а' = \frac{k_н n_c Ne'}{m_а R_а (h_0 - a')} = \frac{1,15\cdot 1\cdot 70\,000\cdot 26}{1,1\cdot 3600\,(46-4)} = 13,85 \text{ см}^2.$$

Определяем $\mu = \dfrac{F_а + F_а'}{bh} = \dfrac{13,85+13,85}{60\cdot 50} = 0,009$, т. е. полученное армирование почти не отличается от принятого в первом приближении при определении $N_{кр}$ ($\mu=0,01$).

Принимаем $F_а = F_а' = 14,7$ см^2 (3 ∅ 25 А-III).

Пример 23. *Дано.* Железобетонный элемент таврового сечения, $b=30$ см, $h=80$ см, $b_{\text{п}}'=150$ см, $h_{\text{п}}'=15$ см, $a=a'=5$ см, $h_0=75$ см; бетон марки М 300, $R_{\text{пр}}=135$ кгс/см², $m_{\text{б}}=1$, $E_{\text{б}}=290\,000$ кгс/см²; арматура класса А-III, $R_{\text{а}}=R_{\text{а.с}}=3600$ кгс/см², $E_{\text{а}}=2\,000\,000$ кгс/см², $m_{\text{а}}=1{,}1$; расчетная длина $l_0=10$ м; сооружение III класса — $k_{\text{н}}=1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_{\text{с}}=1$.

Расчетные усилия:

со стороны ребра — изгибающий момент, растягивающий ребро, $M^{\text{р}}=55$ тс·м;

со стороны полки — изгибающий момент, растягивающий полку, от постоянных и длительных нагрузок $M^{\text{п}}_{\text{дл}}=50$ тс·м, от кратковременных нагрузок $M^{\text{п}}_{\text{кв}}=30$ тс·м; продольная сила: от постоянных и длительных нагрузок $N_{\text{дл}}=60$ тс, от кратковременных нагрузок $N_{\text{кв}}=10$ тс.

Требуется определить площади растянутой арматуры.

Расчет. Определяем площадь сечения растянутой арматуры в ребре.

Сечение рассчитываем как тавровое с полкой в сжатой зоне.

Проверяем условие (36).

Так как $m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b_{\text{п}}'h_{\text{п}}'(h_0-0{,}5h_{\text{п}}')=1\cdot135\cdot150\cdot15\,(75-0{,}5\times15)\,10^{-5}=205$ тс·м $>k_{\text{н}}n_{\text{с}}M^{\text{р}}=1{,}15\cdot1\cdot55=63{,}4$ тс·м, расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b=b_{\text{п}}'=150$ см. Высоту сжатой зоны бетона определяем без учета сжатой арматуры по формуле (22)

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}M^{\text{р}}}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b}}=75-$$

$$-\sqrt{75^2-\frac{2\cdot1{,}15\cdot1\cdot55\cdot10^5}{1\cdot135\cdot150}}=4{,}3\text{ см}.$$

Так как $x<2a'=2\cdot5=10$ см, площадь сечения растянутой арматуры определяем без учета сжатой арматуры по формуле (23)

$$F_{\text{а}}=\frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}bx}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}}=\frac{1\cdot135\cdot150\cdot4{,}3}{1{,}1\cdot3600}=22\,\text{см}^2.$$

Принимаем в ребре $F_{\text{а}}=24{,}18$ см² (3⌀ 32 А-III).

Определяем площадь сечения растянутой арматуры в полке.

Сечение рассчитываем как прямоугольное шириной $b=30$ см, поскольку полка тавра находится в растянутой зоне.

Так как $\frac{l_0}{h}=\frac{1000}{80}=12{,}5>35\nu=10{,}3$ (см. табл. 23 и п. 3.27), расчет производим с учетом прогиба элемента.

Для определения $N_{\text{кр}}$ вычисляем:

$$F=150\cdot15+30\cdot65=4200\text{ см}^2;$$

статический момент относительно нижней грани полки $S=150\cdot15\cdot7{,}5+30\cdot65\cdot47{,}5=109\,500$ см³;

расстояние от нижней грани полки до центра тяжести сечения

$$y_1=\frac{S}{F}=\frac{109\,500}{4\,200}=26\text{ см};$$

усилия от полной нагрузки (постоянной, длительной и кратковременной)

$$N = N_{дл} + N_{кв} = 60 + 10 = 70 \text{ тс}; \quad M = M^{п}_{дл} + M^{п}_{кв} =$$

$$= 50 + 30 = 80 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$= e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8\,000\,000}{70\,000} = 114{,}3 \text{ см}; \quad t = \frac{e_0}{h} = \frac{114{,}3}{80} = 1{,}43;$$

$$t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{l_0}{h} - 0{,}001 m_б R_{пр} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{1000}{80} -$$

$$- 0{,}001 \cdot 1 \cdot 135 = 0{,}24.$$

Так как $t = \frac{e_0}{h} > t_{мин}$, принимаем $t = 1{,}43$;

$$I = \frac{150 \cdot 15^3}{12} + 150 \cdot 15\left(26 - \frac{15}{2}\right)^2 + \frac{30 \cdot 65^3}{12} +$$

$$+ 30 \cdot 65\left(80 - 26 - \frac{65}{2}\right)^2 = 2\,400\,200 \text{ см}^4;$$

Задаемся площадью сечения арматуры, расположенной со стороны растянутой грани сечения $F_а = 20$ см^2;

$$I_а = 24{,}13\,(80 - 26 - 5)^2 + 20\,(26 - 5)^2 = 66\,820 \text{ см}^4,$$

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2\,000\,000}{290\,000} = 6{,}9;$$

моменты внешних сил относительно растянутой арматуры соответственно от полной и длительных нагрузок $M_1 = M + N\,(y_1 - a) = 80 + 70\,(0{,}26 - 0{,}05) = 94{,}7$ тс·м; $M_1^{дл} = M^{п}_{дл} + N_{дл}\,(y_1 - a) = 50 + 60\,(0{,}26 - 0{,}05) = 62{,}6$ тс·м,
тогда

$$N_{кр} = \frac{6{,}4 E_б}{l_0^2}\left[\frac{I}{1 + \frac{M_1^{дл}}{M_1}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t} + 0{,}1\right) + n I_а\right] =$$

$$= \frac{6{,}4 \cdot 290\,000}{1000^2}\left[\frac{2\,400\,200}{1 + \frac{62{,}6}{94{,}7}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 1{,}43} + 0{,}1\right) + 6{,}9 \cdot 66820\right] =$$

$$= 1320 \text{ тс}.$$

Определяем коэффициент η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{70}{1320}} = 1{,}05.$$

Эксцентрицитет с учетом прогиба

$$e = e_0 \eta + y_1 - a = 114{,}3 \cdot 1{,}05 + 26 - 5 = 141 \text{ см}.$$

Высоту сжатой зоны определяем с учетом сжатой арматуры по формуле (59)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_н n_c N e - m_a R_{a.c} F_a^{'}\left(h_0 - a^{'}\right)\right]}{m_б R_{пр} b}} =$$

$$= 75 - \sqrt{75^2 - \frac{2\left[1{,}15 \cdot 1 \cdot 70\,000 \cdot 141 - 1{,}1 \cdot 3\,600 \cdot 24{,}13\,(75 - 5)\right]}{1 \cdot 135 \cdot 30}} =$$

$$= 17{,}2 \text{ см} > 2a' = 10 \text{ см}.$$

Так как $x < \xi_R h_0 = 0{,}6 \cdot 75 = 45$ см, площадь сечения арматуры определяем по формуле (49)

$$F_a = \frac{m_б R_{пр} b x + m_a R_{a.c} F_a^{'} - k_н n_c N}{m_a R_a} =$$

$$= \frac{1 \cdot 135 \cdot 30 \cdot 17{,}2 + 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 24{,}13 - 1{,}15 \cdot 1 \cdot 70\,000}{1{,}1 \cdot 3600} = 21{,}4 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_a = 22{,}8$ см^2 (6 ∅ 22 А-III), что примерно равно ранее принятой $F_a = 20$ см^2.

Окончательно принимаем арматуру в ребре $F_{a.р} = 24{,}13$ см^2 (3 ∅ 32 А-III), в полке $F_{a.п} = 22{,}8$ см^2 (6 ∅ 22 А-III).

ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.36. Расчет центрально-растянутых железобетонных элементов производится по формуле

$$k_н n_c N \leqslant m_a R_a F_a. \qquad (83)$$

3.37. Расчет прочности на растяжение сталежелезобетонных оболочек круглых водоводов при действии равномерного внутреннего давления воды производится по формуле

$$k_н n_c N \leqslant m_a \left(R_a F_a + R F_o\right), \qquad (84)$$

где N — усилие в оболочке от гидростатического давления с учетом гидродинамической составляющей;

F_o и R — соответственно площадь сечения и расчетное сопротивление растяжению стальной оболочки, определяемое в соответствии с главой СНиП II-23-81 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

Рекомендуется принимать F_o минимальной по условиям транспортирования и монтажа оболочки. Если принятая минимальная толщина стальной оболочки воспринимает 100 % напора и более (например, на верхних участках водоводов), арматура ставится по конструктивным соображениям в соответствии с п. 6.17 главы СНиП II-56-77 или п. 6.20 настоящего Руководства.

ВНЕЦЕНТРЕННО-РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.38. Расчет внецентренно-растянутых железобетонных элементов любой симметричной формы производится:

а) при малых эксцентрицитетах, если сила N приложена

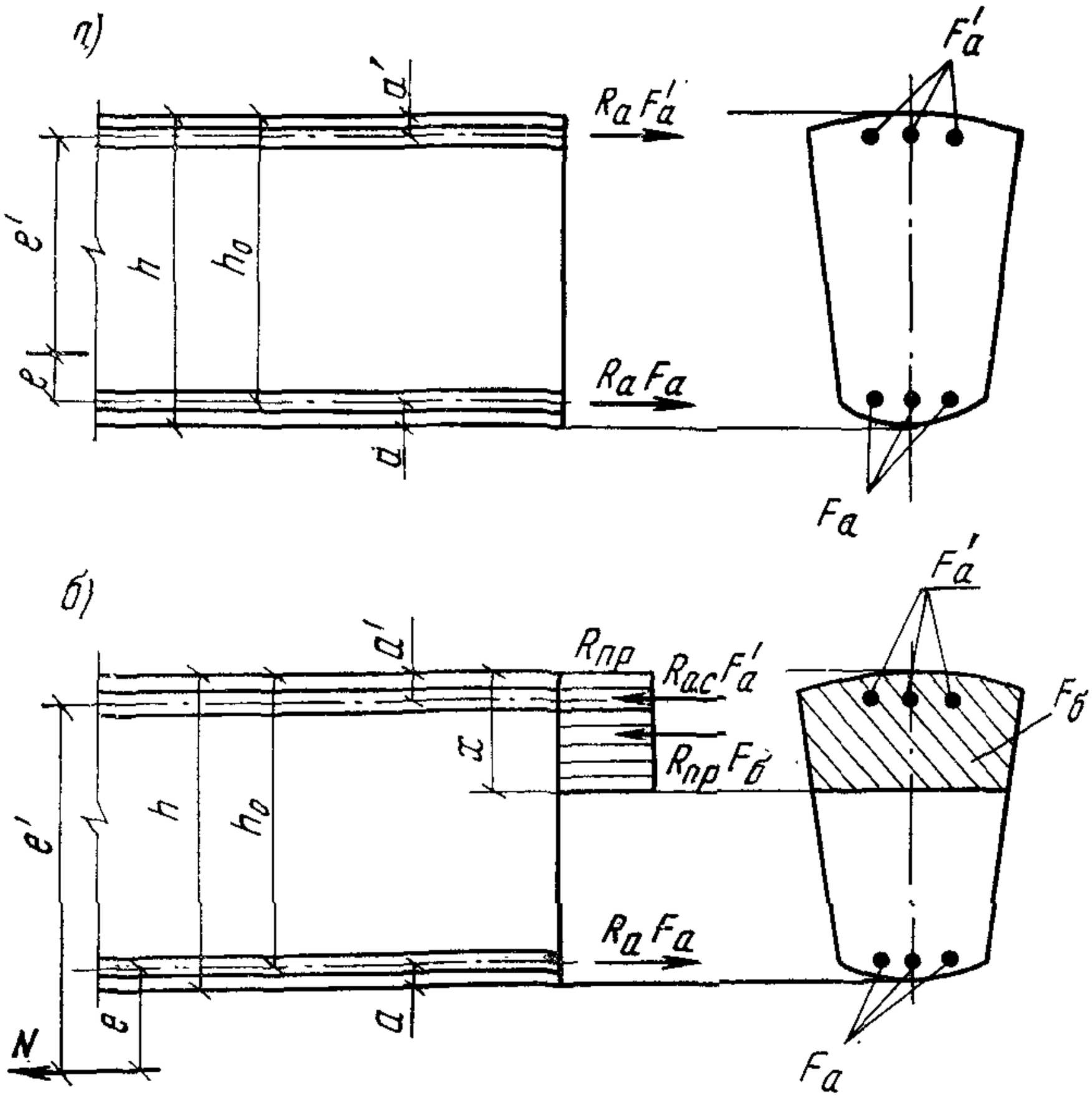


Рис. 12. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

а — продольная сила *N* приложена между равнодействующими усилий в арматуре *A* и *A'*; *б* — продольная сила *N* приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре *A* и *A'*

между равнодействующими усилий в арматуре (рис. 12, *а*), по формулам:

$$k_н n_с N e \leqslant m_а R_а S_а; \tag{85}$$

$$k_н n_с N e' \leqslant m_а R_а S'_а. \tag{86}$$

б) при больших эксцентрицитетах, если сила *N* приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре (рис. 12, *б*), по формулам:

$$k_н n_с N e \leqslant m_б R_{пр} S_б + m_а R_{а.с} S_а; \tag{87}$$

$$k_н n_с N = m_а R_а F_а - m_а R_{а.с} F'_а - m_б R_{пр} F_б. \tag{88}$$

РАСЧЕТ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ

3.39. Расчет внецентренно-растянутых элементов прямоугольного сечения производится:

а) при малых эксцентрицитетах, если сила *N* приложена между равнодействующими усилий в арматуре, по формулам:

$$k_н n_с N e \leqslant m_а R_а F'_а (h_0 - a'); \tag{89}$$

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} N e' \leqslant m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} (h_0 - a'), \tag{90}$$

где

$$e = \frac{h}{2} - e_0 - a; \quad e' = e_0 + \frac{h}{2} - a';$$

б) при больших эксцентрицитетах, если сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре, в зависимости от соотношения

$$\xi = \frac{x}{h_0};$$

при $\xi \leqslant \xi_R$ по формулам:

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} N e \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b x (h_0 - 0{,}5x) + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} (h_0 - a'); \tag{91}$$

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} N = m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} - m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} - m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b x; \tag{92}$$

при $\xi > \xi_R$ — по тем же формулам, принимая $x = \xi_R / h_0$.

3.40. Количество продольной арматуры в сечениях с большими эксцентрицитетами определяется следующим образом.

Вычисляется высота сжатой зоны бетона из условия (57)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 k_{\text{н}} n_{\text{с}} N e}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b}}, \quad \text{где} \quad e = e_0 - \frac{h}{2} + a.$$

Далее возможны три варианта расчета:

1) в случае, если $x < 2a'$ и $\xi < \xi_R$, расчет производится как для сечения с одиночной арматурой при $F'_{\text{а}} = 0$ по формуле

$$F_{\text{а}} = \frac{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b x + k_{\text{н}} n_{\text{с}} N}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}}; \tag{93}$$

2) в случае, если $2a' \leqslant x \leqslant \xi_R h_0$ при заданной площади сечения сжатой арматуры $F'_{\text{а}}$, уточняется высота сжатой зоны бетона по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 \left[k_{\text{н}} n_{\text{с}} N e - m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} \left(h_0 - a' \right) \right]}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b}}.$$

Количество растянутой продольной арматуры определяется из условия (92)

$$F_{\text{а}} = \frac{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b x + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} + k_{\text{н}} n_{\text{с}} N}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}}.$$

Если сечение сжатой арматуры $F'_{\text{а}}$ неизвестно или равно $F_{\text{а}}$ (сечение с симметричной арматурой), площадь сечения продольной арматуры допускается определять по формуле

$$F_{\text{а}} = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} N (e + h_0 - a')}{m_{\text{а}} R_{\text{а}} (h_0 - a')}; \tag{94}$$

3) если $x > \xi_R h_0$, рекомендуется увеличить сечение, повысить марку бетона или поставить сжатую арматуру, определяемую по формуле (61).

Площадь сечения растянутой арматуры определяется из условия

$$F_{\text{а}} = \frac{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} \xi_R b h_0 + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F_{\text{а}}' + k_{\text{н}} n_{\text{с}} N}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}}. \quad (95)$$

3.41. Подбор площади продольной арматуры можно выполнять и по табл. 21 следующим образом.

Вычисляется значение A_0 по формуле (64).

Если $A_0 \leqslant A_R = \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R)$, сжатая арматура по расчету не требуется.

В зависимости от значения A_0 по табл. 21 определяется ν и вычисляется

$$F_{\text{а}} = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} N}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}} \left(\frac{e}{\nu h_0} + 1 \right). \quad (96)$$

Если $A_0 > A_R$, рекомендуется увеличить сечение или поставить сжатую арматуру, определяемую по формуле (61), и растянутую арматуру, определяемую по формуле (95).

3.42. Проверка прочности прямоугольного сечения с одиночной арматурой при большом эксцентрицитете производится в зависимости от высоты сжатой зоны бетона, вычисляемой из условия (93)

$$x = \frac{m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} - k_{\text{н}} n_{\text{с}} N}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b},$$

следующим образом:

1) при $x < 0$ рекомендуется увеличить площадь сечения арматуры $F_{\text{а}}$;

2) при $0 < x < 2a'$ — из условия

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} N (e + h_0 - 0{,}5x) \leqslant m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} (h_0 - 0{,}5x); \quad (97)$$

3) при $2a' \leqslant x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия (66);

4) при $x > \xi_R h_0$ — из условия (67).

При невыполнении условия (67) рекомендуется увеличить сечение или поставить сжатую арматуру в соответствии с п. 3.40.

3.43. Проверка прочности прямоугольного сечения с двойной арматурой при большом эксцентрицитете производится в зависимости от высоты сжатой зоны бетона, вычисляемой из формулы (92)

$$x = \frac{m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} - m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F_{\text{а}}' - k_{\text{н}} n_{\text{с}} N}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b},$$

следующим образом:

1) при $x < 2a'$ — из условия (94)

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} N (e + h_0 - a') \leqslant m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} (h_0 - a');$$

2) при $2a' \leqslant x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия (91);

3) при $x > \xi_R h_0$ — из условия (61)

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} N e \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R) b h_0^2 + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F_{\text{а}}' (h_0 - a').$$

При невыполнении условия (61) рекомендуется увеличить сечение.

Примеры расчета к пп. 3.36—3.43

Пример 24. *Дано.* Внецентренно-растянутый железобетонный элемент прямоугольного сечения, $h = 2$ м, $h_0 = 1{,}85$ м, $a = a' = 0{,}15$ м, $b = 1$ м; расчетные усилия $N_{\text{р}} = 125$ тс, $M = 75$ тс·м; бетон марки

М 200, $R_{пр}=90$ кгс/см^2, $m_б=1{,}15$ (табл. 8); арматура класса А-III, $R_а=3600$ кгс/см^2, $m_а=1{,}15$ (табл. 16); сооружение I класса — $k_н=1{,}25$ (п. 1.2); основное сочетание нагрузок — $n_с=1$ (п. 1.2).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. Определяем эксцентрицитет

$$e_0=\frac{M}{N}=\frac{75}{125}=0{,}6\text{ м}<\frac{h}{2}-a=\frac{2}{2}-0{,}15=0{,}85\text{ м},$$

т. е. сила приложена между центрами тяжести арматуры $F_а$ и $F_а'$;

$$e'=\frac{h}{2}+e_0-a'=1+0{,}6-0{,}15=1{,}45\text{ м};$$

$$e=\frac{h}{2}-e_0-a=1-0{,}6-0{,}15=0{,}25\text{ м}.$$

Площади сечения растянутой арматуры определяются по формулам (89) и (90):

$$F_а=\frac{k_н n_с N e'}{m_а R_а (h_0-a')}=\frac{1{,}25\cdot 1\cdot 125\cdot 1{,}45\cdot 10^5}{1{,}15\cdot 3600\,(185-15)}=32{,}3\text{ см}^2;$$

$$F_а'=\frac{k_н n_с N e}{m_а R_а (h_0-a')}=\frac{1{,}25\cdot 1\cdot 125\cdot 0{,}25\cdot 10^5}{1{,}15\cdot 3600\,(185-15)}=5{,}6\text{ см}^2.$$

Принимаем $F_а=34$ см^2 (3,33 ∅ 36 А-III); $F_а'=6{,}7$ см^2 (3,33 ∅ 16 А-III).

Пример 25. *Дано.* Внецентренно-растянутый железобетонный элемент прямоугольного сечения, $h=2$ м, $h_0=1{,}85$ м; $a=a'=1{,}15$ м; $b=1$ м; $N=118{,}8$ тс (с учетом противодавления); $M=224$ тс·м; бетон марки М 200; $R_{пр}=90$ кгс/см^2; $m_б=1{,}15$ (табл. 8); арматура класса А-II; $R_а=2700$ кгс/см^2; $m_а=1{,}15$ (табл. 16); сооружение II класса — $k_н=1{,}2$ (п. 1.2); сочетание нагрузок строительного периода — $n_с=0{,}95$ (п. 1.2).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. Определяем эксцентрицитет

$$e_0=\frac{M}{N}=\frac{224}{118{,}8}=1{,}89\text{ м}>\frac{h}{2}-a=0{,}85\text{ м},$$

т. е. сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре $F_а$ и $F_а'$;

$$e=e_0-\frac{h}{2}+a=1{,}89-\frac{2}{2}+0{,}15=1{,}04\text{ м}.$$

Определяем высоту сжатой зоны бетона из условия (57), как для сечения с одиночной арматурой

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2k_н n_с N e}{m_б R_{пр} b}}=185-$$

$$-\sqrt{185^2-\frac{2\cdot 1{,}2\cdot 0{,}95\cdot 118{,}8\cdot 1{,}04\cdot 10^5}{1{,}15\cdot 90\cdot 100}}=7{,}3\text{ см}.$$

Так как $x=7{,}3$ см $<2a'=30$ см $<\xi_R h_0=0{,}6\cdot 185=111$ см, не

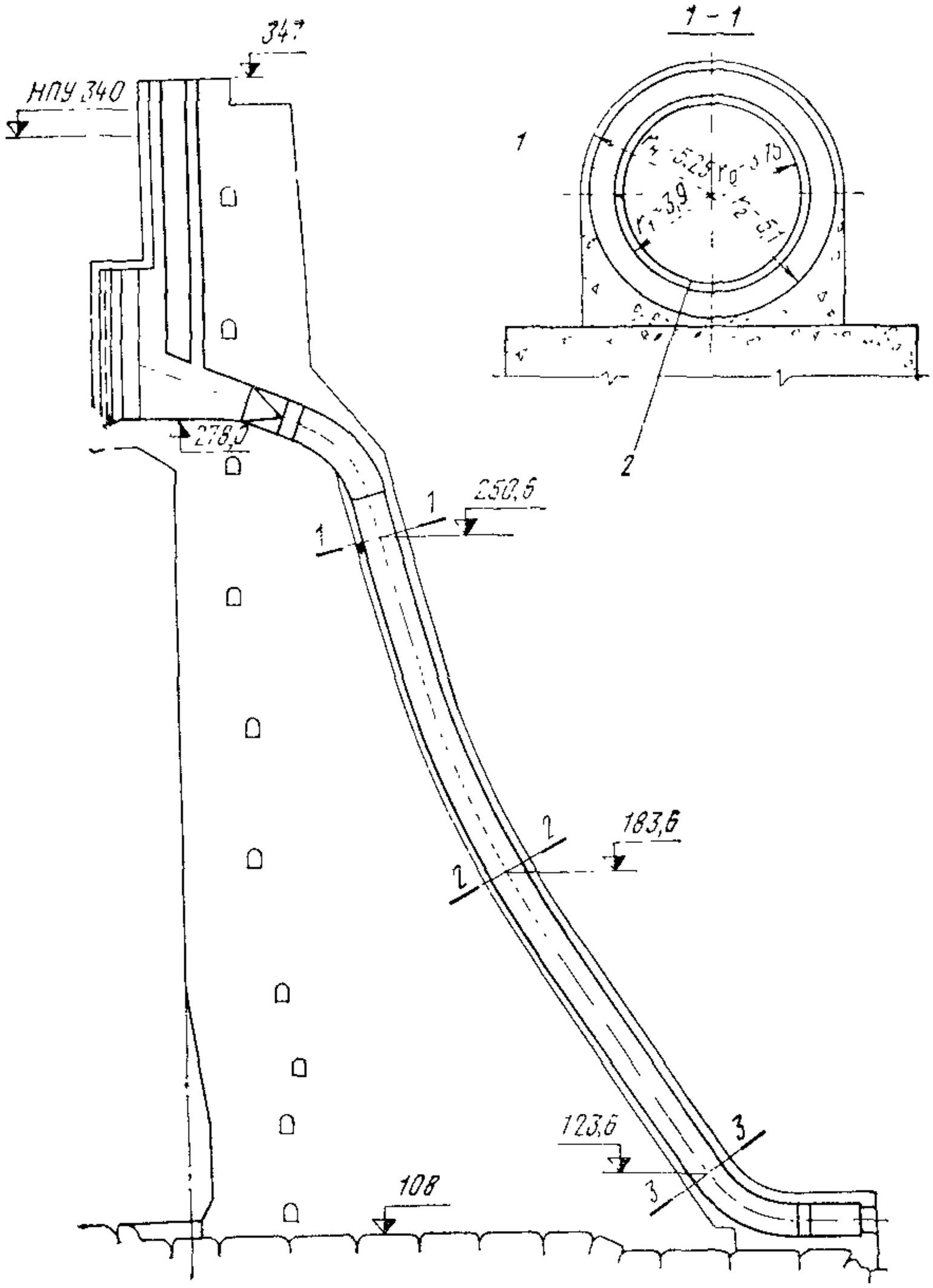


Рис. 13. К примеру 26

1 — кольцевая арматура; *2* — стальная оболочка

обходимая площадь растянутой арматуры определяется по формуле (93)

$$F_a = \frac{m_б R_{пр} b x + k_н n_c N}{m_a R_a} =$$

$$= \frac{1,15 \cdot 90 \cdot 100 \cdot 7,3 + 1,2 \cdot 0,95 \cdot 118,8 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 2700} = 67,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_a = 70,7$ см² (2,5 ∅ 60 А-II).

Пример 26. *Дано.* Напорный сталежелезобетонный трубопровод (рис. 13), $r_н = 5,25$ м, $r_0 = 3,75$ м; класс сооружения I — $k_н = 1,25$ (п. 1.2); сочетание нагрузок основное — $n_c = 1$ (п. 1.2); арматура класса А-II, $R_a = 2700$ кгс/см², $m_{a_2} = 1,15$ (табл. 16); оболочка трубопровода из стали марки 09Г2, $R = 2700$ кгс/см², $m_{a_3} = 0,8$ (табл. 16).

Требуется определить площадь сечения кольцевой арматуры и стальной оболочки трубопровода.

Расчет. Суммарную площадь сечения кольцевой арматуры и стальной оболочки трубопровода определяем из формулы (84), принимая в первом приближении $R = R_a$ (в данном случае $R_{09Г2} = R_{aII} = 2700$ кгс/см²),

Таблица 24

Сечение	$q_{ст}$, тс/м²	$q_д$, тс/м²	$q=q_{ст}+q_д$, тс/м²	N, тс/м	F, см²/м	F_0, см²/м	F_a, см²/м
1-1	89,4	11,8	101,2	379,5	191	140	51
2-2	156,4	24,3	180,7	677,6	341	160	181
3-3	216,4	37,2	253,6	951	478,6	250	228,6

$$F = F_a + F_o = \frac{k_н n_c N}{m_a R_a}.$$

Растягивающее усилие в стенке трубопровода на 1 м длины определяется по формуле $N=qr_0$,

где q — внутреннее равномерное давление, принимаемое равным $q=q_{ст}+nq_д$,

здесь $q_{ст}$ — статическое давление воды в рассматриваемом сечении трубопровода, определяемое глубиной погружения данного сечения под уровнем верхнего бьефа;

$q_д$ — гидродинамическое давление воды при гидравлическом ударе, возникающее в процессе закрытия направляющего аппарата;

n — коэффициент перегрузки для гидродинамического давления $n=1$;

$$m_a = m_{a_2} \cdot m_{a_3} = 1,15 \cdot 0,8 = 0,92;$$

F_0 рекомендуется принимать минимальной по условиям транспортирования и монтажа.

Расчет сведен в табл. 24.

При толщине трубопровода 1,5 м процент армирования не превышает 1,5 %.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА, НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА *ЭЛЕМЕНТОВ* ПОСТОЯННОЙ ВЫСОТЫ

3.44. При расчете по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы достаточность размеров сечения проверяется из условия

$$k_н n_c Q \leqslant 0,25 m_{б_3} R_{пр} b h_0, \qquad (98)$$

где b — минимальная ширина сечения.

При переменной ширине b по высоте элемента в формулу (98) и все последующие допускается вводить ширину элемента на уровне середины высоты сечения (без учета полок).

При несоблюдении условия (98) рекомендуется увеличить сечение или повысить марку бетона.

3.45. Расчет поперечной арматуры не производится, если соблюдаются условия:

а) для плитных конструкций, работающих пространственно, а также для плитных конструкций на упругом основании

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q \leqslant m_{\text{б}_4} R_{\text{р}} b h_0; \tag{99}$$

б) для всех остальных конструкций

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q \leqslant m_{\text{б}_3} Q_{\text{б}}, \tag{100}$$

где $Q_{\text{б}}$ — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении, равное

$$Q_{\text{б}} = k R_{\text{р}} b h_0 \operatorname{tg} \beta. \tag{101}$$

Формулу (101) можно представить в виде

$$Q_{\text{б}} = \frac{k R_{\text{р}} b h_0^2}{c},$$

где $c = \dfrac{h_0}{\operatorname{tg} \beta}$ — длина проекции рабочей части наклонного сечения на продольную ось элемента;

k — коэффициент, принимаемый равным

$$k = 0{,}5 + 2\xi. \tag{102}$$

Относительная высота сжатой зоны сечения ξ определяется по формулам:

для изгибаемых элементов

$$\xi = \frac{F_{\text{а}}}{b h_0} \frac{R_{\text{а}}}{R_{\text{пр}}}; \tag{103}$$

для внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых с большим эксцентрицитетом элементов

$$\xi = \frac{F_{\text{а}}}{b h_0} \frac{R_{\text{а}}}{R_{\text{пр}}} \pm \frac{N}{b h_0 R_{\text{пр}}}, \tag{104}$$

Знак «плюс» принимается для внецентренно-сжатых, а знак «минус» — для внецентренно-растянутых элементов.

Угол β между наклонным сечением и продольной осью элемента определяется по формуле

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{2}{1 + \dfrac{M}{Q h_0}}. \tag{105}$$

В формулах (98)—(100), (105)

M и Q — соответственно изгибающий момент и поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне.

При распределенной нагрузке концы наклонных сечений принимаются:

в защемленных элементах (при жесткой связи между элементами рам, пролетами неразрезных балок и т. п.) — в точках пересече-

ния сжатых граней элементов с плоскостями заделок (рис. 14, *а*, *б*);

в свободно опертых балках — под центрами тяжести эпюр нагрузок на участках изменения изгибающих моментов одного знака от $M=0$ до $|M| = |M|_{макс}$, но на расстоянии от опорного сечения не более $2h$, т. е. $\operatorname{tg}\beta=0{,}5$ (рис. 14, *в*).

При загружении сосредоточенными силами дополнительно к указанным сечениям рекомендуется рассматривать возможность

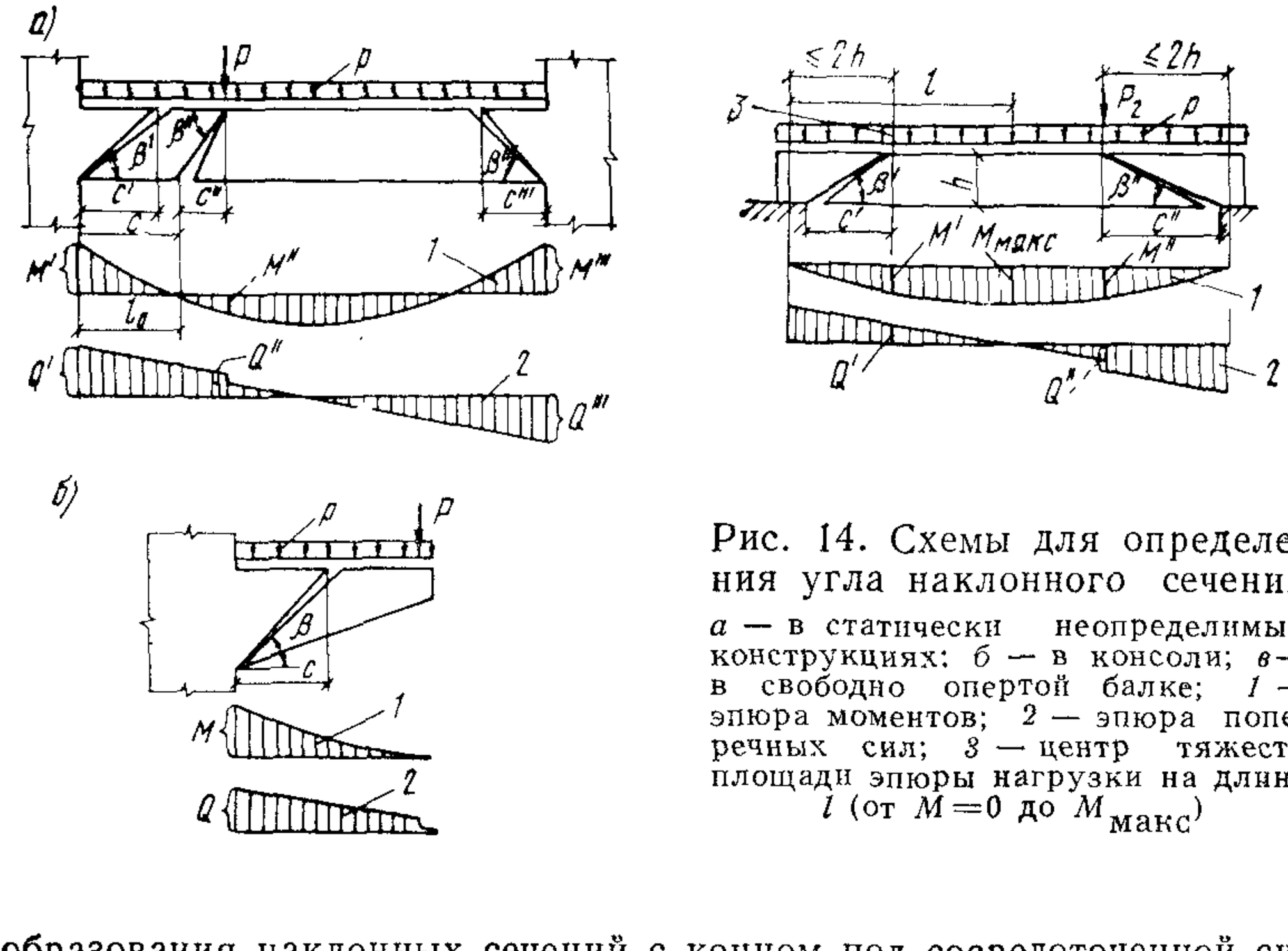


Рис. 14. Схемы для определения угла наклонного сечения

а — в статически неопределимых конструкциях; *б* — в консоли; *в* — в свободно опертой балке; *1* — эпюра моментов; *2* — эпюра поперечных сил; *3* — центр тяжести площади эпюры нагрузки на длине l (от $M=0$ до $M_{макс}$)

образования наклонных сечений с концом под сосредоточенной силой (рис. 14, *а*, *в*).

Величина $\operatorname{tg}\beta$, определяемая по формуле (105), принимается

$$0{,}5 \leqslant \operatorname{tg}\beta \leqslant 1{,}5.$$

Рекомендуется принимать $\operatorname{tg}\beta=0{,}5$ при $\operatorname{tg}\beta < 0{,}5$ и $\operatorname{tg}\beta=1{,}5$ при $\operatorname{tg}\beta > 1{,}5$.

Величина $Q_б$, определяемая по формуле (101), для элементов с сечением высотой $h \geqslant 60$ см уменьшается в 1,2 раза.

Для внецентренно-растянутых элементов с малыми эксцентрицитетами принимается $Q_б=0$.

Если в элементах статически неопределимых конструкций величина проекции наклонного сечения c превышает длину участка эпюры изгибающих моментов от опоры до нулевой точки l_0, рекомендуется принимать $c=l_0$ и проверять необходимость армирования следующего наклонного сечения, начало которого совпадает с нормальным сечением, проходящим через нулевую точку эпюры моментов l_0 (см. рис. 14, *а*). Если армирование второго наклонного сечения не требуется, а величина поперечной силы в нормальном сечении, проходящем через нулевую точку эпюры изгибающих моментов, превышает величину $Q_б$, определенную по формуле (101) при $c=l_0$, рекомендуется увеличить длину армирования поперечной арматурой до величины, равной расстоянию от опоры до сечения, где $Q=Q_б$ при той же суммарной площади поперечной арматуры (суммарной площади арматуры, определенной при $c=l_0$).

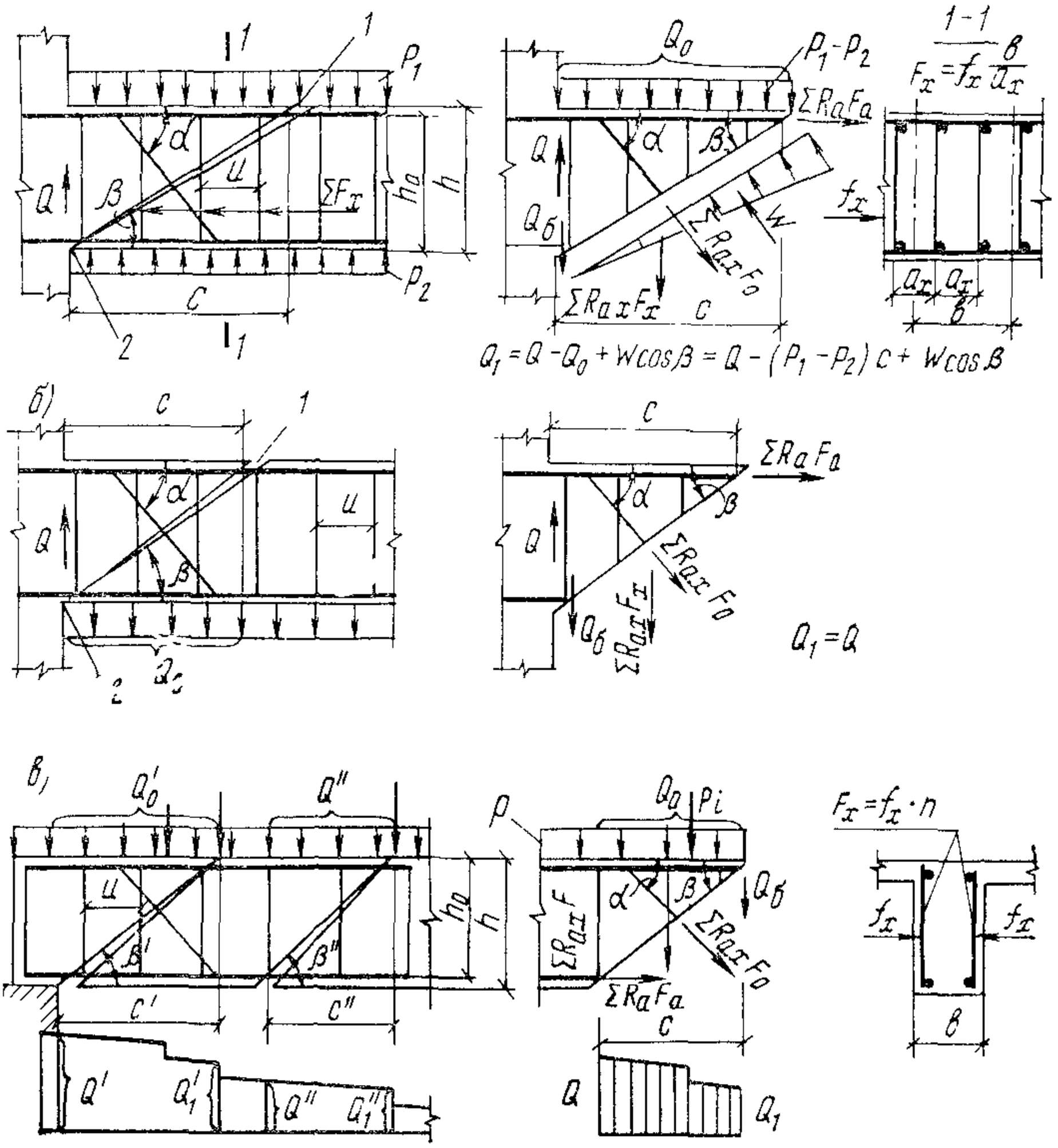


Рис. 15. Схема усилий, действующих в наклонном сечении элемента постоянной высоты с поперечной арматурой, и определение расчетного значения поперечной силы

а — в защемленной балке при действии нагрузки в пределах наклонного сечения в сторону балки; *б* — то же, при действии нагрузки в сторону от балки; *в* — в свободно опертой балке при действии нагрузки в сторону балки; *1* — начало наклонного сечения; *2* — конец наклонного сечения

3.46. При несоблюдении условий (99) или (100) расчет поперечной арматуры в наклонных сечениях элементов постоянной высоты производится по формуле

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q_1 \leqslant \Sigma m_{\text{a}} R_{\text{a.x}} F_{\text{x}} + \Sigma m_{\text{a}} R_{\text{ax}} F_{\text{o}} \sin\alpha + m_{\text{б}} Q_{\text{б}}, \quad (106)$$

где Q_1 — поперечная сила, действующая в наклонном сечении т. е. равнодействующая всех поперечных сил от внешней нагрузки, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения (рис. 15), определяемая по формуле

$$Q_1 = Q - Q_0 + W \cos\beta, \quad (107)$$

здесь Q — наибольшая величина поперечной силы в пределах наклонного сече-

ния (для первого от опоры наклонного сечения—величина поперечной силы в опорном сечении);

Q_0 — равнодействующая внешней нагрузки, действующей на элемент в пределах длины проекции наклонного сечения c, на продольную ось элемента. Внешняя нагрузка учитывается полностью, если она не может быть смещена (например, гидростатическое давление) и действует *в сторону элемента (рис. 15, а, в).* Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса в пределах наклонного сечения учитывается с коэффициентом 0,5 ($0{,}5p_{\text{с.в}}$). Если внешняя нагрузка на отдельных участках пролета может отсутствовать (например, временная нагрузка на перекрытие), она учитывается с коэффициентом 0,5. Если внешняя нагрузка приложена в сторону от элемента (подвесная нагрузка, рис. 15, *б*), она не учитывается, т. е. $Q_0=0$;

W — величина силы противодавления, действующей в наклонном сечении, определяемая в соответствии с п. 1.8 и табл. 2 по линейному закону;

$m_{\text{а}}R_{\text{а.х}}F_{\text{х}}$; $m_{\text{а}}R_{\text{а.х}}F_0 \sin\alpha$ — сумма поперечных усилий, воспринимаемых соответственно хомутами и отогнутыми стержнями, пересекающими наклонное сечение;

α — угол наклона плоскости отогнутых стержней к продольной оси элемента в наклонном сечении.

3.47. Расстояние между поперечными стержнями (хомутами), между концом предыдущего и началом последующего отгиба, а также между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре, принимается *не более величины* $u_{\text{макс}}$, *определяемой по формуле*

$$u_{\text{макс}} = \frac{km_{\text{б}}R_{\text{р}}bh_0^2}{k_{\text{н}}n_{\text{с}}Q_1}. \qquad (108)$$

3.48. При отношении расчетной длины элемента к его высоте менее 5, расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы производится по главным растягивающим напряжениям в соответствии с п. 1.7.

При отношении расчетной длины элемента к его высоте в пределах $3 \leqslant {}^{l}/_{h} < 5$ допускается расчет железобетонных элементов на действие поперечной силы производить в соответствии с пп. 3.45 и 3.46.

Примечания: 1. Рекомендации п. 3.48 распространяются на несущие элементы железобетонных конструкций, в которых не удовлетворяется условие (99). Допускается определять главные растягивающие напряжения по формулам (158)—(160)

при этом величину противодавления воды допускается принимать как растягивающую силу, приложенную в рассматриваемом сечении, в соответствии с п. 1.8 и табл. 2.

2. Для рам, эстакад и т. п. рекомендуется принимать в качестве расчетной длину элементов в свету.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ, АРМИРОВАННЫХ ХОМУТАМИ БЕЗ ОТОГНУТЫХ СТЕРЖНЕЙ

3.49. Расчет изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов постоянной высоты, армированных хомутами (без отогнутых стержней), допускается производить из условия минимальной несущей способности невыгоднейшего наклонного сечения (рис. 16) по формуле

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q \leqslant Q_{\text{х.б}}, \tag{109}$$

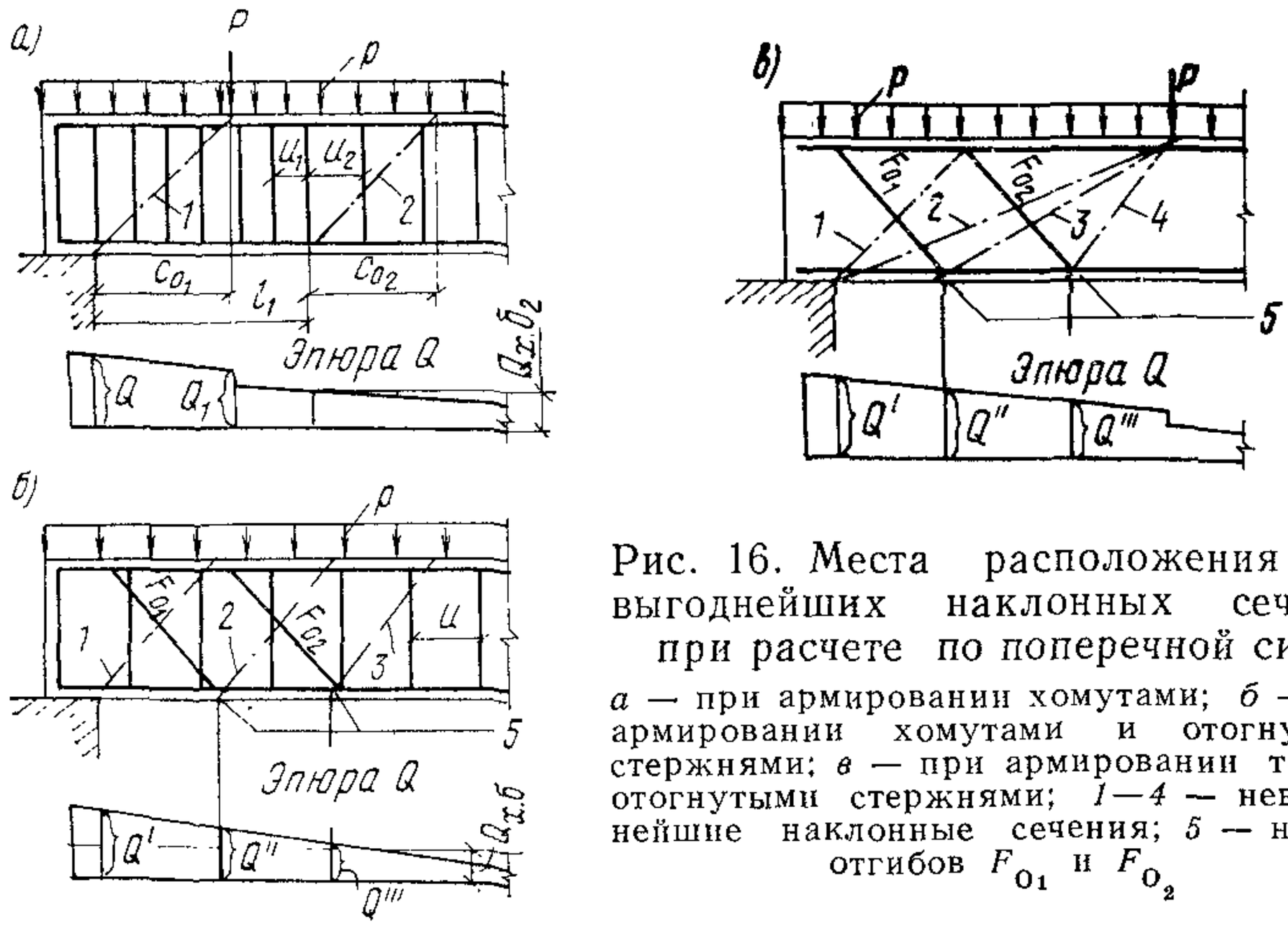


Рис. 16. Места расположения невыгоднейших наклонных сечений при расчете по поперечной силе

а — при армировании хомутами; *б* — при армировании хомутами и отогнутыми стержнями; *в* — при армировании только отогнутыми стержнями; *1—4* — невыгоднейшие наклонные сечения; *5* — начало отгибов F_{o_1} и F_{o_2}

где Q — поперечная сила в нормальном сечении у опоры и в местах изменения интенсивности поперечного армирования;

$Q_{\text{х.б}}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и хомутами в невыгоднейшем наклонном сечении, определяемая по формуле

$$Q_{\text{х.б}} = 2\sqrt{km_{\text{б}}R_{\text{р}}bh_0^2q_{\text{х}}}, \tag{110}$$

k — коэффициент, определяемый по п. 3.45;

$q_{\text{х}}$ — усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения, определяемое по формуле

$$q_{\text{х}} = \frac{m_{\text{а}}R_{\text{а.х}}F_{\text{х}}}{u}. \tag{111}$$

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения c_0 определяется по формуле

$$c_0 = \sqrt{\frac{km_6 R_p b h_0^2}{q_x}}. \quad (112)$$

Интенсивность усилий в хомутах q_x вычисляется по формуле

$$q_x = \frac{(k_н n_c Q)^2}{4km_6 R_p b h_0^2}, \quad (113)$$

откуда площадь сечения одной ветви хомута (поперечного стержня) f_x равна

$$f_x = \frac{q_x u}{m_a R_{a.x} n_x}, \quad (114)$$

где n_x — число ветвей хомутов в пределах расчетной ширины элемента b;

u — шаг хомутов в направлении длины (пролета) элемента (рис. 16, *а*, *б*).

При расчете плитных конструкций число ветвей хомутов на 1 м ширины

$$n_x = \frac{b}{a_x},$$

где a_x — шаг хомутов в направлении ширины элемента (рис. 15, *а*);

В балках, кроме того, проверяется условие

$$q_x \geqslant \frac{m_6 R_p b}{2}. \quad (115)$$

3.50. При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки p, приложенной по грани элемента и действующей в его сторону, в формулы (110), (112) и (113) вместо величины q_x подставляется величина $q_x + k_н n_c p_1$, где 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), то $p_1 = 0{,}5p$;

б) если нагрузка фиксированная и сплошная (например, гидростатическое давление), то $p_1 = p$ без учета противодавления и $p_1 = 0{,}5p$ с учетом противодавления, при этом собственный вес, входящий в нагрузку p_1, учитывается с коэффициентом 0,5;

в) в остальных случаях $p_1 = 0$ (рис. 15, *б*).

3.51. При действии фиксированной сосредоточенной силы P_i, приложенной к грани элемента в пределах невыгоднейшего наклонного сечения с длиной проекции на ось элемента c_0 и направленной в сторону элемента, расчет допускается производить из условия (109) на действие поперечной силы, равной $Q - P_i$ (рис. 15, *в*), при обязательной проверке условия

$$k_н n_c Q \leqslant q_x c_i + \frac{km_6 R_p b h_0^2}{c_i}, \quad (116)$$

3.52. При изменении интенсивности хомутов по длине элемента с q_{x_1} на q_{x_2} (например, увеличении шага хомутов) участок с интенсивностью q_{x_1} принимается до сечения, в котором попереч-

ная сила Q становится равной усилию $Q_{\text{х.б}_2}$, воспринимаемому бетоном и хомутами при интенсивности хомутов $q_{\text{х}_2}$, т. е.

$$l_1 = \frac{(Q - P_i) - Q_{\text{х.б}_2}}{p}, \qquad (117)$$

где Q — наибольшая поперечная сила на участке l_1 (у опоры);
p и P_i — соответственно равномерно распределенная и сосредоточенная нагрузки, действующие в пределах длины l_1.

Рекомендации по конструированию хомутов приведены в п. 8.39 настоящего Руководства.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ С ОТОГНУТЫМИ СТЕРЖНЯМИ

3.53. Проверка прочности по поперечной силе производится для невыгоднейших наклонных сечений, проходящих через грань опоры и начало отогнутых стержней (рис. 16, *б*, *в*), из условия (106) или из условия

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q \leqslant Q_{\text{х,б}} + m_{\text{а}} R_{\text{а.х}} F_0 \sin\alpha, \qquad (118)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении у опоры или у начала отгиба;
F_0 — площадь сечения отогнутых стержней в пределах принятого (данного) наклонного сечения;
α — угол наклона плоскости отогнутых стержней к оси элемента;
$Q_{\text{х б}}$ — по пп. 3.49 — 3.51.

3.54. Необходимое сечение отогнутых стержней, расположенных в одной плоскости F_0, определяется из условия

$$F_0 = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q - Q_{\text{х}\cdot\text{б}}}{m_{\text{а}} R_{\text{а.х}} \sin\alpha}. \qquad (119)$$

При этом поперечная сила Q принимается:

а) для первой от опоры плоскости отогнутых стержней равной поперечной силе у опоры;

б) для отогнутых стержней каждой из последующих плоскостей равной поперечной силе у начала предыдущей (по отношению к опоре) плоскости отогнутых стержней (рис. 16, *б*, *в*).

Расположение отгибов должно удовлетворять требованиям п. 8.30 настоящего Руководства.

3.55. В элементах с поперечной арматурой только в виде отогнутых стержней расчет по поперечной силе производится из условия (106) при $\Sigma m_{\text{а}} R_{\text{а.х}} F_{\text{х}} = 0$.

Расположение невыгоднейших сечений в элементах, армированных только отогнутыми стержнями, показано на рис. 16, *в*.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТЫ СЕЧЕНИЯ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

3.56. Расчет элементов переменной высоты сечения на действие поперечной силы производится в соответствии с пп. 3.44—3.55, а также согласно следующим рекомендациям:

а) если одна из граней элемента горизонтальна или вертикальна, а вторая наклонна, ось элемента принимается соответственно горизонтальной или вертикальной, в этом случае в качестве рабочей

высоты наклонного сечения принимается проекция рабочей части наклонного сечения на нормаль к оси элемента: для элемента с наклонной сжатой гранью — у конца наклонного сечения в сжатой зоне (рис. 17, *а*, *в*); для элементов с наклонной растянутой гранью — у начала наклонного сечения в растянутой зоне (рис. 17, *б*, *г*).

В элементах с наклонной сжатой гранью:

в статически неопределимых конструкциях и консолях (рис. 17, *а*) рабочая высота $h_0 = h_0^{оп}$, где $h_0^{оп}$ — рабочая высота сечения на опоре;

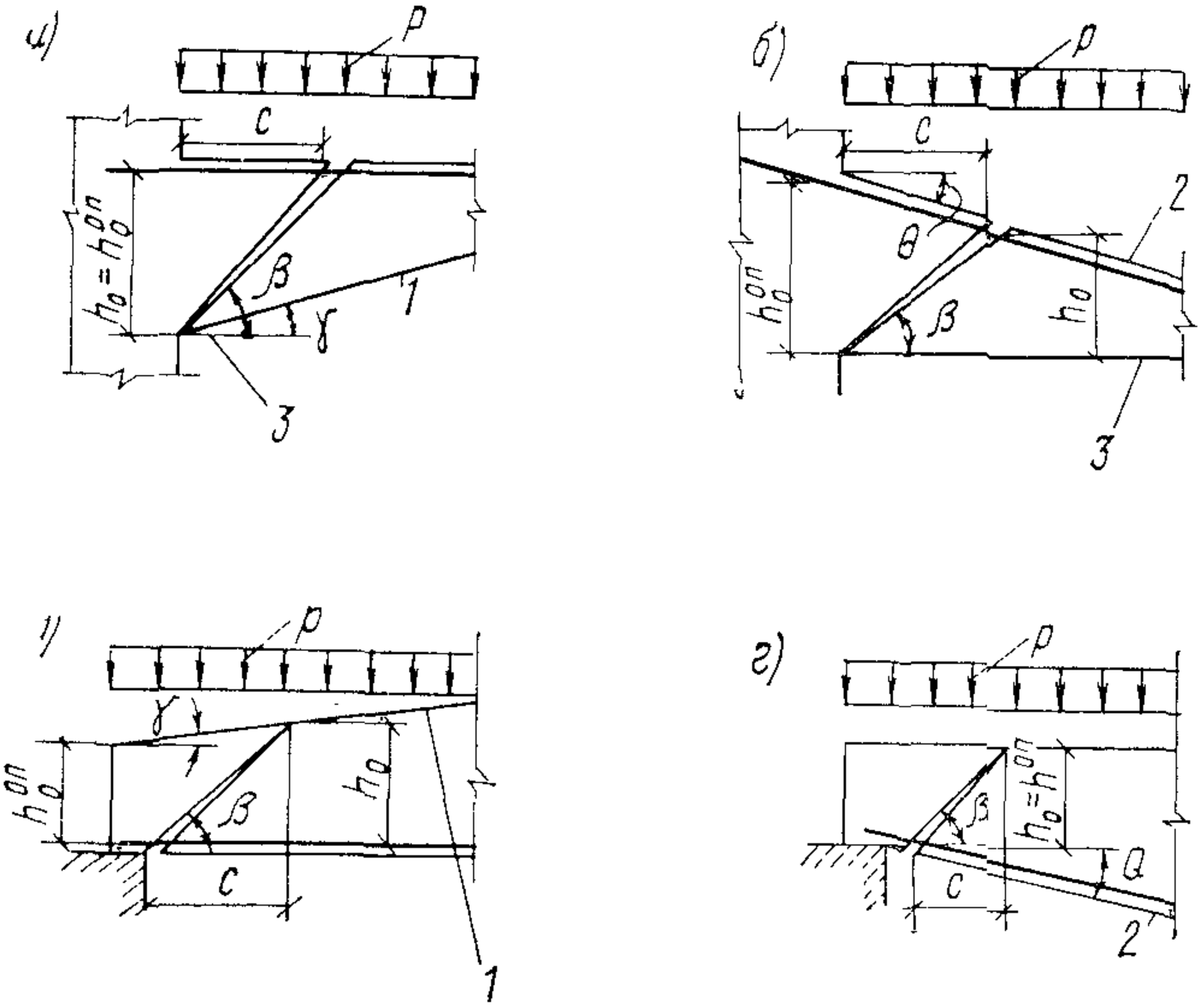


Рис. 17. Схемы к определению рабочей высоты сечения в элементах с переменной высотой

а — в защемленной балке и консоли с наклонной сжатой гранью; *б* — то же, с наклонной растянутой гранью; *в* — в свободно опертой балке с наклонной сжатой гранью; *г* — то же, с наклонной растянутой гранью; *1* — наклонная грань сжата; *2* — наклонная грань растянута; *3* — горизонтальная (или вертикальная) плоскость

в свободно опертых балках (рис. 17, *в*) рабочая высота h_0 определяется по формуле

$$h_0 = \frac{h_0^{оп} \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \gamma},$$

где β — угол между плоскостью наклонного сечения и горизонтальной (или вертикальной) плоскостью (осью элемента);

γ — угол наклона сжатой грани к горизонтальной (или вертикальной) плоскости (оси элемента).

В элементах с наклонной растянутой гранью:

в статически неопределимых конструкциях и консолях (рис. 17, *б*) рабочая высота сечения h_0 определяется по формуле

$$h_0 = \frac{h_0^{оп} \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \theta},$$

где θ — угол наклона растянутой грани к горизонтальной (или вертикальной) плоскости (оси элемента);

в свободно опертых балках (рис. 17, *г*) $h_0 = h_0^{оп}$;

б) если обе грани элемента наклонные, за ось элемента принимается геометрическое место точек, равноудаленных от граней элемента. В качестве рабочей высоты сечения h_0 принимается проекция рабочей части наклонного сечения на нормаль к оси элемента.

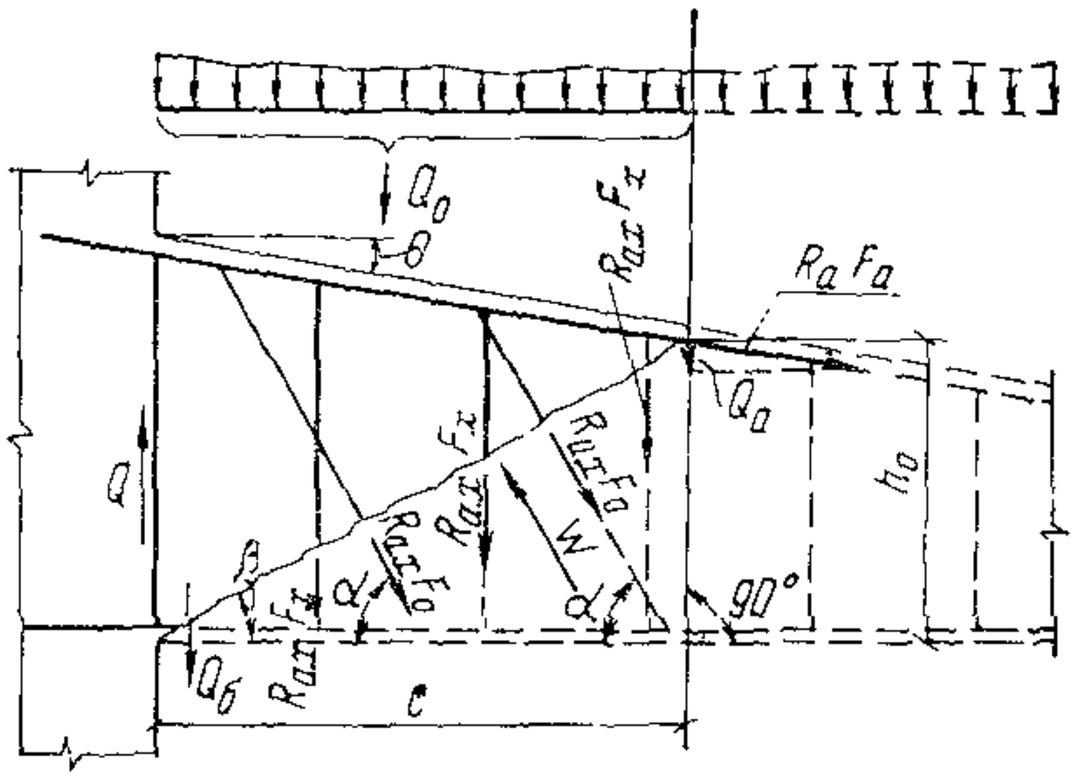


Рис. 18. Схема усилий, действующих в наклонном сечении элемента переменной высоты с наклонной растянутой гранью, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

Примечание. Длина проекции наклонного сечения на ось элемента во всех случаях равна $c = \frac{h_0}{\operatorname{tg} \beta}$.

3.57. Для элементов переменной высоты с наклонной растянутой гранью (рис. 18) в правую часть формулы (106) вводится дополнительное поперечное усилие Q_a, равное проекции усилия в продольной арматуре, расположенной у наклонной грани, на нормаль к оси элемента, определяемое:

для статически неопределимых конструкций и консолей по формуле

$$Q_a = \frac{M \operatorname{tg} \theta}{z}, \qquad (120)$$

где M — изгибающий момент в нормальном сечении элемента, проходящем через начало наклонного сечения в растянутой зоне;

z — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A до равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в том же нормальном сечении, определяемое из расчета прочности этого сечения;

θ — угол наклона арматуры A к оси элемента;

для свободно опертых балок по формуле

$$Q_a = \frac{M - \Sigma R_{a.x} F_x z_x - \Sigma R_{a.x} F_0 z_0}{z} \operatorname{tg} \theta, \qquad (121)$$

где M — изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне;

z_x, z_0 — расстояния от плоскостей расположения соответственно хомутов и отогнутых стержней до оси, проходящей

через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента.

При уменьшении высоты элемента с увеличением изгибающего момента значение Q_a принимается со знаком «минус».

РАСЧЕТ КОРОТКИХ КОНСОЛЕЙ, НЕ ЛЕЖАЩИХ НА УПРУГОМ ОСНОВАНИИ

3.58. Расчет коротких консолей, не лежащих на упругом основании, т. е. консолей, длина $l_к$ которых равна или меньше их высоты в опорном сечении h, рекомендуется производить методом теории упругости как для однородного изотропного тела.

Определенные расчетом растягивающие усилия в сечениях консоли должны быть полностью восприняты арматурой при напряжениях, не превышающих расчетных сопротивлений R_a с учетом коэффициентов, принимаемых по табл. 16.

Расчет по определению напряженного состояния короткой консоли и зоны ее заделки целесообразно производить численными методами, например методом конечных элементов, или другими известными способами с учетом требований п. 1.7. На основании произведенного расчета строятся эпюры напряжений в характерных сечениях. При этом, если консоль является трещиностойкой, т. е. если $n_c\sigma_{г.р} \leqslant R_{рII} + 300\frac{F_a}{F_б}$, площадь сечения арматуры, устанавливаемой в виде горизонтальных стержней по боковым и верхней граням консоли, определяется по формуле

$$k_н n_c \Sigma b \Delta h \bar{\sigma}_{г.р} \leqslant m_a R_a F_a, \qquad (122)$$

где b — ширина консоли;

Δh — расстояние по вертикали между узлами сетки при расчете методом конечных элементов;

$\bar{\sigma}_{г.р}$ — средняя величина главных растягивающих напряжений на данном отрезке вертикального сечения.

Если консоль является нетрещиностойкой, т. е. если $n_c\sigma_{г.р} > R_{рII} + 300\frac{F_a}{F_б}$, допускается армирование коротких консолей производить следующим образом:

а) продольная горизонтальная арматура F_a рассчитывается в корневом сечении консоли в соответствии с пп. 3.16—3.18, 3.28, 3.29, 3.39—3.41;

б) поперечная арматура рассчитывается по главным растягивающим напряжениям $\sigma_{г.р}$, определенным в соответствии с пп. 3.82, 3.83;

при $k_н n_c \sigma_{г.р} \leqslant 0{,}9R_р$ (рис. 19, *а*) по боковым граням консоли устанавливается конструктивная арматура класса А-II, шагом 25—30 см, диаметром 20—25 мм горизонтального и диаметром 16 мм вертикального направления;

при $k_н n_c \sigma_{г.р} > 0{,}9R_р$ (рис. 19, *б*) суммарная площадь хомутов (горизонтальных), пересекающих $^2/_3$ высоты корневого сечения, или отгибов определяется по формулам:

$$\Sigma F_x = \frac{k_н n_c Q}{m_a R_a} \qquad (123)$$

или

$$\Sigma F_{\text{о}} = 0{,}71\Sigma F_{\text{х}}, \qquad (124)$$

при этом проверка на раскрытие трещин является обязательной.

Для консолей с постоянной или переменной высотой сечения при $l_{\text{к}} \leqslant 2$ м допускается принимать эпюры главных растягивающих напряжений в опорном сечении в виде треугольника с ориентацией главных напряжений под углом 45° по отношению к опорному сечению.

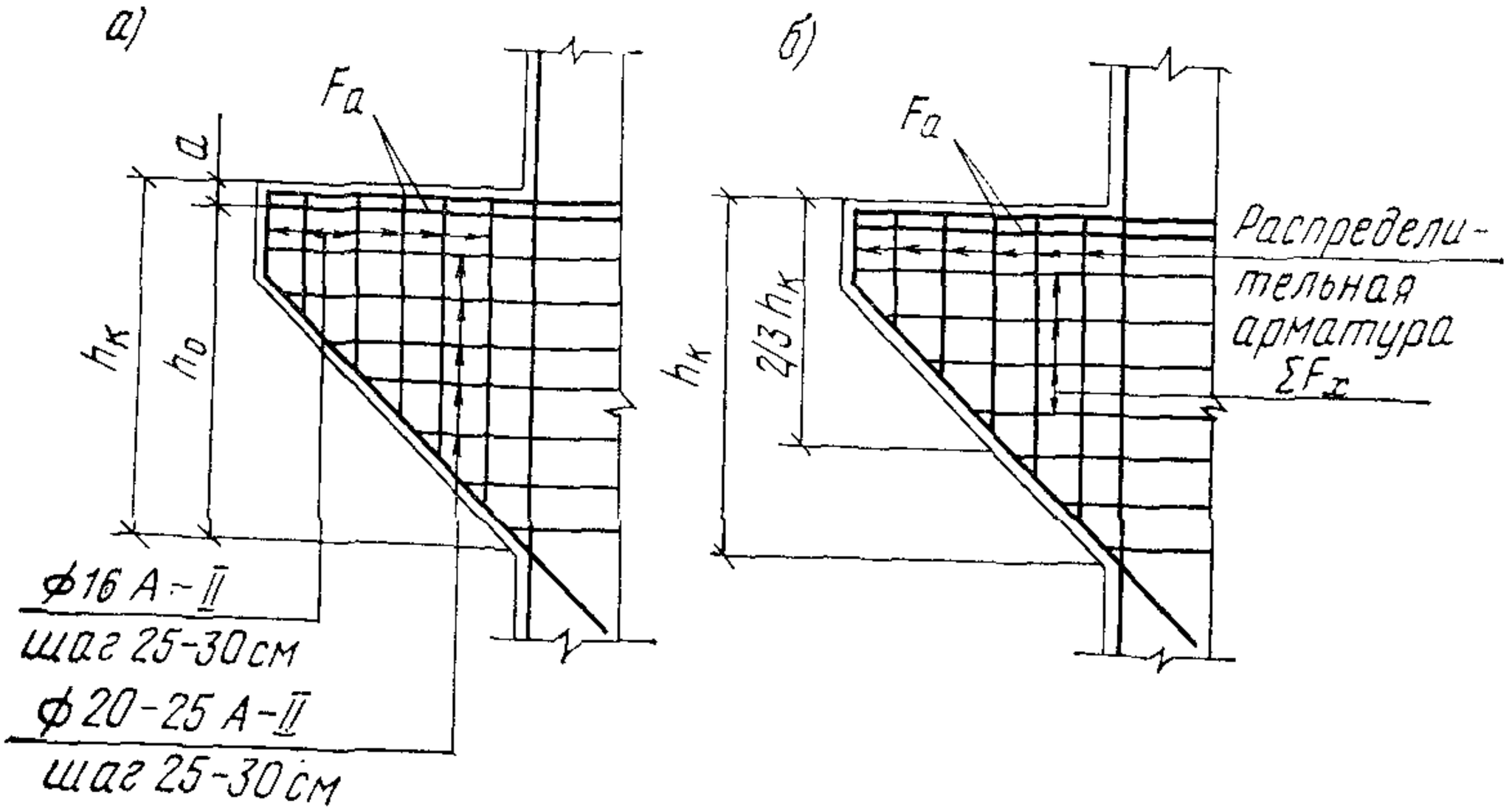


Рис. 19. Схемы армирования коротких консолей, не лежащих на упругом основании

а — при $k_{\text{н}} n_{\text{с}} \sigma_{\text{г.р}} \leqslant 0{,}9R_{\text{р}}$; *б* — при $k_{\text{н}} n_{\text{с}} \sigma_{\text{г.р}} > 0{,}9R_{\text{р}}$

Площадь сечения арматуры $F_{\text{а}}$, устанавливаемой в виде горизонтальных стержней по боковым и верхней граням консоли, определяется по формуле

$$F_{\text{а}} = k_{\text{н}} n_{\text{с}} \frac{P}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}} \left[\frac{3a}{2h} + \sqrt{\left(\frac{3a}{2h}\right)^2 + 1} \right], \qquad (125)$$

где P — равнодействующая внешней нагрузки;

a — расстояние от равнодействующей внешней нагрузки до опорного сечения.

При замене горизонтальных хомутов (горизонтальная арматура по боковым граням, за исключением верхнего ряда, рис. 19, *б*) отгибами под углом 45° площадь сечения отгибов определяется по формуле (124).

Расчет коротких консолей с кручением выполняется в соответствии п. 1.7, т. е. по главным растягивающим напряжениям. В особо ответственных случаях рекомендуется выполнять экспериментальные исследования. Для сооружений III и IV классов допускается расчет коротких консолей с кручением производить в соответствии с пп. 3.67, 3.68, принимая за хомуты горизонтальную арматуру, пересекающую корневое сечение консоли.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА, НА ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА

3.59. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента производится по формуле

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} M \leqslant m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} z + \Sigma m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{о}} z_{\text{о}} + \Sigma m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{х}} z_{\text{х}}, \qquad (126)$$

где M — момент всех внешних сил с учетом противодавления, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента;

$m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} z$; $\Sigma m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{о}} z_{\text{о}}$; $\Sigma m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{х}} z_{\text{х}}$ — сумма моментов относительно той же оси от усилий соответственно в продольной арматуре, в отогнутых стержнях и хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения;

z, $z_{\text{о}}$, $z_{\text{х}}$ — плечи усилий в продольной арматуре, в отогнутых стержнях и хомутах относительно той же оси (рис. 20).

Высота сжатой зоны в наклонном сечении, измеренная по нормали к продольной оси элемента, определяется в соответствии с пп. 3.14—3.43.

Расчет по формуле (126) производится для сечений, проверяемых на прочность при действии поперечных сил, а также:

в сечениях, проходящих через точки изменения площади продольной растянутой арматуры (точки теоретического обрыва арматуры или изменения ее диаметра, точки отгиба продольной арматуры);

в местах резкого изменения размеров поперечного сечения элемента (высоты);

в пределах длины анкеровки продольной арматуры у свободных опор.

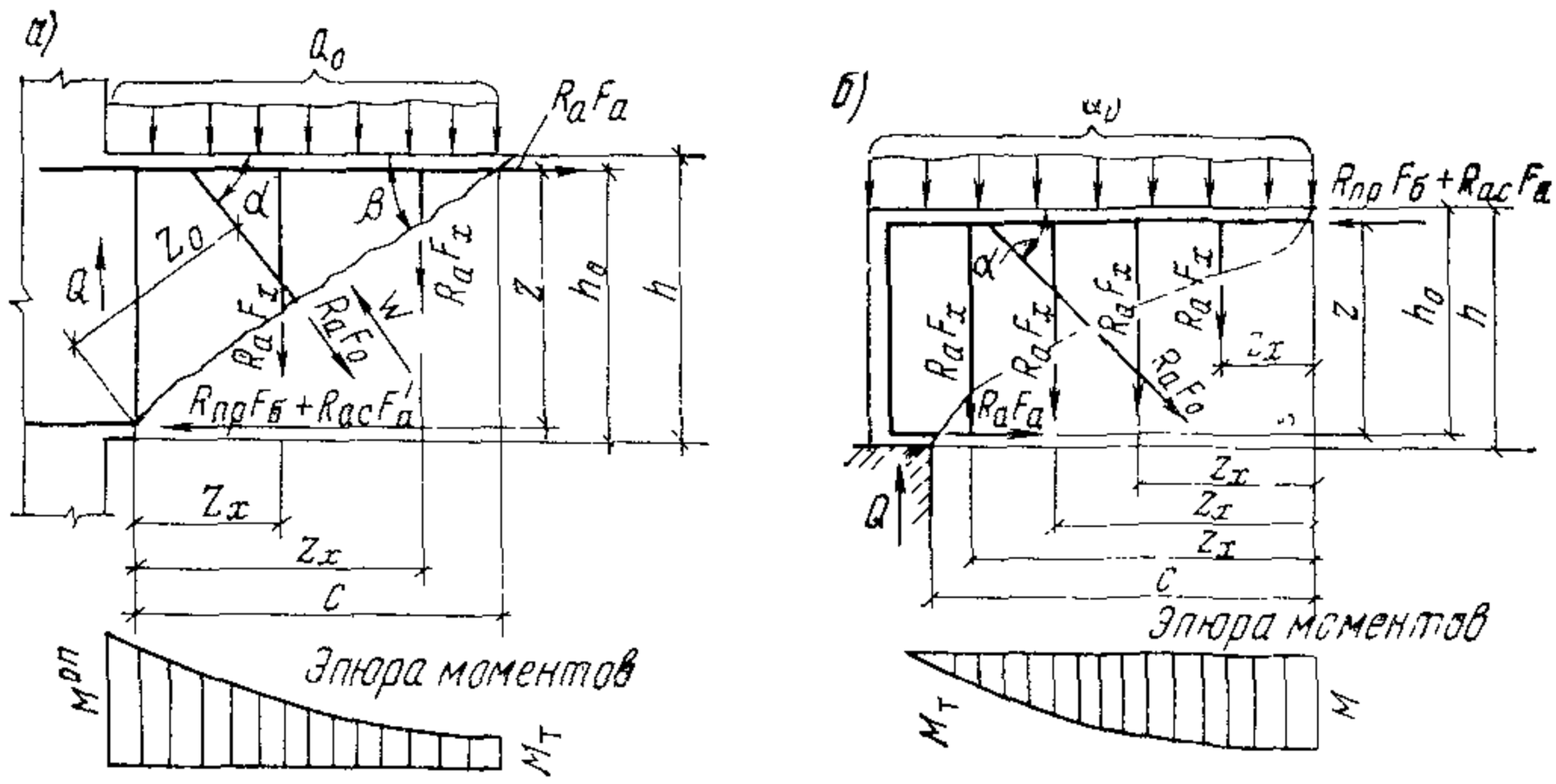


Рис. 20. Схема усилий, действующих в наклонном сечении, при расчете по изгибающему моменту

а — в защемленной балке; *б* — в свободно опертой балке

3.60. Элементы с постоянной или плавно изменяющейся высотой сечения не рассчитываются по прочности наклонного сечения на действие изгибающего момента в одном из следующих случаев:

а) если вся продольная арматура доводится до опоры или до конца элемента и имеет достаточную анкеровку;

б) если железобетонные элементы рассчитываются в соответствии с п. 1.7;

в) если наклонное сечение пересекает растянутую грань элемента на участках, обеспеченных от образования нормальных трещин, т. е. там, где момент M от внешней нагрузки меньше или равен моменту трещинообразования $M_т$, определяемому по формуле (165), принимая в ней $R_р$ вместо $R_{рII}$;

г) в плитных конструкциях, работающих пространственно, а также конструкциях на упругом основании, за исключением подпорных стен (это относится к расчету плитных конструкций, работающих в двух направлениях, а также к конструкциям, лежащим на упругом основании, которые не могут опрокинуться после образования в них наклонной трещины. Таким образом, эти рекомендации не распространяются на большинство подпорных стен консольного типа);

д) если продольные растянутые стержни, обрываемые по длине элемента, заводятся за нормальное сечение, в котором они не требуются по расчету, на длину ω, определяемую по формуле

$$\omega = \frac{k_н n_c Q - 0{,}75 m_a R_a F_o \sin\alpha}{1{,}5 q_{x.\omega}} + 5d, \qquad (127)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва стержня;

F_o, α — соответственно площадь сечения и угол наклона отогнутых стержней, расположенных в пределах участка длиной ω;

$q_{x.\omega}$ — усилие в хомутах на единицу длины элемента на участке длиной ω, определяемое по формуле

$$q_{x.\omega} = \frac{m_a R_a F_x}{u}; \qquad (128)$$

d — диаметр обрываемого стержня, см.

3.61. В угловых сопряжениях массивных железобетонных конструкций (рис. 21) необходимое количество расчетной арматуры F_o определяется из условия прочности наклонного сечения, проходящего по биссектрисе входящего угла, на действие изгибающего момента. При этом плечо внутренней пары сил z в наклонном сечении принимается равным плечу внутренней пары сил наименьшего по высоте h_2 корневого сечения сопрягаемых элементов,

При практических расчетах рекомендуется площадь арматуры принимать равной наибольшей площади арматуры в сечениях 1-1 и 2-2 и располагать ее от сжатого волокна на расстоянии не менее наименьшего по высоте h_2 корневого сечения. В этом случае проверка прочности углового сопряжения не производится.

Примеры расчета к пп. 3.44—3.60

Пример 27. *Дано*. Железобетонный изгибаемый элемент прямоугольного сечения фундаментной плиты здания ГЭС (рис. 22), $h=4$ м, $h_0=3{,}85$ м, $a=a'=0{,}15$ м, $b=1$ м; нагрузки $p_{гр}=22$ тс/м^2, $p_{противд.}=$

$=24$ тс/м^2, $p_{с.в}=10$ тс/м^2; расчетные усилия $M=893$ тс/м; $Q=396$ тс; продольная арматура $F_a^н=96{,}2$ см^2; $F_a^в=49$ см^2; бетон марки М 200; $R_{пр}=90$ кгс/см^2, $R_р=7{,}5$ кгс/см^2, $m_{б_3}=1{,}15$ (табл. 8), арматура класса А-II: $R_а=2700$ кгс/см^2; $R_{а.х}=2150$ кгс/см^2; $m_а=1{,}15$ (табл. 16); сооружение I класса — $k_н=1{,}25$ (п. 1.2); сочетание нагрузок основное — $n_с=1$ (п. 1.2).

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.

Расчет. Проверяем условие (98) достаточности размеров сечения.

Так как $k_н n_с Q=1{,}25\cdot 1\cdot 396=495$ тс $< 0{,}25\, m_{б_3} R_{пр} b h_0=0{,}25\times$ $\times\ 1{,}15\cdot 90\cdot 100\cdot 385\cdot 10^{-3}=995$ тс, размеры сечения достаточны.

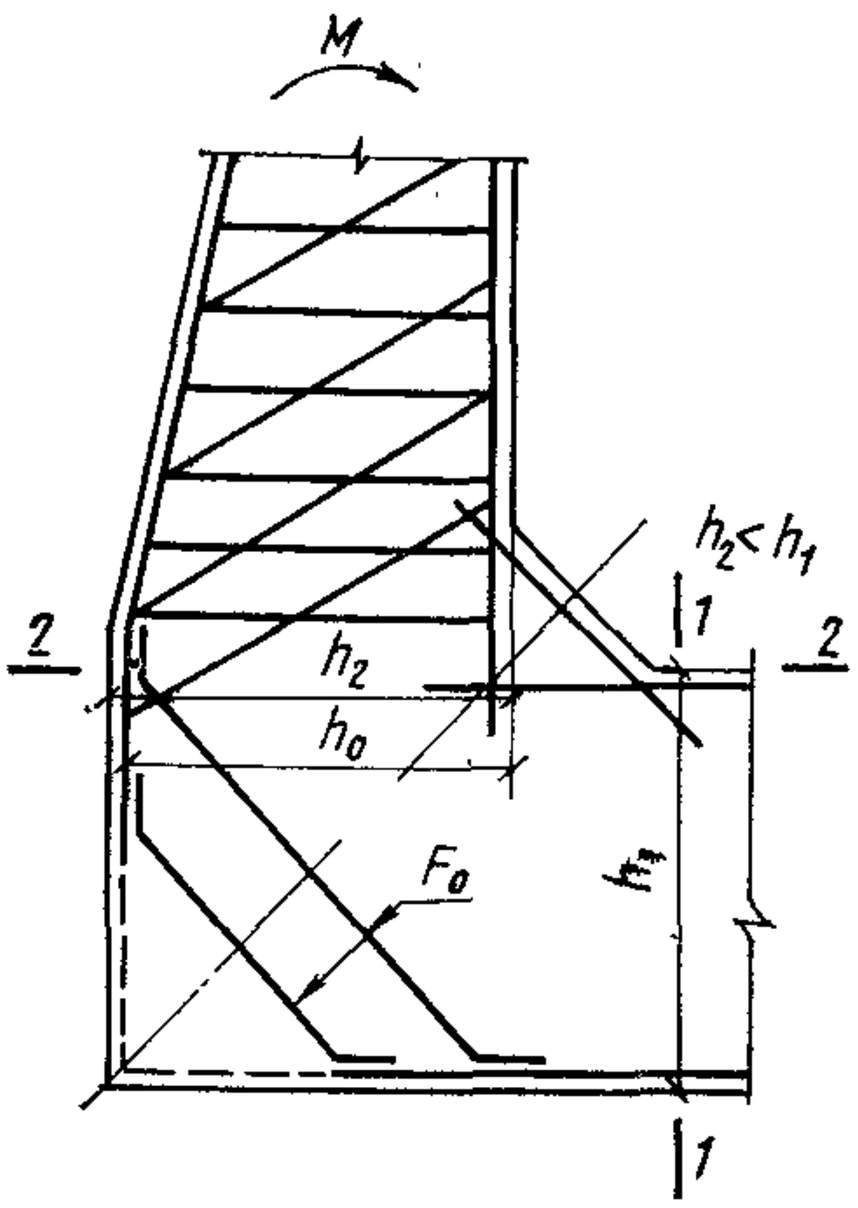


Рис. 21. Схема армирования угловых сопряжений массивных железобетонных конструкций

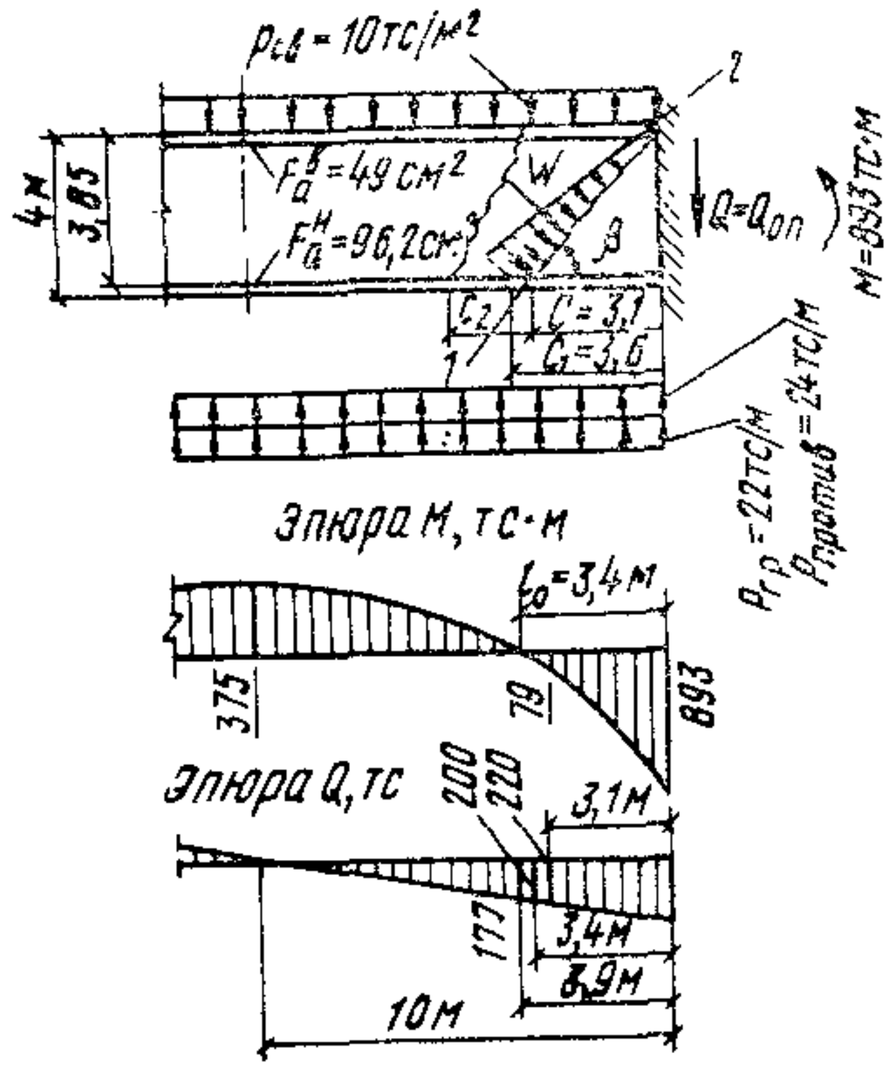


Рис. 22. К примеру 27

1 — начало наклонного сечения; *2* — конец наклонного сечения

Проверяем условие (99) необходимости расчета поперечного армирования (конструкция представляет собой плиту на упругом основании).

Так как $k_н n_с Q=1{,}25\cdot 1\cdot 396=495$ тс$>m_{б_4} R_{пр} b h_0=0{,}9\cdot 7{,}5\times$ $\times\ 100\cdot 385.10^{-3}=260$ тс, необходимо произвести расчет поперечного армирования.

Определяем проекцию длины наклонного сечения на ось элемента

$$c=\frac{h_0}{\operatorname{tg}\beta}=\frac{3{,}85}{1{,}26}=3{,}1\text{ м}<3{,}4\text{ м}=l_0,$$ где по формуле (105)

$$\operatorname{tg}\beta=\frac{2}{1+\dfrac{M}{Qh_0}}=\frac{2}{1+\dfrac{893}{396\cdot 3{,}85}}=1{,}26<1{,}5,$$

Определяем величину поперечной силы Q_1, действующей в наклонном сечении, по формуле (107)

$$Q_1 = Q - Q_0 + W\cos\beta,$$

где

$$Q_0 = \left(p_{гр} + p_{противв} - \frac{p_{с.в}}{2}\right)c = \left(22 + 24 - \frac{10}{2}\right)3{,}1 = 127 \text{ тс};$$

$$W\cos\beta = \frac{1}{2}\, p_{противв}\, \frac{c}{\cos\beta}\cos\beta = \frac{1}{2}\, p_{противв}c =$$

$$= \frac{1}{2}\, 24 \cdot 3{,}1 = 37{,}4 \text{ тс};$$

$$Q_1 = 396 - 127 + 37{,}4 = 306{,}4 \text{ тс};$$

$$k_н n_с Q_1 = 1{,}25 \cdot 1 \cdot 306{,}4 = 384 \text{ тс}.$$

Для определения поперечной силы $Q_б$, воспринимаемой бетоном, вычисляем

по формуле (103) — $\xi = \dfrac{F_a}{bh_0}\dfrac{R_a}{R_{пр}} = \dfrac{96{,}2 \cdot 2700}{100 \cdot 385 \cdot 90} = 0{,}075;$

по формуле (102) — $k = 0{,}5 + 2\xi = 0{,}5 + 2 \cdot 0{,}075 = 0{,}65.$

Так как $h > 60$ см, величина $Q_б$, определяемая по формуле (101), уменьшается в 1,2 раза, т. е.

$$Q_б = \frac{kR_p bh_0 \operatorname{tg}\beta}{1{,}2} = \frac{0{,}65 \cdot 7{,}5 \cdot 100 \cdot 385 \cdot 1{,}26 \cdot 10^{-3}}{1{,}2} = 198 \text{ тс}.$$

Необходимая площадь сечения хомутов (без отгибов) на длине $c = 3{,}1$ м определяется по формуле (106)

$$\Sigma F_x = \frac{k_н n_с Q_1 - m_б Q_б}{m_a R_{a \cdot x}} = \frac{(384 - 1{,}15 \cdot 198)\, 10^3}{1{,}15 \cdot 2150} = 63 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения хомута при шаге 40 × 80 см равна

$$f_x = \frac{\Sigma F_x}{c\Sigma n_x} = \frac{63}{3{,}1 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}25} = 6{,}5 \text{ см}^2.$$

При армировании отгибами (без хомутов) поперечная арматура определяется по формуле (106)

$$\Sigma F_o = \frac{k_н n_с Q_1 - m_б Q_б}{m_a R_{a \cdot x} \sin\alpha} = \frac{(384 - 1{,}15 \cdot 198)\, 10^3}{1{,}15 \cdot 2150 \cdot 0{,}71} = 89 \text{ см}^2.$$

Так как $Q_б = 198$ т $< Q = 220$ тс *при* $c = 3{,}1$ м, *проверяем* необходимость расчета армирования при возможном образовании второй трещины с концом в точке, удаленной от опоры на 3,1 м, по условию (99).

Так как $k_б n_с Q_{c=3,1} = 1{,}25 \cdot 1 \cdot 220 = 275$ тс $> m_{б_4} R_p bh_0 = 0{,}9 \times \times 75 \cdot 1 \cdot 3{,}85 = 260$ тс, необходимо произвести расчет поперечного армирования.

Угол наклона второй трещины β определяем по формуле (105)

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{2}{1 + \dfrac{M}{Qh_0}} = \frac{2}{1 + \dfrac{79}{220 \cdot 3{,}85}} = 1{,}83,$$

где $M=79$ тс·м и $Q=220$ тс — соответственно по эпюрам моментов и поперечных сил на расстоянии $c=3{,}1$ м от опоры (см. рис. 22).

Так как $\operatorname{tg}\beta=1{,}83>1{,}5$, принимаем $\operatorname{tg}\beta=1{,}5$ для определения c.

Длина армирования второго участка

$$c_2=\frac{h_0}{\operatorname{tg}\beta}=\frac{3{,}85}{1{,}5}=2{,}57\text{ м}.$$

Так как проекция двух наклонных участков $\Sigma c=3{,}1+2{,}57=5{,}67$ м больше длины участка эпюры M до нулевой точки, равной 3,4 м, в соответствии с п. 3.45 проверяем возможность образования наклонной трещины с началом в нормальном сечении, проходящем через нулевую точку эпюры моментов.

По условию (99), так как $k_{\text{н}}n_{\text{с}}Q_{c=3,4}=1{,}25\cdot1\cdot200=250$ тс $<$ $<m_{б_4}R_{\text{р}}bh_0=260$ тс, расчет поперечного армирования не требуется, поэтому определим $Q_{\text{б}}$ и необходимое количество поперечной арматуры на участке $c=l_0=3{,}4$ м.

По формуле (101)

$$Q_{\text{б}}=\frac{kR_{\text{р}}bh_0\operatorname{tg}\beta}{1{,}2}=\frac{kR_{\text{р}}bh_0^2}{1{,}2c}=$$

$$=\frac{0{,}65\cdot7{,}5\cdot100\cdot385^2\cdot10^{-3}}{1{,}2\cdot340}=177\text{ тс}.$$

По формуле (107)

$$Q_1=396-\left(22+24-\frac{10}{2}\right)3{,}4+\frac{1}{2}24\cdot3{,}4=297{,}3\text{ тс}.$$

Необходимая площадь хомутов $\Sigma F_{\text{х}}$ на длине $c=3{,}4$ м

$$\Sigma F_{\text{х}}=\frac{(1{,}25\cdot1\cdot297{,}3-1{,}15\cdot177)\,10^3}{1{,}15\cdot2150}=68{,}2\text{ см}^2.$$

Длину участка армирования поперечной арматурой принимаем равной $c_1=3{,}9$ м, где $Q_{\text{эп}}=Q_{\text{б}}=177$ тс.

Принимаем хомуты ∅ 28 А-II ($f_{\text{х}}=6{,}16$ см²) с шагом 40×80 см на длине 3,1 м, далее ∅ 28 А-II с шагом 80×80 см на длине $3{,}9-3{,}1=0{,}8$ м, т. е.

$$\Sigma F_{\text{х}}=f_{\text{х}}\left(\frac{3{,}1}{0{,}4}+1+\frac{0{,}8}{0{,}8}\right)1{,}25=69{,}4\text{ см}^2>68{,}2\text{ см}^2.$$

Проверка на изгибающий момент не нужна, так как конструкция представляет собой плиту на упругом основании.

Пример 28. *Дано.* Железобетонное перекрытие здания ГЭС (пространственно работающая плитная конструкция); $h=2$ м, $h_0=1{,}85$ м, $a=a'=0{,}15$ м, $b=1$ м; $p_{\text{в}}=14{,}9$ тс/м; $p_{\text{с.в}}=5$ тс/м; расчетные усилия приведены на рис. 23. $F_{\text{а}}=39$ см², бетон марки М 200; $R_{\text{пр}}=90$ кгс/см²; $R_{\text{р}}=7{,}5$ кгс/см²; $m_{б_3}=1{,}15$ (табл. 8); арматура класса А-II; $R_{\text{а}}=2700$ кгс/см²; $R_{\text{а.х}}=2150$ кгс/см²; $m_{\text{а}}=1{,}15$ (табл. 16); сооружение I класса — $k_{\text{н}}=1{,}25$ (п. 1.2); сочетание нагрузок ремонтного случая — $n_{\text{с}}=0{,}95$ (п. 1.2).

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.

Расчет. Проверяем условие (98) достаточности размеров сечения.

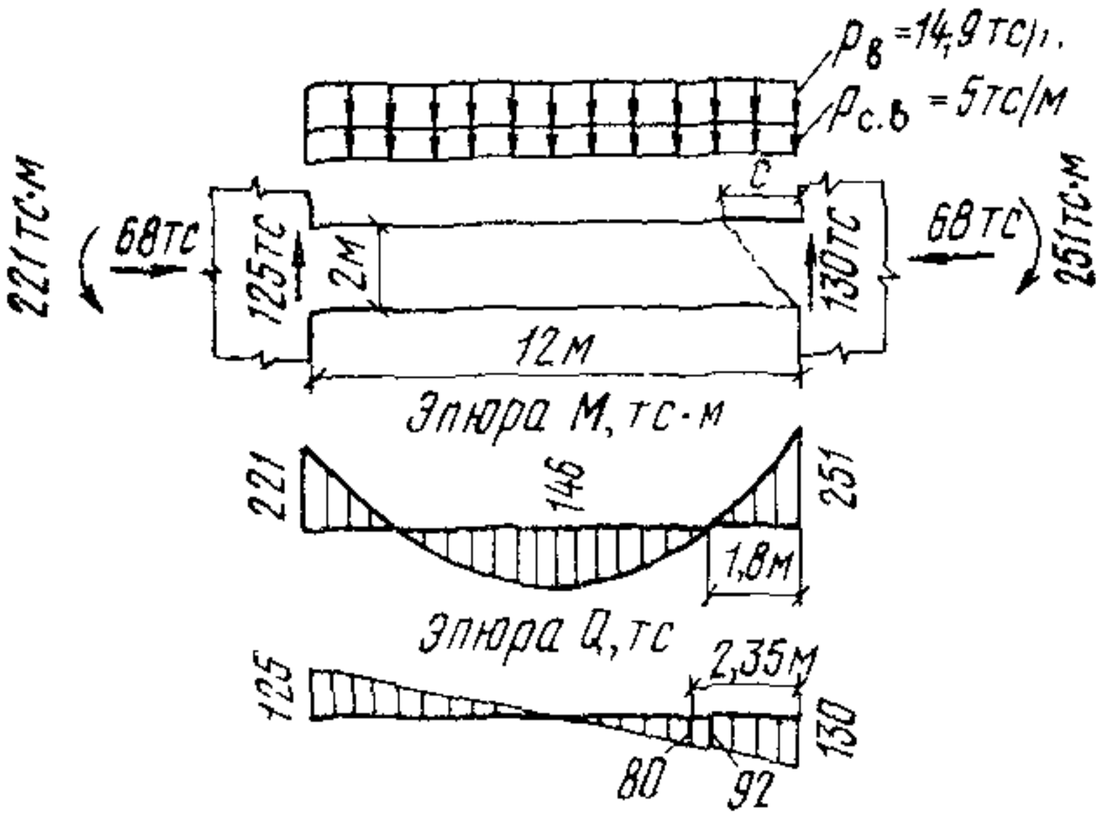


Рис. 23. К примеру 28

Так как $k_н n_с Q = 1{,}25 \times \times 0{,}95 \cdot 130 = 154$ тс $< < 0{,}25 m_{б_3} R_{пр} b h_0 = 0{,}25 \times \times 1{,}15 \cdot 90 \cdot 100 \cdot 185 \cdot 10^{-3} = = 480$ тс, размеры сечения достаточны.

Проверяем условие (99) необходимости расчета армирования.

Так как $k_н n_с Q = 1{,}25 \times \times 0{,}95 \cdot 130 = 154$ тс $> > m_{б_4} R_р b h_0 = 0{,}9 \times 7{,}5 \times \times 100 \cdot 185 \cdot 10^{-3} = 125$ тс, необходимо произвести расчет поперечного армирования.

Вычисляем по формуле (105)

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{2}{1 + \frac{M}{Q h_0}} = \frac{2}{1 + \frac{251}{130 \cdot 1{,}85}} = 0{,}98 < 1{,}5;$$

$$c = \frac{h_0}{\operatorname{tg}\beta} = \frac{1{,}85}{0{,}98} = 1{,}89 \text{ м}.$$

Так как $c = 1{,}89$ м $> 1{,}8$ м длины участка эпюры M одного знака до нулевой точки, принимаем $c = 1{,}8$ м.

Определяем поперечную силу Q_1, действующую в наклонном сечении, по формуле (107)

$$Q_1 = Q - Q_0 + W \cos\beta = Q_{оп} - \frac{1}{2} p_{с.в} c - p_в c +$$

$$+ \frac{1}{2} p_в c = 130 - \frac{1}{2} 5 \cdot 1{,}8 - 14{,}9 \cdot 1{,}8 + \frac{1}{2} 14{,}9 \cdot 1{,}8 = 112{,}1 \text{ тс}.$$

Для определения $Q_б$ вычисляем:
по формуле (104)

$$\xi = \frac{F_б}{b h_0} \frac{R_а}{R_{пр}} + \frac{N}{b h_0 R_{пр}} = \frac{39}{100 \cdot 185} \frac{2700}{90} + \frac{68 \cdot 10^3}{100 \cdot 185 \cdot 90} = 0{,}1045;$$

по формуле (102) — $k = 0{,}5 + 2\xi = 0{,}5 + 2 \cdot 0{,}1045 = 0{,}709$.
Тогда по формуле (101) при $h = 200$ см > 60 см

$$Q_б = \frac{k R_р b h_0 \operatorname{tg}\beta}{1{,}2} = \frac{0{,}709 \cdot 7{,}5 \cdot 100 \cdot 185 \cdot 0{,}98 \cdot 10^{-3}}{1{,}2} = 80 \text{ тс}.$$

Необходимую площадь хомутов определяем по формуле (1 06)

$$\Sigma F_х = \frac{k_н n_с Q_1 - m_{б_3} Q_б}{m_а R_{а.х}} =$$

$$= \frac{(1{,}25 \cdot 0{,}95 \cdot 112{,}1 - 1{,}15 \cdot 80)\, 10^3}{1{,}15 \cdot 2150} = 16{,}7 \text{ см}^2.$$

Величина поперечной силы на расстоянии 1,8 от опоры равна 92 тс, т. е. больше $Q_б = 80$ тс. Поперечная сила $Q_{эп} = 80$ тс на рас-

стоянии 2,35 м от опоры. Рекомендуется длину армирования принять 2,35 м при суммарной площади $\Sigma F_x = 16{,}7$ см², т. е. при шаге хомутов 40 × 80 см в соответствии с п. 3.45:

$$f_x = \frac{16{,}7}{2{,}35 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}25} = 2{,}27 \text{ см}^2.$$

Принимаем ∅ 18 А-II ($f_x = 2{,}5$ см²) при шаге 40 × 80 см на длине 2,35 м.

Пример 29. *Дано.* Железобетонное перекрытие здания ГЭС; $h = 2$ м, $h_0 = 1{,}85$ м, $a = a' = 0{,}15$ м, $b = 1$ м; нагрузки и расчетные усилия приведены на рис. 24; на опоре $F_a^в = 39$ см²; $F_a^н = 69$ см²; в пролете $F_a^в = 49$ см², $F_a^н = 39$ см²; бетон марки М 200; $R_{пр} = 90$ кгс/см²; $R_р = 7{,}5$ кгс/см², $m_{б_3} = 1{,}15$; $m_{б_4} = 0{,}9$; арматура класса А-II; $R_а = 2700$ кгс/см²; $R_{а.х} = 2150$ кгс/см²; $m_а = 1{,}15$; сооружение I класса — $k_н = 1{,}25$; сочетание нагрузок ремонтного случая — $n_с = 0{,}95$.

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.

Расчет. Проверяем условие (98) достаточности размеров сечения.

Так как $k_н n_с Q = 1{,}25 \cdot 0{,}95 \cdot 79 = 94$ тс $< 0{,}25\ m_{б_3} R_{пр} b h_0 = 0{,}25 \cdot 1{,}15 \cdot 90 \cdot 100 \cdot 185 \cdot 10^{-3} = 480$ тс, размеры сечения достаточны.

Проверяем условие (99) необходимости расчета армирования.

Так как $k_н n_с Q = 1{,}25 \cdot 0{,}95 \cdot 79 = 94$ тс $< m_{б_4} R_р b h_0 = 0{,}9 \cdot 7{,}5 \times 100 \cdot 185 \cdot 10^{-3} = 125$ тс, расчет поперечной арматуры не производится; поперечное армирование конструктивное (в соответствии с п. 8.38 настоящего Руководства допускается поперечную арматуру не устанавливать).

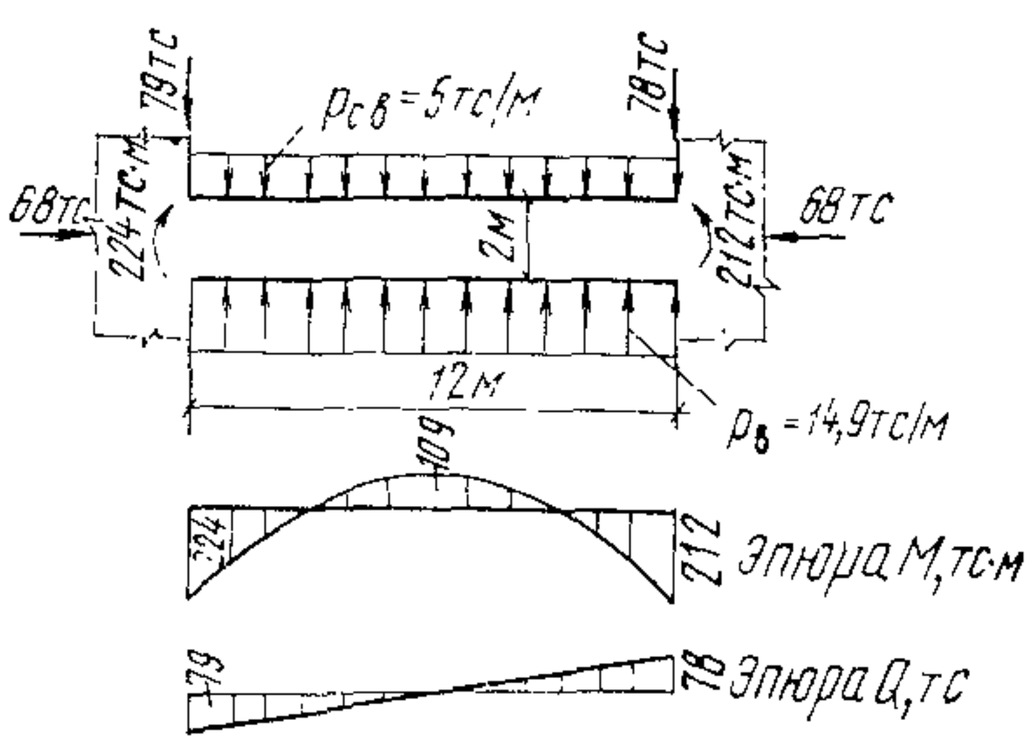


Рис. 24. К примеру 29

Наклонное сечение на действие изгибающего момента не рассчитывается, так как конструкция перекрытия представляет собой изгибаемую в двух направлениях (пространственно работающую) плиту.

Пример 30. *Дано.* Железобетонная консоль (рис. 25); $h = 5$ м; $h_0 = 4{,}9$ м; $b = 1$ м; нагрузки $p_{гр} = 2{,}5$ тс/м (грунт); $p_в = 20$ тс/м (вода); расчетные усилия в корне консоли с учетом противодавления и собственного веса $M = 2120$ тс·м, $Q = 360$ тс, $N_р = 78$ тс; площадь продольной арматуры $F_а = 190{,}1$ см² (8 ∅ 55 А-II); бетон марки М 200; $R_{пр} = 90$ кгс/см²; $R_р = 7{,}5$ кгс/см²; $m_{б_3} = 1{,}15$; поперечная арматура класса А-II; $R_р = 2700$ кгс/см²; $R_{а.х} = 2150$ кгс/см²; $m_а = 1{,}15$; сооружение I класса — $k_н = 1{,}25$; сочетание нагрузок строительного периода — $n_с = 0{,}95$.

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.

Расчет. Определяем относительную высоту сжатой зоны сечения по формуле 104)

$$\xi = \frac{F_а}{b h_0} \frac{R_а}{R_{пр}} - \frac{N}{b h_0 R_{пр}} = \frac{190{,}1}{100 \cdot 490} \frac{2700}{90} - \frac{78 \cdot 10^3}{100 \cdot 490 \cdot 90} = 0{,}0987.$$

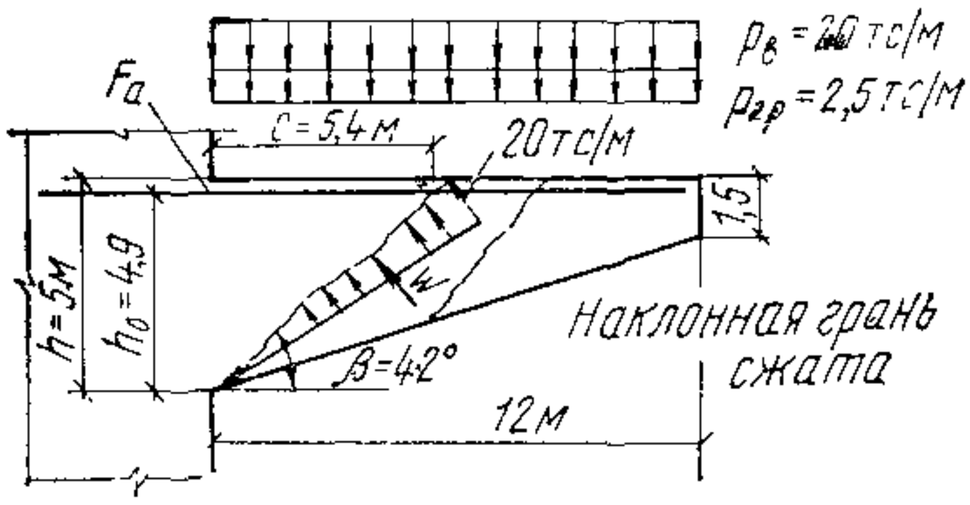


Рис. 25. К примеру 30

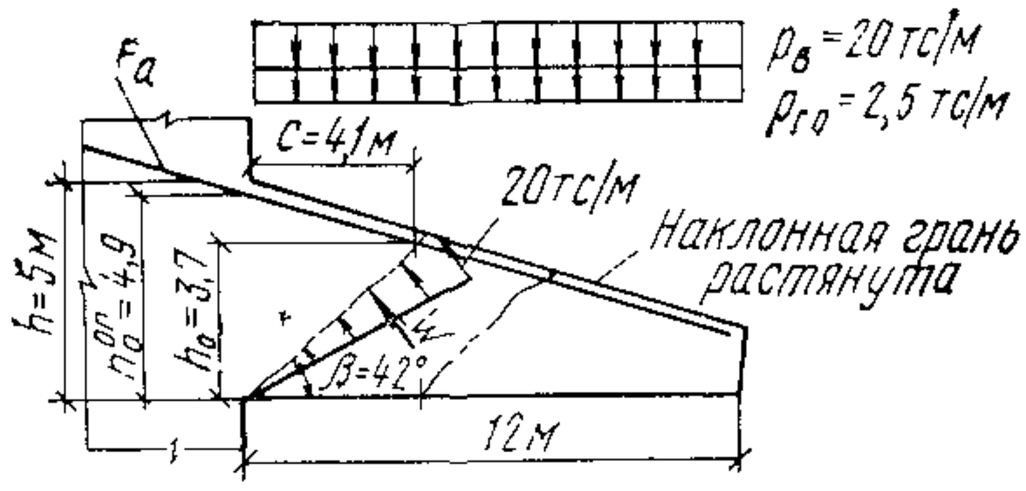


Рис. 26. К примеру 31

Коэффициент $k = 0{,}5 + 2\xi = 0{,}5 + 2 \cdot 0{,}0987 = 0{,}697$.

Угол между наклонным сечением и горизонталью определяем по формуле (105)

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{2}{1 + \dfrac{M}{Qh_0}} = \frac{2}{1 + \dfrac{2120}{360 \cdot 4{,}9}} = 0{,}91;\ \beta = 42^\circ.$$

Так как высота сечения $h > 60$ см, поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении, уменьшается в 1,2 раза.

По формуле (101)

$$Q_б = \frac{kR_р bh_0 \operatorname{tg}\beta}{1{,}2} = \frac{0{,}697 \cdot 75 \cdot 1 \cdot 4{,}9 \cdot 0{,}91}{1{,}2} = 194{,}5 \text{ тс}.$$

Так как по формуле (100) $k_н n_с Q = 1{,}25 \cdot 0{,}95 \cdot 360 = 427$ тс $> m_{б_3} Q_б = 1{,}15 \cdot 194{,}5 = 224$ тс, необходимо рассчитать поперечную арматуру.

Длина проекции наклонного сечения на горизонталь

$$c = \frac{h_0}{\operatorname{tg}\beta} = \frac{4{,}9}{0{,}91} = 5{,}4 \text{ м}.$$

Расчетная величина поперечной силы в наклонном сечении по формуле (107)

$$Q_1 = Q - Q_0 + W\cos\beta = Q - (p_{гр} + p_в)\, c - \frac{1}{2} p_{с.в}\, c +$$

$$+ \frac{1}{2} p_в\, c = 360 - (2{,}5 + 20)\, 5{,}4 - \frac{1}{2} 2{,}4 \cdot 5 \cdot 5{,}4 +$$

$$+ \frac{1}{2} 20 \cdot 5{,}4 = 260{,}1 \text{ тс}.$$

Необходимую поперечную арматуру при армировании отгибами, поставленными под углом $\alpha = 45^\circ$, на длине $c = 5{,}4$ м определяем по формуле (106)

$$\Sigma F_o = \frac{k_н n_с Q_1 - m_б Q_б}{m_а R_{а.х} \sin\alpha} = \frac{1{,}25 \cdot 0{,}95 \cdot 260{,}1 - 1{,}15 \cdot 194{,}5}{1{,}15 \cdot 2{,}15 \cdot 0{,}71} =$$

$$= 47{,}6 \text{ см}^2,$$

Поставим две плоскости отгибов, в каждой плоскости

$$F_o = \frac{\Sigma F_o}{2} = \frac{47{,}6}{2} = 23{,}8 \text{ см}^2.$$

Принимаем в каждой плоскости ∅ 55 А-II (23,8 см²).

Проверим возможность образования второго наклонного сечения, конец которого совпадает с нормальным сечением, проходящим через начало первой наклонной трещины (см. рис.25).

Значение поперечной силы и изгибающего момента в сечении, проходящем через начало первой наклонной трещины, расположенном на расстоянии $c=5{,}4$ м от опорного сечения, $Q=188$ тс, $M=625$ тс·м (с учетом противодавления), $N_р=50$ тс, $h_0=1{,}5-0{,}1+3{,}5\frac{6{,}6}{12}=3{,}32$ м;

$$\xi=\frac{F_а}{bh_0}\frac{R_а}{R_{пр}}-\frac{N}{bh_0R_{пр}}=\frac{190{,}1}{100\cdot332}\frac{2700}{90}-\frac{50\cdot10^3}{100\cdot332\cdot90}=$$

$$=0{,}155;$$

$$k=0{,}5+2\xi=0{,}5+2\cdot0{,}155=0{,}81;$$

$$\operatorname{tg}\beta=\frac{2}{1+\frac{M}{Qh_0}}=\frac{2}{1+\frac{625}{188\cdot3{,}32}}=1;\quad\beta=45°;$$

$$Q_б=\frac{kR_рbh_0\operatorname{tg}\beta}{1{,}2}=\frac{0{,}81\cdot75\cdot1\cdot3{,}32\cdot1}{1{,}2}=168\text{ тс};$$

$k_н n_с Q=1{,}25\cdot0{,}95\cdot188=223$ тс $>m_{б_з}Q_б=1{,}15\cdot168=193$ тс,

следовательно, необходимо рассчитать поперечную арматуру аналогично проведенному расчету.

Пример 31. *Дано.* Исходные данные предыдущего примера, меняется только направление нагрузок, принятое условно перпендикулярно сжатой грани (рис. 26).

Требуется определить площадь сечения поперечной арматуры.

Расчет. Из предыдущего примера: $\xi=0{,}0987$; $k=0{,}697$; $\operatorname{tg}\beta=0{,}91$; $\beta=42°$.

Рабочая высота в начале наклонного сечения

$$h_0=\frac{h_o^{оп}\operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\theta+\operatorname{tg}\beta}=\frac{4{,}9\cdot0{,}91}{0{,}292+0{,}91}=3{,}7\text{ м},$$

где $$\operatorname{tg}\theta=\frac{5-1{,}5}{12}=0{,}292.$$

Так как высота сечения больше 60 см, поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении, уменьшается в 1,2 раза.

По формуле (101) —

$$Q_б=\frac{kR_рbh_0\operatorname{tg}\beta}{1{,}2}=\frac{0{,}697\cdot75\cdot1\cdot3{,}7\cdot0.91}{1{,}2}=146\text{ тс}.$$

Длина проекции наклонного сечения на горизонталь

$$c=\frac{h_0}{\operatorname{tg}\beta}=\frac{3{,}7}{0{,}91}=4{,}1\text{ м}.$$

Расчетная величина поперечной силы по формуле (107)

$$Q_1=Q-Q_0+W\cos\beta=Q-(p_{гр}+p_в)c-\frac{1}{2}p_{с.\,в}c+$$

$$+\frac{1}{2}p_{\text{в}}c = 360 - (2{,}5 + 20)\,4{,}1 - \frac{1}{2}2{,}4\cdot 5\cdot 4{,}1 +$$

$$+\frac{1}{2}20\cdot 4{,}1 = 285{,}2 \text{ тс}.$$

В сечении, проходящем через начало наклонного сечения, $M=880$ тс·м (с учетом противодавления); $N_{\text{р}}=60$ тс; $Q=228$ тс.

Высота сжатой зоны бетона по формуле (57)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}Ne}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b}} = 370 -$$

$$-\sqrt{370^2 - \frac{2\cdot 1{,}25\cdot 0{,}95\cdot 60\cdot 12{,}9\cdot 10^5}{1{,}15\cdot 90\cdot 100}} \approx 25 \text{ см},$$

где $e = e_0 - \frac{h}{2} + a = \frac{880}{60} - \frac{3{,}8}{2} + 0{,}1 = 12{,}9$ м.

Плечо внутренней пары

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = 3{,}7 - \frac{0{,}25}{2} = 3{,}575 \text{ м}.$$

Поперечное усилие, воспринимаемое продольной растянутой арматурой, определяем по формуле (120)

$$Q_{\text{а}} = \frac{M}{z}\operatorname{tg}\theta = \frac{880}{3{,}575}0{,}292 = 72 \text{ тс}.$$

Необходимая поперечная арматура на длине $c=4{,}1$ м при армировании отгибами при $\alpha=45^\circ$, согласно п. 3.57,

$$\Sigma F_0 = \frac{k_{\text{н}}n_{\text{с}}Q_1 - m_{\text{б}}Q_{\text{б}} - m_{\text{а}}Q_{\text{а}}}{m_{\text{а}}R_{\text{а. х}}\sin\alpha} =$$

$$= \frac{1{,}25\cdot 0{,}95\cdot 285{,}2 - 1{,}15\cdot 146 - 1{,}15\cdot 72}{1{,}15\cdot 2{,}15\cdot 0{,}71} = 49{,}6 \text{ см}^2.$$

Поставим две плоскости отгибов на длине 4,1 м от опоры; в каждой плоскости

$$F_0 = \frac{\Sigma F_0}{2} = \frac{49{,}6}{2} = 24{,}8 \text{ см}^2.$$

Принимаем в каждой плоскости $2\varnothing$ 40 А-II (25,1 см^2).

Необходимо проверить возможность образования второго наклонного сечения, конец которого совпадает с нормальным сечением, проходящим через начало первой наклонной трещины. Для этого определяем поперечную силу и изгибающий момент на расстоянии $c=4{,}1$ м от опоры и проверяем условие (100) (см. пример 30). Далее, если условие (100) не удовлетворяется, производим расчет второго наклонного сечения, аналогично проведенному расчету.

Пример 32. *Дано.* Изгибаемая железобетонная балка прямоугольного сечения; $b=50$ см; $h=40$ см; $a=4$ см; $h_0=36$ см; бетон марки М 300; $R_{\text{пр}}=135$ кгс/см^2; $R_{\text{р}}=10$ кгс/см^2; $m_{\text{б}3}=1$; балка ар-

мирована двумя плоскими каркасами с поперечными стержнями из арматуры класса А-II диаметром 10 мм ($f_x=1{,}131$ см^2), шагом $u=15$ см, $m_a=1{,}1$; продольная арматура класса А-III, $F_a=12{,}56$ см^2; изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне; $M=11$ тс·м; поперечная сила в том же нормальном сечении $Q=14$ тс; класс сооружения III — $k_н=1{,}15$; основное сочетание нагрузок — $n_c=1$.

Требуется проверить прочность наклонного сечения по поперечной силе.

Расчет. Проверяем условие (98). Так как $k_н n_c Q=1{,}15\cdot1\cdot14=16{,}1$ тс $<0{,}25\ m_{б_3} R_{пр} b h_0=0{,}25\cdot1\cdot135\cdot50\cdot36\cdot10^{-3}=60{,}7$ тс, принятые размеры поперечного сечения достаточны.

Проверяем условие (100) необходимости установки расчетной поперечной арматуры.

Для этого определяем по формулам (102), (103) и (105):

$$\xi=\frac{F_a}{bh_0}\frac{R_a}{R_{пр}}=\frac{12{,}56}{50\cdot36}\frac{3600}{135}=0{,}185;$$

$$k=0{,}5+2\xi=0{,}5+2\cdot0{,}185=0{,}87;$$

$$\operatorname{tg}\beta=\frac{2}{1+\dfrac{M}{Qh_0}}=\frac{2}{1+\dfrac{1\,100\,000}{14\,000\cdot36}}=0{,}628,$$

что удовлетворяет требованию п. 3.45, т. е. $0{,}5<\operatorname{tg}\beta<1{,}5$.

Так как условие (100) не удовлетворяется, т. е. $m_{б_3} Q_б=m_{б_3} k R_р b h_0 \operatorname{tg}\beta=1\cdot0{,}87\cdot10\cdot50\cdot36\cdot0{,}628=9{,}8$ тс $<k_н n_c Q=16{,}1$ тс, поперечная арматура должна быть расчетной.

Так как балка изгибаемая с постоянной высотой сечения, проверку прочности наклонного сечения производим по условию (106). Для этого определяем длину проекции наклонного сечения на продольную ось элемента

$$c=\frac{h_0}{\operatorname{tg}\beta}=\frac{36}{0{,}628}=57{,}3\text{ см}.$$

Число поперечных стержней, пересекающих наклонное сечение с каждой стороны балки,

$$\frac{c}{u}=\frac{57{,}3}{15}=3{,}8\text{ шт., т. е. }4\text{ шт.}$$

Так как хомуты двухсрезные, число хомутов, пересекающих наклонное сечение, 8 шт.

Условие (106) удовлетворяется, так как $\Sigma m_a R_{a.x} F_x+m_б Q_б=(1{,}1\cdot2150\cdot8\cdot1{,}131+1\cdot9800)\ 10^{-3}=31$ тс $>16{,}1$ тс$=k_н n_c Q$. Следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

В соответствии с п. 3.49 проверку прочности изгибаемых элементов, армированных хомутами, разрешается производить по формуле (109) $k_н n_c Q\leqslant Q_{х.б}$.

Определяем по формуле (114) усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента

$$q_x=\frac{m_a R_{a.x} f_x n}{u}=\frac{1{,}1\cdot2150\cdot1{,}131\cdot2}{15}=356\text{ кгс/см}^2.$$

По формуле (110) вычисляем

$$Q_{\text{х. б}} = 2\sqrt{km_{\text{б}}R_{\text{р}}bh_0^2q_{\text{х}}} =$$

$$= 2\sqrt{0{,}87 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 50 \cdot 36^2 \cdot 356 \cdot 10^{-3}} = 28{,}3 \text{ тс}.$$

Так как $Q_{\text{х.б}} = 28{,}3$ тс $> 16{,}1$ тс $= k_{\text{н}}n_{\text{с}}Q$ условие (109) удовлетворяется. Следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

В соответствии с п. 3.49 в балке, армированной хомутами, необходимо проверить условие (115). В данном случае $q_{\text{х}} = 356$ кгс/см$^2 > \frac{m_{\text{б}}R_{\text{р}}b}{2} = \frac{1 \cdot 10 \cdot 50}{2} = 250$ кгс/см^2, т. е. условие (115) удовлетворяется.

Проверяем, удовлетворяет ли принятый шаг поперечных стержней условию (108) и конструктивным требованиям.

Условие (108)

$$u_{\text{макс}} = \frac{km_{\text{б}}R_{\text{р}}bh_0^2}{k_{\text{н}}n_{\text{с}}Q_1} = \frac{0{,}87 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 50 \cdot 36^2}{1{,}15 \cdot 1 \cdot 14000} = 35 \text{ см} > u = 15 \text{ см}$$

удовлетворяется.

В соответствии с п. 8.39 настоящего Руководства шаг хомутов не должен превышать $\frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$ см и должен быть не более 15 см, так как высота балки $h < 45$ см.

Таким образом, принятое армирование удовлетворяет всем требованиям.

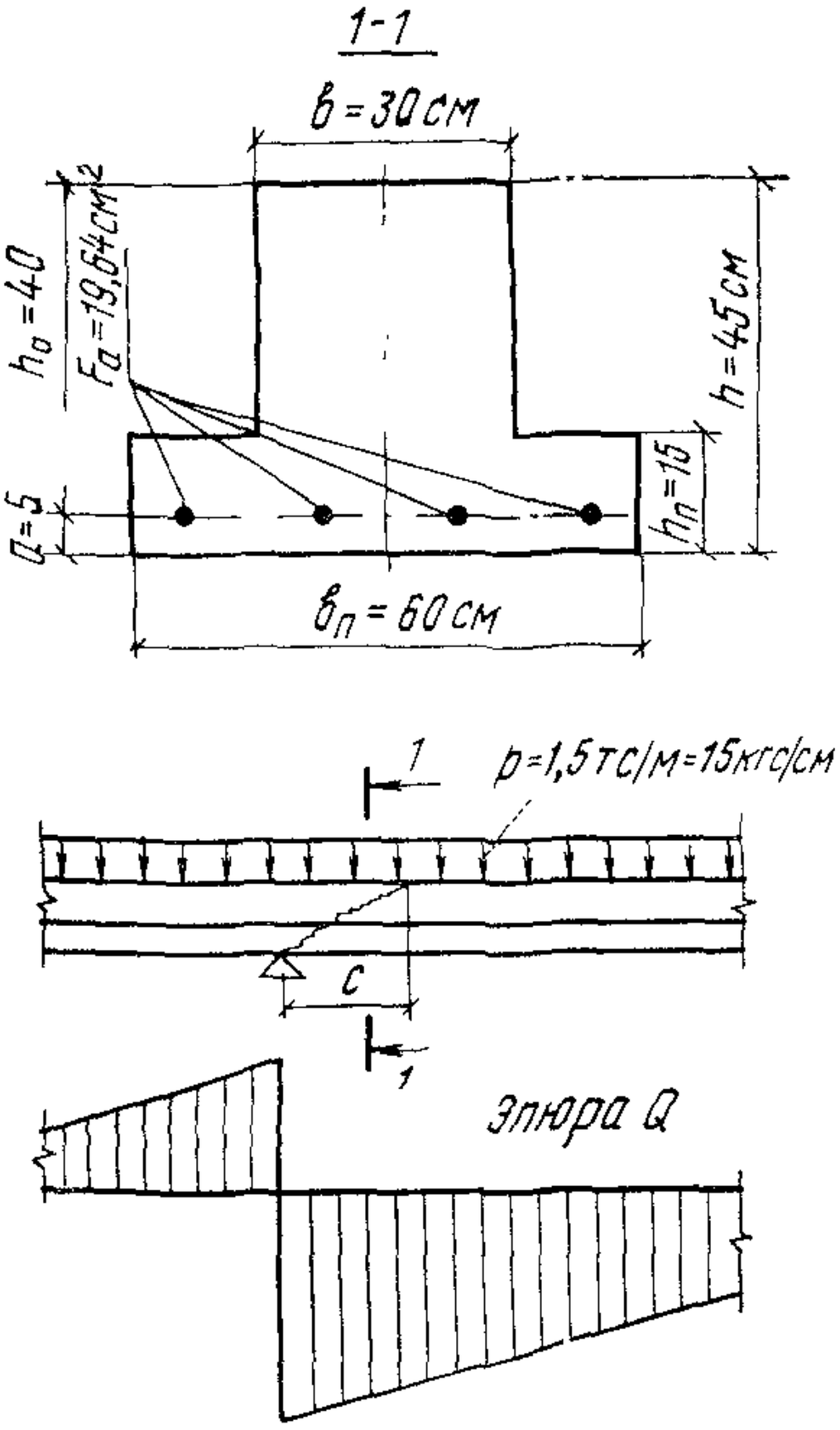


Рис. 27. К примеру 33

Пример 33. *Дано.* Железобетонная балка на упругом основании, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой $p = 1{,}5$ тс/м; размеры поперечного сечения приведены на рис. 27; бетон марки М 400; $R_{\text{пр}} = 175$ кгс/см^2; $R_{\text{р}} = 12$ кгс/см^2; $m_{\text{б}_3} = 1$; поперечная арматура класса А-II; $R_{\text{а.х}} = 2150$ кгс/см^2; продольная арматура класса А-III; $R_{\text{а}} = 3600$ кгс/см^2; $m_{\text{а}} = m_{\text{а}_2} = 1{,}1$; максимальная поперечная сила $Q = 14$ тс, изгибающий момент в сечении с максимальной поперечной силой $M = 14$ тс·м; класс сооружения III — $k_{\text{н}} = 1{,}15$; основное сочетание нагрузок — $n_{\text{с}} = 1$.

Требуется определить диаметр и шаг поперечных стержней.

Расчет. Проверяем условие (98) $0{,}25m_{\text{б}_3}R_{\text{пр}}bh_0 = 0{,}25 \cdot 1 \times$

$\times$ 175·30·40·10^{-3}=52,5 тс $>$ $k_{н}n_{с}Q$=1,15·1·14=16,1 тс, т. е. принятые размеры сечения балки достаточны.

Так как балка на упругом основании, необходимость расчета наклонного сечения по прочности определяем по условию (99) $m_{б_4}R_{р}bh_0$=0,9·12·30·40·10^{-3}=13 тс $<$ $k_{н}n_{с}Q$=16,1 тс, т. е. необходимо рассчитать поперечную арматуру.

Расчет поперечной арматуры производим из условия (109) $k_{н}n_{с}Q \leqslant Q_{х.б}$.

Определим усилие в хомутах на единицу длины элемента по формуле (113) с учетом рекомендаций п. 3.50.

Для этого вычислим: k=0,5 + 2ξ=0,5 + 2·0,34=1,18,

где

$$\xi = \frac{F_а}{bh_0}\frac{R_а}{R_{пр}} = \frac{19,64}{30\cdot 40}\frac{3600}{175} = 0,34;$$

$$k_{н}n_{с}p_1 + q_х = \frac{(k_{н}n_{с}Q)^2}{4km_{б}R_{р}bh_0^2} = \frac{(1,15\cdot 1\cdot 14000)^2}{4\cdot 1,18\cdot 1\cdot 12\cdot 30\cdot 40^2} =$$

$$= 95,3 \text{ кгс/см}^2;$$

$q_х$=95,3 — $k_{н}n_{с}p_1$=95,3 — 1,15·1·15=78,05 кгс/см.

По формуле (112)

$$c_0 = \sqrt{\frac{km_{б}R_{р}bh_0^2}{k_{н}n_{с}p_1 + q_х}} = \sqrt{\frac{1,18\cdot 1\cdot 12\cdot 30\cdot 40^2}{95,3}} =$$

$$= 84,5 \text{ см} \approx 2h_0.$$

Q_1=Q — p_1c_0=14 000 — 15·84,5=12 730 кгс по формуле (107).

По формуле (108)

$$u_{макс} = \frac{km_{б}R_{р}bh_0^2}{k_{н}n_{с}Q_1} = \frac{1,18\cdot 1\cdot 12\cdot 30\cdot 40^2}{1,15\cdot 1\cdot 12730} = 46,3 \text{ см}.$$

В соответствии с рекомендациями п. 8.39 настоящего Руководства при $h \leqslant$ 45 см максимальное расстояние между поперечными стержнями принимаем u=15 см.

Площадь сечения хомутов в одной нормальной к продольной оси плоскости

$$F_х = \frac{q_х u}{m_а R_{а.х}} = \frac{78,05\cdot 15}{1,1\cdot 2150} = 0,495 \text{ см}^2.$$

Кроме того, из условий (111) и (115) для балок

$$F_х \geqslant \frac{m_{б}R_{р}bu}{2m_а R_{а.х}} = \frac{1\cdot 12\cdot 30\cdot 15}{2\cdot 1,1\cdot 2150} = 1,14 \text{ см}^2.$$

Принимаем два поперечных стержня в сечении диаметром 10 мм ($F_х$=1,57 см^2).

По всей длине балки принимаем поперечные стержни ∅ 10 А-II, шагом u=15 см ($f_х$=0,785).

Расчет поперечной арматуры можно произвести и из условия (106) $k_{н}n_{с}Q_1 \leqslant \Sigma m_а R_{а.х}F_х + m_{б}Q_{б}$.

Для этого определяем:

по формуле (105)

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{2}{1+\frac{M}{Qh_0}} = \frac{2}{1+\frac{14}{14\cdot 0{,}4}} = 0{,}57 > 0{,}5;$$

$$c = \frac{h_0}{\operatorname{tg}\beta} = \frac{40}{0{,}57} = 70 \text{ см};$$

по формуле (101) $Q_б = kR_p bh_0 \operatorname{tg}\beta = 1{,}18\cdot 12\cdot 30\cdot 40\cdot 0{,}57\cdot 10^{-3} = 9{,}7$ тс;

по формуле (107) $Q_1 = Q - Q_0 + W\cos\beta = 14\,000 - p_1 c + 0 = 14\,000 - 15\cdot 70 = 12\,950$ кгс;

по формуле (106)

$$\Sigma F_x = \frac{k_н n_c Q_1 - m_б Q_б}{m_a R_{a.x}} = \frac{1{,}15\cdot 1\cdot 12950 - 1\cdot 9700}{1{,}1\cdot 2150} = 2{,}2 \text{ см}^2;$$

по формуле (108)

$$u_{макс} = \frac{km_б R_p b h_0^2}{k_н n_c Q_1} = \frac{1{,}18\cdot 1\cdot 12\cdot 30\cdot 40^2}{1{,}15\cdot 1\cdot 12\,950} = 45{,}6 \text{ см}.$$

По конструктивным требованиям расстояние между поперечными стержнями должно быть не менее 15 см.

Принимаем $u = 15$ см.

Определим число поперечных стержней, пересекающих наклонное сечение,

$$\frac{c}{u} + 1 = \frac{70}{15} + 1 \cong 6.$$

При двух срезах поперечных стержней в сечении

$$f_x = \frac{\Sigma F_x}{2\cdot 6} = \frac{2{,}2}{12} = 0{,}18 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям принимаем армирование балки двумя каркасами с поперечной арматурой класса А-II, диаметром 10 мм, шагом 15 см ($f_x = 0{,}785$ см^2).

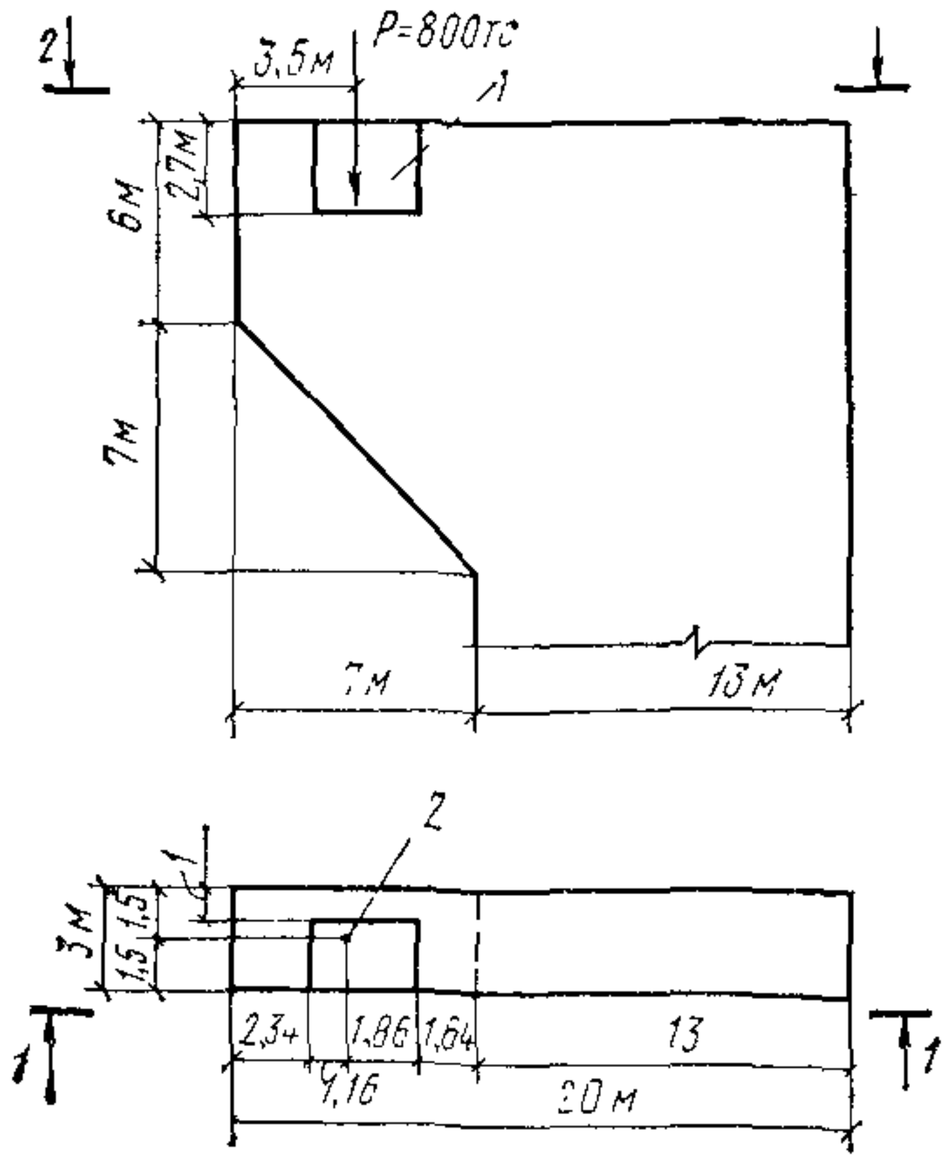


Рис. 28. К примеру 34

1 — штраба под подкрановую балку;
2 — место приложения нагрузки

Пример 34. *Дано.* Верхняя часть и консоль быка плотины, размеры приведены на рис. 28; на консоль действует сосредоточенная нагрузка от подкрановой балки $P = 800$ тс и собственный вес при $\gamma_б = 2{,}4$ тс/м^3; сооружение II класса — $k_н = 1{,}2$; сочетание нагрузок основное — $n_c = 1$; бетон марки М 200, $R_{пр} = 90$ кгс/см^2, $R_p = 7{,}5$ кгс/см^2, $m_б = 1{,}15$; арматура класса А-II, $R_a = 2700$ кгс/см^2, $m_a = 1{,}15$.

Требуется рассчитать верхнюю часть быка плотины с консолью и дать схему армирования.

Рис. 29. Величины и направления главных напряжений $\sigma_г$

«+» — растяжение; «—» — сжатие

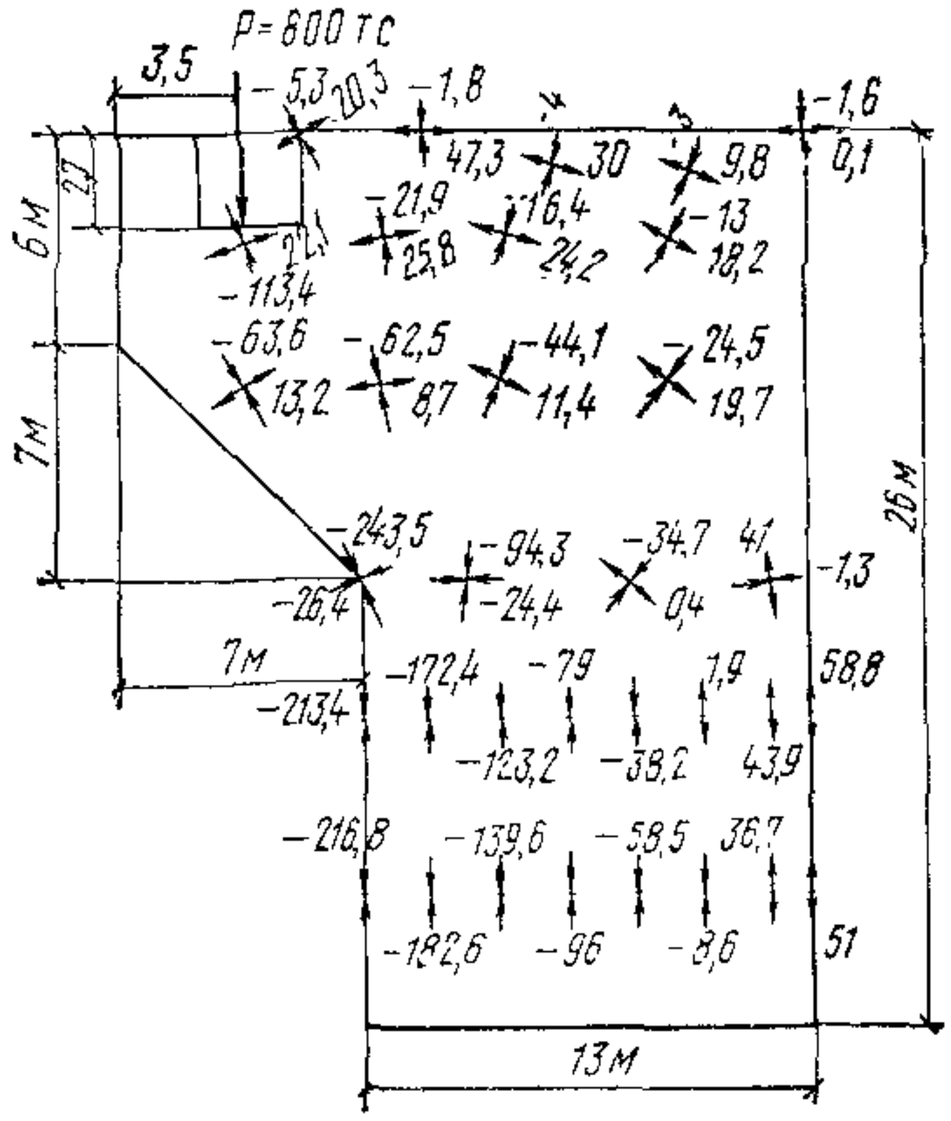
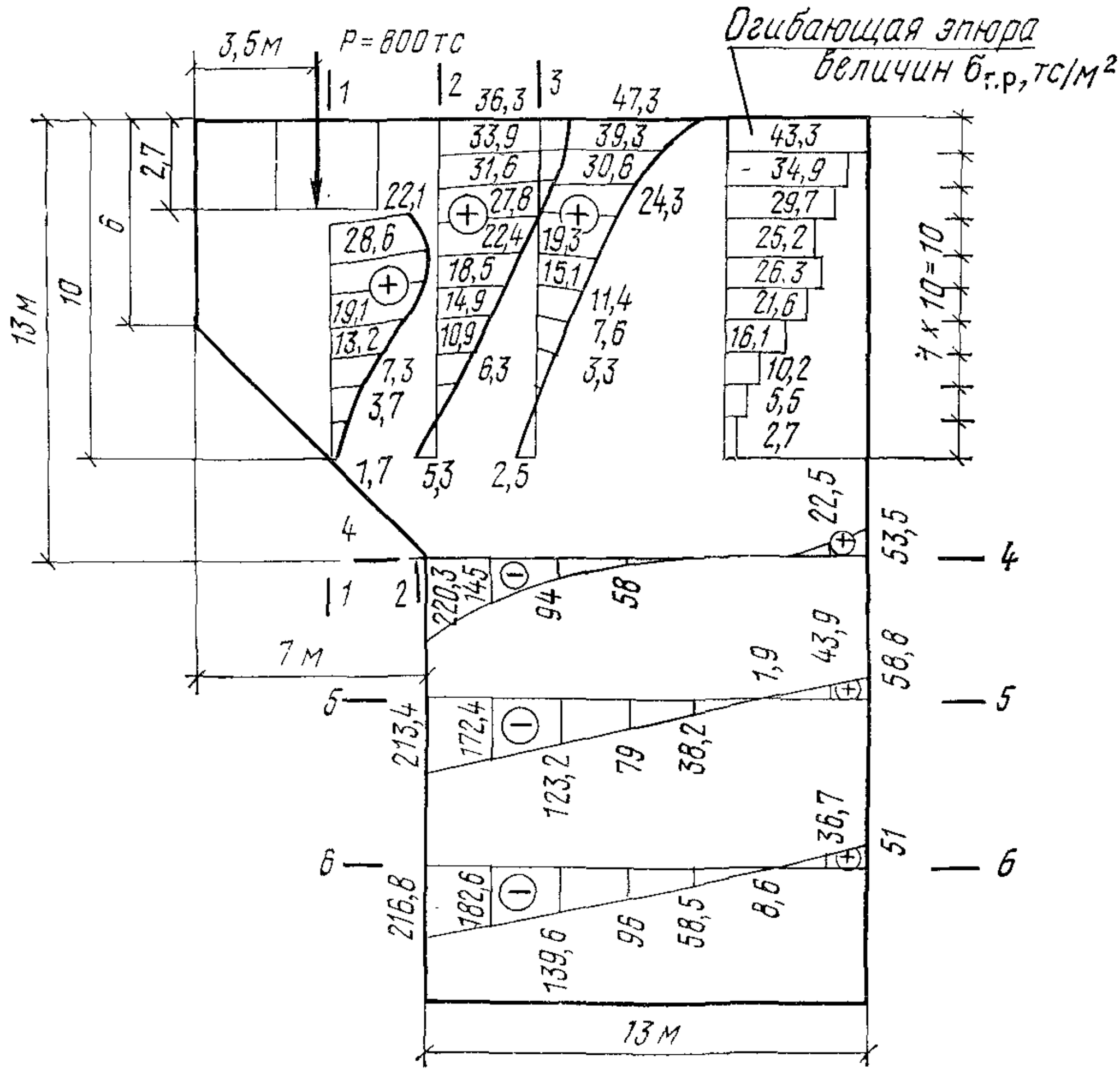


Рис. 30. Эпюры главных напряжений $\sigma_г$ в сечениях

«+» — растяжение; «—» — сжатие



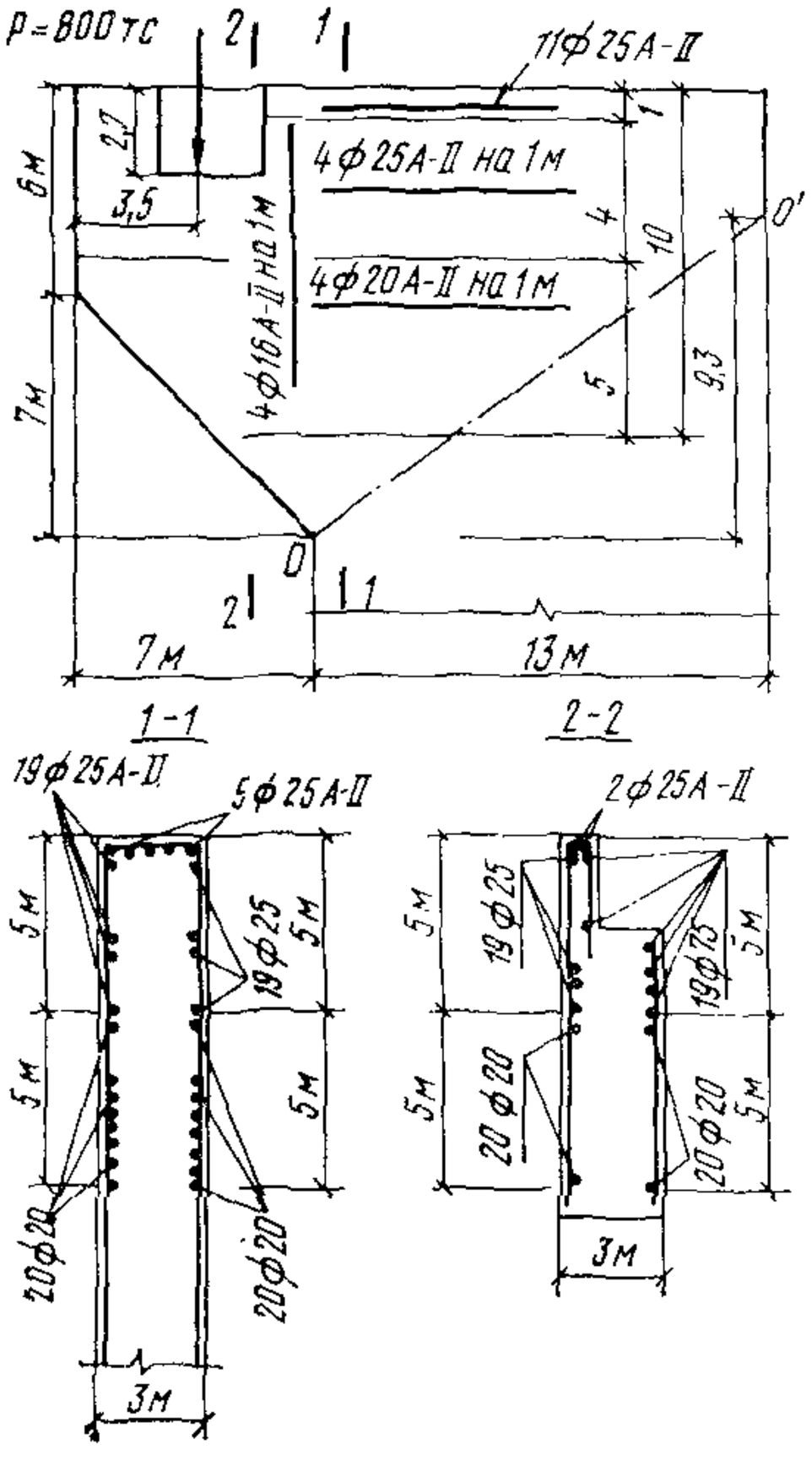


Рис. 31. Схема армирования короткой консоли

Расчет. Статический расчет выполняется методом конечных элементов по стандартной программе [1].

За расчетную область принимается верхняя часть быка вместе с консолью высотой 26 м, которая представлена набором 817 треугольных элементов, связанных в 452 узловых точках, при одинаковом шаге между углами в вертикальном и горизонтальном направлениях, равном 1 м. Расчет произведен для плоконапряженного состояния при коэффициенте поперечной деформации $\mu = 0{,}15$.

На рис. 29 показаны величины и направления полученных расчетом на ЭВМ главных напряжений $\sigma_г$, тс/м², на рис. 30 — эпюры главных напряжений $\sigma_г$, тс/м², в характерных (опорном и двух смежных с ним) сечениях, а на рис. 31 — схема армирования консоли.

Так как $n_c \sigma_{г.р} = 1 \cdot 4{,}73 = 4{,}73$ кгс/см² $< R_{рII} = 11{,}5$ кгс/см², конструкция трещиностойкая, и в соответствии с п. 3.58 площадь горизонтальной арматуры определяется по формуле (122) с помощью рис. 30 по огибающей эпюре трех приведенных сечений (*1-1*, *2-2*, *3-3*).

В коротких консолях, не лежащих на упругом основании, главные растягивающие напряжения независимо от их величины должны быть полностью восприняты горизонтальной арматурой (или отгибами по направлению главных растягивающих напряжений)

$$F_а = \frac{k_н n_c \Sigma b \Delta h \bar{\sigma}_{г.р}}{m_а R_а} =$$

$$= \frac{1{,}2 \cdot 1 \cdot 300 \cdot 100\,(4{,}3 + 3{,}5 + \ldots + 0{,}55 + 0{,}3)}{1{,}15 \cdot 2700} = 252 \text{ см}^2.$$

Арматура распределяется по высоте растянутой зоны быка в соответствии с огибающей эпюрой $\bar{\sigma}_{г,р}$ следующим образом:

---

[1] Ю. Н. Ефимов, Л. Б. Сапожников, А. П. Троицкий. Программа статического и динамического расчета сооружений по методу конечных элементов для ЭВМ типа М-220. Л., 1972.
Программа, разработанная ОМАТИ НИС Гидропроекта для ЭВМ БЭСМ-6 и др.

Получено $F_{a_1}=50{,}2$ см^2 — поставлено 54 см^2 (11 ∅ 25 А-II)
» $F_{a_2}=40{,}6$ » » 39,3 » (8 ∅ 25 А-II)
» $F_{a_3}=34{,}8$ » » 39,3 » (8 ∅ 25 А-II)
» $F_{a_4}=29{,}3$ » » 39,3 » (8 ∅ 25 А-II)
» $F_{a_5}=30{,}4$ » » 39,3 » (8 ∅ 25 А-II)
» $F_{a_6}=25{,}6$ » » 25,1 » (8 ∅ 20 А-II)
» $F_{a_7}=18{,}7$ » » 25,1 » (8 ∅ 20 А-II)
» $F_{a_8}=11{,}9$ » » 25,1 » (8 ∅ 20 А-II)
» $F_{a_9}=6{,}5$ » » 25,1 » (8 ∅ 20 А-II)
» $F_{a_{10}}=3{,}7$ » » 25,1 » (8 ∅ 20 А-II)

Так как расчетные площади арматуры F_{a_7} — $F_{a_{10}}$ меньше рекомендуемой в п. 3.58 конструктивной арматуры, примем в этих сечениях конструктивную арматуру ∅ 20 А-II шагом 25 см, т. е. по двум боковым граням в сумме 8 ∅ 20 А-II на 1 м.

В данном случае площадь всей расчетной арматуры не превышает площади конструктивной арматуры в соответствии с п. 3.58 настоящего Руководства.

Растянутую горизонтальную арматуру рекомендуется заделывать в сжатую зону *или при наличии растягивающих напряжений* во всей верхней зоне быка, что имеет место в данном примере, за наклонное сечение $O=O'$ (см. рис. 31), проходящее через конец опорного сечения в сжатой зоне и отсекающее такой объем бетона, который создает удерживающий момент от собственного веса (и всех сил, приложенных на этом участке), равный моменту от нагрузки на консоль и от собственного веса консоли относительно точки O, т. е.

$$M_O = -800\cdot 3{,}5 - 2{,}4\left(3\cdot 6\cdot 7\cdot 3{,}5 + 0{,}5\cdot 3\cdot 7\cdot 7\,\frac{7}{3} - \right.$$

$$\left. - 2\cdot 3{,}02\cdot 2{,}7\cdot 3{,}15\right) + 2{,}4\left(3\cdot 13\cdot 13\cdot 6{,}5 - 0{,}5\cdot 3\cdot 13\cdot 9{,}3\,\frac{13}{3}\right) =$$

$$= -2800 - 1342 + 4160 = -4142 + 4160 > 0.$$

Длину заделки, согласно п. 8.48 настоящего Руководства, определяем по формуле (196)

$$l_{ан} = \left(m_{ан}\frac{R_a}{R_{пр}} + \Delta\lambda_{ан}\right)d = \left(0{,}7\,\frac{2700}{90} + 11\right)d = 30d.$$

Анкеровку растянутой горизонтальной арматуры можно осуществить и вертикальной (распределительной) арматурой, заделанной в сжатую зону горизонтальных сечений *4-4*, *5-5*, *6-6* при наличии равнопрочных стыков крестообразных сечений арматуры (см. п. 7.14 настоящего Руководства).

Так как главные растягивающие напряжения в верхней зоне быка правее сечения *3-3* значительно меньше $R_р=7{,}5$ кгс/см^2 и выход из работы растянутой зоны бетона в указанных сечениях не приводит к потере несущей способности конструкции, армирование этой зоны быка (при отсутствии других нагрузок) конструктивное в соответствии с п. 3.58 настоящего Руководства (см. п. 6.17 главы СНиП II-56-77) и «Временным руководством по конструктивному армированию бетонных плотин» $\left(\frac{\text{П-633-76}}{\text{Гидропроект}}\right)$.

Если на консоль, приведенную на рис. 28, действует сила $P=3600$ тс, то в корневом сечении *2-2* с учетом собственного веса консоли ($P_{\text{с.в}}=440$ тс) $\sigma_{\text{г.р}}$, определенные в соответствии с пп. 3.48 и 3.83 по формуле (161), равны

$$\sigma_{\text{г. р}} = \frac{Q}{bz} = \frac{4040 \cdot 10^3}{300 \cdot 0{,}9 \cdot 1250} = 11{,}95 \text{ кгс/см}^2,$$

где $z=0{,}9h_0$ и $h_0=1250$ см.

Так как $n_{\text{с}}\sigma_{\text{г.р}}=1 \cdot 11{,}95$ кгс/см^2 $> R_{\text{рII}}=11{,}5$ кгс/см^2, сечение *2-2* (см. рис. 30) консоли нетрещиностойкое, поэтому в соответствии с п. 3.58 рассчитываем его следующим образом:

а) определяем продольную горизонтальную арматуру по формуле (23), для чего определяем высоту сжатой зоны сечения по формуле (22).

Изгибающий момент в сечении *2-2*

$$M=P3{,}5 + M_{\text{с.в}}=3600 \cdot 3{,}5 + 1342=13\,942 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $M_{\text{с. в}} = 2{,}4\left(6 \cdot 7 \cdot 3 \cdot 3{,}5 - 2{,}7 \cdot 3{,}02 \cdot 2 \cdot 3{,}15 + 0{,}5 \cdot 7 \cdot 7 \cdot 3\frac{7}{3}\right) =$

$$= 1342 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_{\text{н}}n_{\text{с}}M}{m_6 R_{\text{пр}} b}} = 12{,}5 -$$

$$- \sqrt{12{,}5^2 - \frac{2 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot 13942}{1{,}15 \cdot 900 \cdot 3}} = 0{,}46 \text{ м} < 2a' = 2 \cdot 0{,}5 = 1 \text{ м};$$

$$F_{\text{а}} = \frac{m_6 R_{\text{пр}} b x}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}} = \frac{1{,}15 \cdot 90 \cdot 300 \cdot 46}{1{,}15 \cdot 2700} = 460 \text{ см}^2;$$

по верхней и двум боковым граням на высоте 1 м поставим арматуру 11 $\varnothing$ 70 А-II или 16 $\varnothing$ 60 А-II (вместо 11 $\varnothing$ 25 А-II, см. рис. 31);

б) так как $k_{\text{н}}n_{\text{с}}\sigma_{\text{г.р}}=1{,}2 \cdot 1 \cdot 11{,}95=14{,}35$ кгс/см^2 $> 0{,}9R_{\text{р}}=$ $=0{,}9 \cdot 7{,}5=6{,}75$ кгс/см^2, на высоте $2/3 \cdot 13 \approx 9$ м необходимо поставить горизонтальную арматуру (хомуты), определяемую по формуле (123)

$$\Sigma F_{\text{х}} = \frac{k_{\text{н}}n_{\text{с}}Q}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}} = \frac{1{,}2 \cdot 1 \cdot 4040 \cdot 10^3}{1{,}15 \cdot 2700} = 1558 \text{ см}^2,$$

т. е. при шаге стержней 25 см площадь сечения одного стержня

$$f_{\text{х}} = \frac{1558}{2 \cdot 4\,(9 - 1)} = 24{,}3 \text{ см}^2.$$

Поставим на высоте 4 м арматуру 32 $\varnothing$ 60 А-II (907 см^2) вместо 32 $\varnothing$ 25 А-II и на высоте следующих 4 м 32 $\varnothing$ 50 А-II (628 см^2) вместо 32 $\varnothing$ 20 А-II (см. рис. 31), далее 4 $\varnothing$ 20 А-II на 1 м с каждой стороны.

Вертикальную арматуру примем 4 $\varnothing$ 20 А-II на 1 м вместо 4 $\varnothing$ 16 А-II.

Необходимо проверить величину раскрытия трещин.

При наличии по высоте сечения эпюры главных растягивающих напряжений величина раскрытия трещин определяется по формуле (169) как для центрально-растянутого сечения, т. е. при $k=1{,}2$ и с напряжением в арматуре $\sigma_{\text{а}}$, определенным при коэффициенте перегрузки $n=1$ и $k_{\text{н}}=1$.

В данном случае средний коэффициент перегрузки $n_{ср}=1{,}2$ и $k_н=1{,}2$, т. е. для верхнего метра сечения консоли при поставленной арматуре 11 ∅ 70 А-II (423 см²)

$$\sigma_а = \frac{R_а}{n_{ср}k_н}\frac{F_{а.\,расч}}{F_{а.\,пост}} = \frac{2700}{1{,}2\cdot 1{,}2}\cdot\frac{460}{423} = 2040 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{нач}=0;\quad \mu=\frac{F_а}{bh}=\frac{423}{300\cdot 100}=0{,}0141.$$

Тогда

$$a_т = k C_д \eta \frac{\sigma_а-\sigma_{нач}}{E_а}\,7\,(4-100\mu)\sqrt{d} = 1{,}2\cdot 1\cdot 1\,\frac{2040-0}{2{,}1\cdot 10^6}\times$$

$$\times 7\,(4-100\cdot 0{,}0141)\sqrt{70}=0{,}176 \text{ мм} < a_{т.\,кр}=0{,}4 \text{ мм},$$

так как верхняя метровая зона консоли находится на открытом воздухе и не подвержена воздействию воды (см. табл. 1а главы СНиП II-21-75).

Для следующих 4 м по высоте сечения консоли при

$$\sigma^{норм}_{г.\,р}=\frac{11{,}95}{1{,}2}=9{,}97 \text{ кгс/см}^2$$

$$N_{норм}=\sigma^{норм}_{г.\,р}bh=9{,}97\cdot 300\cdot 100=298\,500 \text{ кгс}=298{,}5 \text{ тс}.$$

При поставленной арматуре 8 ∅ 60 А-II (308 см²) по формуле (171)

$$\sigma_а=\frac{N}{F_а}=\frac{298\,500}{308}=970 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\mu=\frac{F_а}{bh}=\frac{308}{300\cdot 100}=0{,}0103;$$

$$a_т = 1{,}2\cdot 1\cdot 1\,\frac{970-0}{2{,}1\cdot 10^6}\,7\,(4-100\cdot 0{,}0103)\sqrt{60}=0{,}089 \text{ мм} <$$

$$<0{,}1\cdot 1{,}3\cdot 1{,}25=0{,}162 \text{ мм},$$

так как эта зона консоли находится в зоне переменного уровня воды и подвержена периодическому замораживанию и оттаиванию при числе циклов в год менее 50, сооружение II класса и диаметр арматуры более 40 мм (см. табл. 34).

При армировании 1 м высоты сечения 8 ∅ 50 А-II (157 см²) получаем соответственно

$$\sigma_а=\frac{298\,500}{157}=1390 \text{ кгс/см}^2;\quad \mu=\frac{157}{300\cdot 100}=0{,}00525;$$

$$a_т = 1{,}2\cdot 1\cdot 1\,\frac{1390-0}{2{,}1\cdot 10^6}\,7\,(4-100\cdot 0{,}00525)\sqrt{50}=$$

$$=0{,}137 \text{ мм} < 0{,}162 \text{ мм}.$$

Величина раскрытия трещин меньше допустимой по всей высоте сечения *2-2* консоли.

Кроме того, необходимо рассчитать сечение консоли под сосредоточенной силой (сечение *1-1*) аналогично корневому сечению *2-2*.

Пример 35. *Дано.* Перекрытие спиральной камеры здания ГЭС, пролет в свету $l=7{,}5$ м, $h=3$ м, $a=a'=0{,}1$ м; расчетные нагрузки: равномерно распределенная от собственного веса и веса оборудования $q=10$ тс/м^2 и сосредоточенная от колонн $P_к=500$ тс, несущих крановую нагрузку и вес верхнего строения здания ГЭС; сооружение I класса — $k_н=1{,}25$; случай ремонтный — $n_с=0{,}95$; марка бетона М 200, $R_{пр}=90$ кгс/см^2, $R_р=7{,}5$ кгс/см^2; арматура класса А-II, $R_а=2700$ кгс/см^2.

Требуется определить площадь поперечной арматуры.

Расчет. Так как отношение расчетной длины элемента к его высоте $\frac{l}{h}=\frac{7{,}5}{3}=2.5<3$, в соответствии с п. 3.48 расчет на действие поперечной силы производится по главным растягивающим напряжениям.

Воспользуемся готовым решением для плит. По «Таблицам для расчета прямоугольных плит» (под редакцией П. М. Варвака. К., 1959) наибольшие изгибающие моменты и поперечные силы на 1м ширины плиты $M^{оп}=146$ тс·м; $M^{прол}=161$ тс·м; $R_A=Q_A=79$ тс; $R_B=Q_B=252$ тс.

Продольная арматура (верхняя и нижняя) подбирается по формулам (22) и (23) на изгибающие моменты соответственно 146 тс·м и 161 тс·м.

$F_а^в=20$ см^2/м; $F_а^н=23{,}3$ см^2/м. Принимаем 4$\varnothing$ 28 А-II на 1 м (24,6 см^2).

Проверяем условие (99)

Для опоры A $k_н n_с Q_A=1{,}25\cdot 0{,}95\cdot 79=94$ тс $< m_{б_4} R_р b h_0=$ $=0{,}9\cdot 7{,}5\cdot 1\cdot 2{,}9=196$ тс, т. е. расчетной арматуры на поперечную силу на опоре A не требуется;

для опоры B $k_н n_с Q_B=1{,}25\cdot 0{,}95\cdot 252=300$ тс $> m_{б_4} R_р\, b h_0=$ $=196$ тс, т. е. на опоре B требуется поперечное армирование. В соответствии с прим. 1 к п. 3.48 и формулой (161) для изгибаемых элементов прямоугольного сечения

$$\sigma_{г.р}=\tau=\frac{Q}{bz}=\frac{252\cdot 10^3}{100\cdot 0{,}9\cdot 290}=9{,}7 \text{ кгс/см}^2.$$

Эпюру Q примем для простоты прямолинейной, длина ее равна 4 м со стороны опоры B (рис. 32).

Длина участка, на которой требуется поставить поперечную арматуру,

$$x=l-\frac{R_р l}{\sigma_{г.р}}=0{,}9 \text{ м}.$$

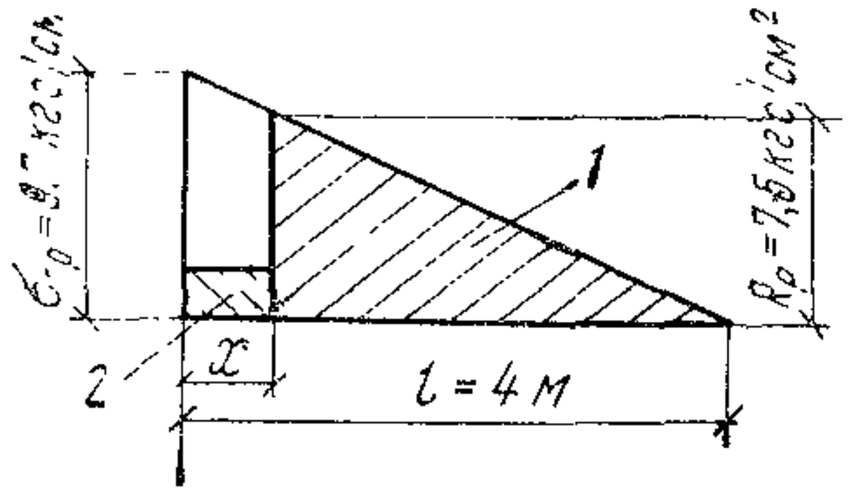


Рис. 32. Эпюра $\sigma_{г.р}$

1 — площадь эпюры, воспринимаемая бетоном; *2* — то же, воспринимаемая продольной арматурой

При наличии в сечении продольной арматуры часть эпюры главных растягивающих напряжений — в данном случае 20 % площади эпюры, так как имеет место сосредоточенная нагрузка (40 % при распределенной нагрузке), — можно передать на продольную арматуру.

На поперечную арматуру передадим 80 % (60 %) площади эпюры Q, т. е. усилие, передаваемое на хомуты, равно

$$Q_x = 0{,}8\,\frac{9{,}7+7{,}5}{2}\,100\cdot 90 = 62\cdot 10^3 \text{ кгс} = 62 \text{ тс}.$$

Суммарная площадь хомутов на площади $1 \times 0{,}9$ м равна

$$\Sigma F_x = \frac{k_н n_в Q_x}{m_a R_a} = \frac{1{,}25\cdot 0{,}95\cdot 62000}{1{,}15\cdot 2700} = 23{,}7 \text{ см}^2.$$

При шаге хомутов 40×80 см площадь одного хомута

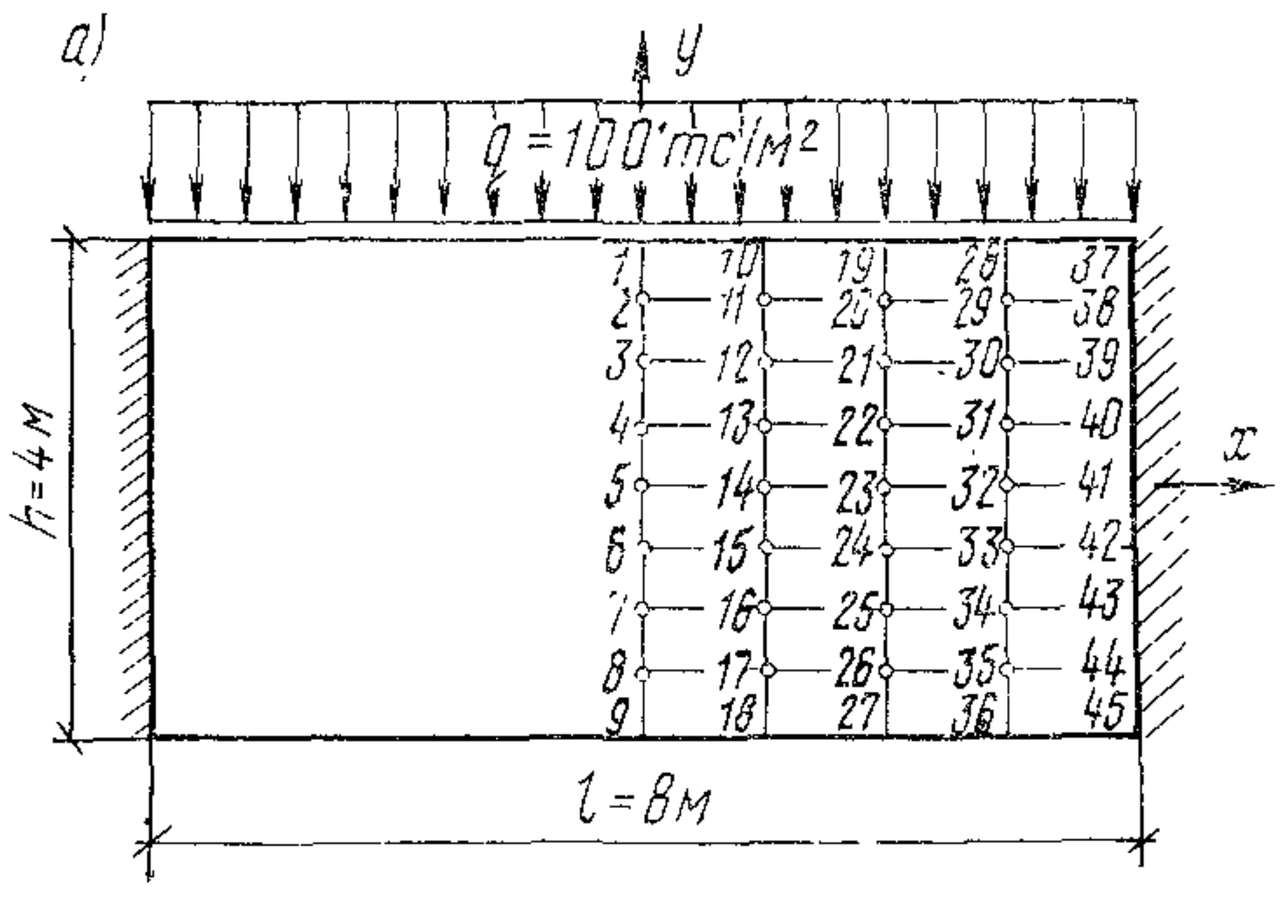


Рис. 33. Балка-стенка, жестко закрепленная боковыми кромками
а — расчетная схема; *б* — напряжения σ_1

$$f_x = \frac{23,7}{3 \cdot 1,25} = 6,3 \text{ см}^2$$

Принимаем ∅ 28 А-II (6,16 см²). Вместо хомутов можно поставить отгибы. Площадь отгибов $F_0 = 0,71 F_x = 0,71 \cdot 23,7 = 16,8$ см².

Кроме того, необходимо произвести проверку на продавливание в соответствии с п. 3.64 настоящего Руководства.

При размере колонны 1 × 1 м и $h_0 = 2,9$ м $b_{ср}$ — среднее арифметическое величин периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания равно

$$b_{ср} = 4 \frac{1 + (1 + 2,9 + 2,9)}{2} = 15,6 \text{ м}.$$

Проверяем условие (131) $k_н n_c P \leqslant m_б R_р b_{ср} h_0$; $1,25 \cdot 0,95 \cdot 500 = 593$ тс $< 1,15 \cdot 75 \cdot 15,6 \cdot 2,9 = 3890$ тс, т. е. дополнительного расчетного армирования вертикальной арматурой по периметру колонны не требуется.

Пример 36. *Дано.* Балка-стенка, жестко закрепленная боковыми кромками (рис. 33, *а*); задача плоская; $b = 1$ м; класс сооружения I — $k_н = 1,25$; случай строительный, $n_c = 0,95$; бетон марки М 200, $R_р = 7,5$ кгс/см²; арматура класса А-III.

Требуется подобрать расчетную арматуру.

Расчет. Значения напряжений σ_x, σ_y и τ_{xy} можно определить по табл. 461 справочника Д. В. Вайнберга и Е. Д. Вайнберга «Пластины, диски, балки-стенки» (К., 1959).

В табл. 25 приводятся результаты указанного расчета для 45 точек; кроме того, приводятся значения главных напряжений σ_1 и σ_2 и углов наклона α_1 направлений главных напряжений σ_1 к оси *Ox*, отсчитываемых от оси *Ox* против часовой стрелки.

Определяем изгибающие моменты:

в сечении *1—9*

$$M_{1-9} = \frac{121 + 138}{2}\left(3 + \frac{2}{3}\right)0,25 + (88,5 + 71,8)\,3 \cdot 0,5^2 +$$

$$+ (53,2 + 36,6)\,2 \cdot 0,5^2 + (28,2 + 11,5)\,0,5^2 = 294 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

в сечении *37—45*

$$M_{37-45} = -0,25\left[\frac{305 + 322}{2}\,3,667 + (167 + 183)\,3 + \right.$$

$$\left. + (101 + 118)\,2 + 47,6 + 64,3\right] = -688 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Определяем площадь сечения продольной арматуры при $h_0 = h - a = 4 - 0,1 = 3,9$ м;

в сечении *1—9*

$$A_0 = \frac{k_н n_c M}{b h_0^2 m_б R_{пр}} = \frac{1,25 \cdot 0,95 \cdot 294}{1 \cdot 3,9^2 \cdot 1,15 \cdot 900} = 0,0222;$$

по табл. 21 $\xi = 0,023$; $\upsilon = 0,9845$;

$$F_a = \frac{k_н n_c M}{\nu h_0 m_a R_a} = \frac{1,25 \cdot 0,95 \cdot 294}{0,9845 \cdot 3,9 \cdot 1,15 \cdot 3,6} = 22 \text{ см}^2;$$

Таблица 25

№ точки	Напряжения, тс/м²					Угол α_1, град, мин
	σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_1	σ_2	
1	—138	—100	0	—100	—138	90
2	—88,5	—96,3	0	—88,5	—96,3	0
3	—53,2	—85,2	0	—53,2	—85,2	0
4	—28,2	—69,3	0	—28,2	—69,3	0
5	—8,3	—50	0	—8,3	—50	0
6	+11,5	—30,7	0	11,5	—30,7	0
7	36,6	—14,8	0	36,6	—14,8	0
8	71,8	—3,7	0	71,8	—3,7	0
9	121	0	0	121	0	0
10	—120	—100	0	—100	—120	90
11	—73,3	—96,7	15,3	—65,7	—104	26°15′
12	—42,2	—85,6	28,6	—28	—99,8	26°24′
13	—22,9	—69,4	36,3	—3	—89,3	28°40′
14	—8,3	—50	38,9	15	—73,3	30°54′
15	6,2	—30,6	36,3	28,5	—52,9	31°33′
16	26,1	—14,4	28,6	40,9	—29,2	27°20′
17	56,6	—3,3	15,3	60,3	—7	13°30′
18	104	0	0	104	0	0
19	—59,8	—100	0	—59,8	—100	0
20	—25,9	—97,6	30,4	—14,7	—109	20°10′
21	—10,9	—86	57,8	20,5	—117	28°25′
22	—7,1	—69	73	41,3	—117	33°30′
23	—8,3	—50	78,1	51,7	—110	37°30′
24	—9,5	—30,9	73	53,6	—94	40°50′
25	—5,8	—14	57,8	48,1	—67,9	43°
26	9,2	—2,3	30,4	34,4	—27,5	39°35′
27	43,1	0	0	43,1	0	0
28	55,7	—100	0	55,7	—100	0
29	59,6	—95,7	48,8	73,6	—110	16°03′
30	39,8	—82,1	88,2	86	—128	27°40′
31	15,8	—66,3	108	90,2	—141	34°35′
32	—8,3	—50,9	112	84,4	—144	39°40′
33	—32,5	—33,7	108	74,9	—141	44°55′
34	—56,5	—17,9	88,2	53,1	—127,5	51°10′
35	—76,3	—4,3	48,8	20,4	—101	63°10′
36	—72,3	0	0	0	—72,3	90
37	305	—100	0	305	—100	0
38	167	—96	65,6	182,5	—111,5	13°15′
39	101	—90,4	112,5	153	—142	24°45′
40	47,6	—70,4	141	141	—164	33°40′
41	—8,3	—50	150	122	—181	41°05′
42	—64,3	—29,6	141	95,1	—189	48°30′
43	—118	—9,6	112,5	61,1	—189	57°55′
44	—183	—3,7	65,6	17,7	—204	71°57′
45	—322	0	0	0	—322	90

в сечении *37—45*

$$A_0 = \frac{1{,}25 \cdot 0{,}95 \cdot 688}{1 \cdot 3{,}9^2 \cdot 1{,}15 \cdot 900} = 0{,}0519;$$

по табл. 21 $\xi = 0{,}053$; $\upsilon = 0{,}9735$;

$$F_a = \frac{1{,}25 \cdot 0{,}95 \cdot 688}{0{,}9735 \cdot 3{,}9 \cdot 1{,}15 \cdot 3{,}6} = 52 \text{ см}^2.$$

Поскольку $\frac{l}{h} = \frac{8}{4} = 2 < 3$, в соответствии с п. 3.48 расчет на действие поперечной силы производится по главным растягивающим напряжениям (рис. 33, *б*).

На поперечную арматуру передаем растягивающие усилия при напряжениях в бетоне, превышающих величину

$$\frac{m_б R_р}{k_н n_с} = \frac{1{,}15 \cdot 75}{1{,}25 \cdot 0{,}95} = 72{,}7 \text{ тс/м}^2.$$

Линия $\sigma_1 = 72{,}7$ тс/м^2 показана на рис. 33, *б* пунктиром.

С помощью продольной арматуры в заделке ($F_a = 52$ см^2) может быть воспринята равнодействующая $\sigma_{г.р}$ в области толщиной 0,85 м, считая от верхней грани, поэтому требуется постановка расчетной поперечной арматуры в области размерами 1,4 × 1,95 м (рис. 33, *б*).

Угол наклона $\sigma_{г.р}$ к оси балки-стенки (горизонтали) в расчетной области изменяется от 25 до 50°, составляя примерно 35°.

Наиболее экономичной будет расчетная арматура, наклоненная к оси балки-стенки под углом $\alpha_0 = 35°$. Наиболее простые конструктивные решения получаются при армировании горизонтальными или вертикальными хомутами. Возможны различные комбинированные решения. В области, где $\sigma_{г.р} < 72{,}7$ тс/м^2 = 7,3 кгс/см^2, требуется постановка конструктивной арматуры.

Подбор сечений поперечной арматуры производится аналогично тому, как это сделано в примере 34.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА МЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ НАГРУЗОК

РАСЧЕТ НА МЕСТНОЕ СЖАТИЕ

3.62. Расчет на местное сжатие (смятие) элементов производится по формуле

$$k_н n_с N \leqslant \mu_{см} m_б R_{см} F_{см}, \qquad (129)$$

где N — продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

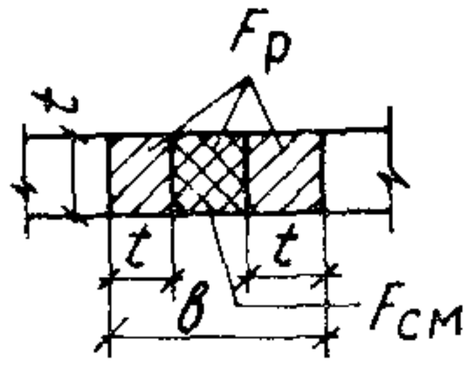
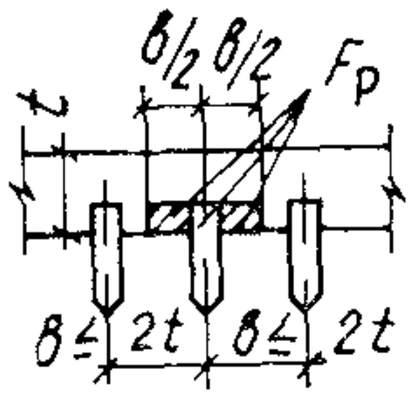
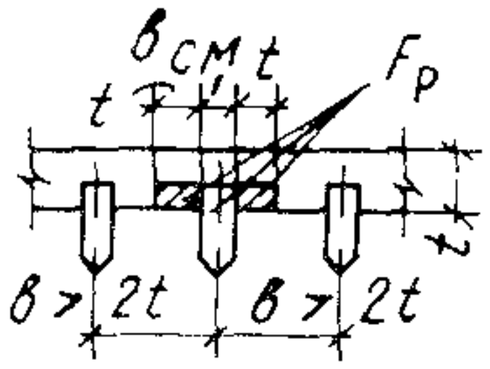
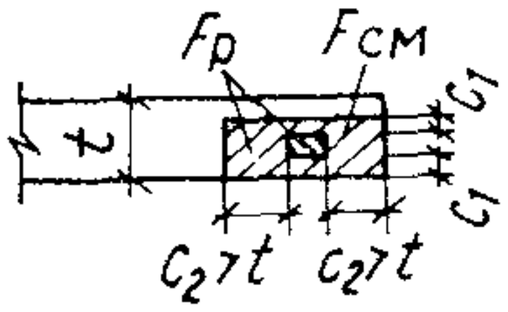
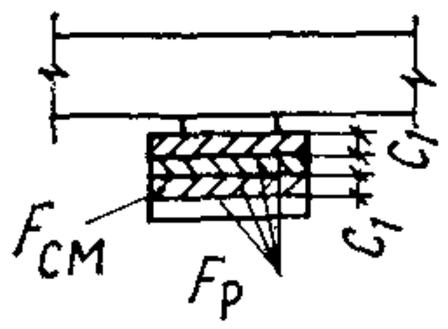
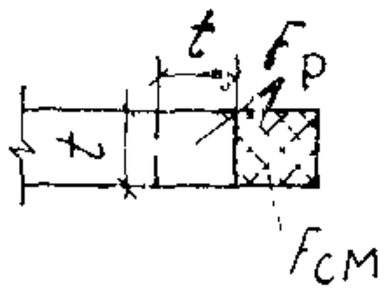
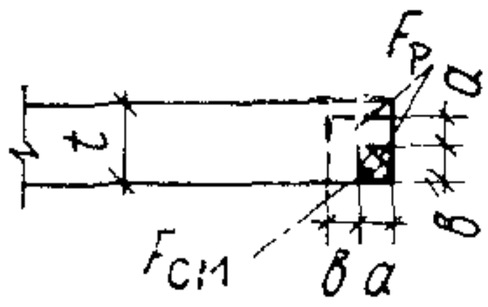
$\mu_{см}$ — коэффициент, принимаемый равным 1 при равномерном распределении местной нагрузки на площади смятия; 0,75 — при неравномерном распределении местной нагрузки на площади смятия (под концами балок, прогонов, перемычек);

$m_б$ — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 8 в случае без косвенного армирования $m_{б_4} = 0{,}9$ (как для бетонных конструкций), с косвенным армированием $m_{б_3}$ (как для железобетонных конструкций);

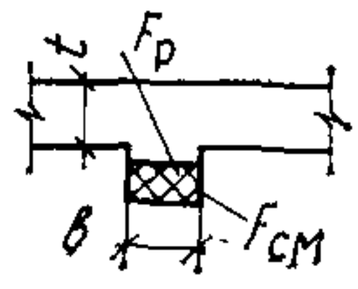
$R_{см}$ — расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

$$R_{см} = \gamma_б R_{пр}, \qquad (130)$$

Таблица 26

Схемы приложения нагрузки			$\gamma_б$
При местной нагрузке по всей ширине элемента	а		2,5
При местной нагрузке в местах опирания концов прогонов и балок	б		2,5
	в		2,5
При местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины элемента	г		2,5
При местной нагрузке, расположенной в пределах выступа стены	д		2,5
При местной краевой нагрузке по всей ширине элемента	е		1
При местной краевой нагрузке на угол элемента	ж		1

Продолжение табл. 26

Схемы приложения нагрузки			$\gamma_б$
При местной нагрузке, расположенной в пределах выступа стены	и		1

где $\gamma_б = \sqrt[3]{\frac{F_р}{F_{см}}}$, но не более значений, указанных в табл. 26 *в зависимости от схемы приложения нагрузки*;

$F_р$ — расчетная площадь, определяемая по п. 3.63;

$F_{см}$ — площадь смятия.

3.63. В расчетную площадь $F_р$ включается участок, симметричный по отношению к площади смятия (табл. 26). При этом должны выполняться следующие правила:

при местной нагрузке по всей ширине элемента t в расчетную площадь включается участок длиной не более t в каждую сторону от границы местной нагрузки (поз. *а* табл. 26);

при местной нагрузке в местах опирания концов прогонов и балок в расчетную площадь включается участок шириной, равной глубине заделки прогона или балки, и длиной не более расстояния между серединами примыкающих к балке пролетов (поз. *б* табл. 26), если расстояние между балками превышает двойную ширину элемента, длина расчетной площади определяется как сумма ширины балки и удвоенной ширины элемента (поз. *в* табл. 26);

при местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины элемента, расчетная площадь принимается согласно поз. *г* табл. 26;

при определении расчетной площади для сечений сложной формы не должны учитываться участки, связь которых с загруженным участком не обеспечена с необходимой надежностью (поз. *д* табл. 26).

Расчетная площадь $F_р$ равна площади смятия $F_{см}$:

при местной краевой нагрузке по всей ширине элемента (поз. *е* табл. 26);

при местной краевой нагрузке на угол элемента (поз. *ж* табл. 26);

при местной краевой нагрузке, расположенной в пределах выступа стены (пилястры) или простенка таврового сечения (поз. *и* табл. 26).

РАСЧЕТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

3.64. Расчет на продавливание плитных конструкций (без поперечной арматуры) от действия сил, равномерно распределенных на ограниченной площади, производится из условия

$$k_н n_c P \leqslant m_б R_р b_{ср} h_0, \qquad (131)$$

где P — продавливающая сила;

$m_б$ — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 8, в случае армирования плиты только нижней арматурой

$m_б = m_{б_4} = 0{,}9$, при армировании плиты верхней и нижней арматурой $m_б = m_{б_3}$;

$b_{ср}$ — среднее арифметическое величин периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения h_0.

При определении величин $b_{ср}$ и P предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали (рис. 34, *а*).

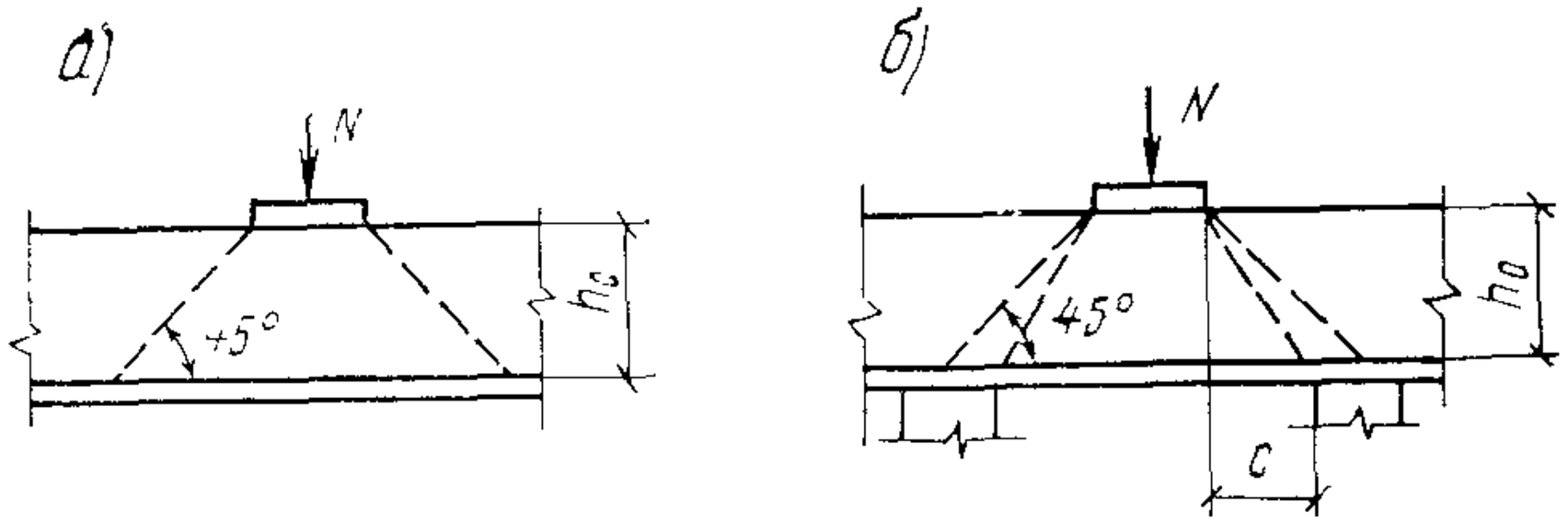


Рис. 34. Схема пирамиды продавливания при угле наклона ее боковых граней к горизонтали
а — равном 45°, *б* — более 45°

Величина продавливающей силы P принимается равной величине продольной силы N, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды продавливания (считая до плоскости расположения растянутой арматуры) и сопротивляющихся продавливанию.

Если схема опирания такова, что продавливание может происходить только по поверхности пирамиды с углом наклона боковых граней более 45°, например, в свайных ростверках (рис. 34, *б*), правая часть условия (131) умножается на величину h_0/c, но не более 2,5 (где c — длина горизонтальной проекции боковой грани пирамиды продавливания).

При установке в пределах пирамиды продавливания поперечной арматуры расчет производится из условий:

$$k_н n_c P \leqslant 1{,}4 m_б R_р b_{ср} h_0; \qquad (132)$$

$$k_н n_c P \leqslant m_а R_{а.х} F_{х.п}, \qquad (133)$$

где $F_{х.п}$ — суммарная площадь сечения поперечной арматуры, пересекающей боковые грани пирамиды продавливания.

Кроме расчета на продавливание производится расчет на действие поперечных сил.

3.65. Для центрально нагруженных прямоугольных, а также внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментов расчет на продавливание производится отдельно для каждой грани пирамиды продавливания из условия

$$k_н n_c F p_{гр} \leqslant m_б R_р \frac{b_в + b_н}{2} h_0, \qquad (134)$$

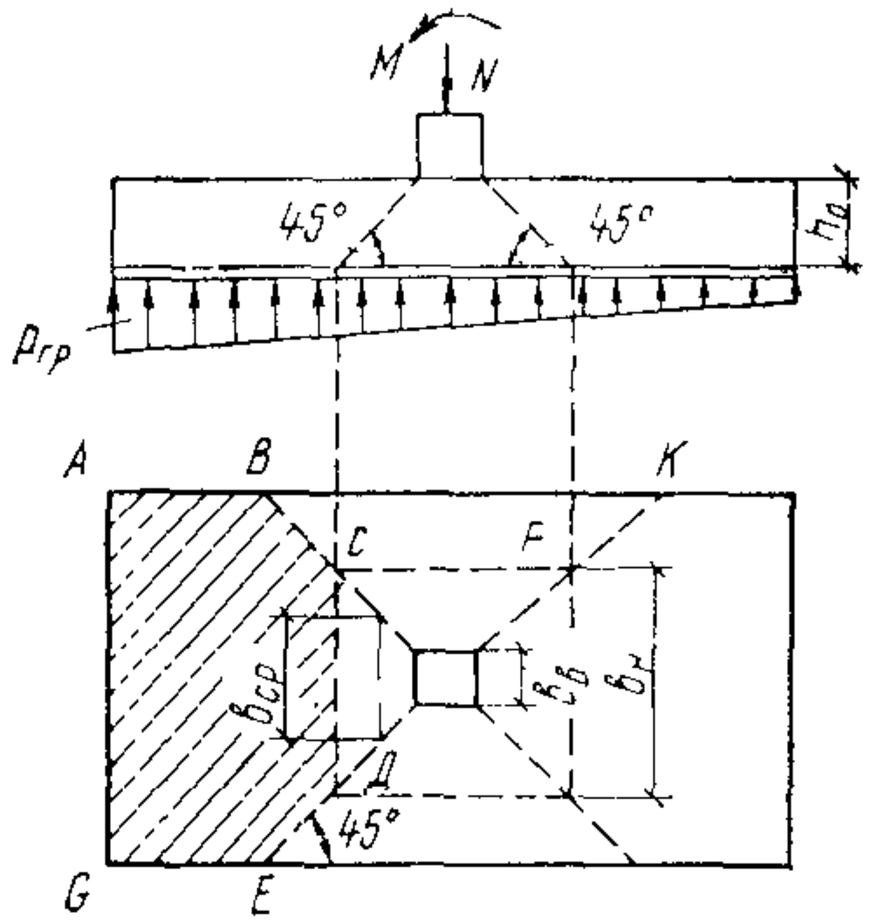


Рис. 35. Схема образования пирамиды продавливания в фундаменте

где F — площадь основания фундамента, ограниченная нижним основанием рассматриваемой грани пирамиды продавливания и продолжением соответствующих ребер (многоугольник $ABCDEG$, рис. 35);

$p_{гр}$ — наибольшее краевое давление на грунт при расчете в плоскости эксцентрицитета, а при расчете в перпендикулярной плоскости $p_{гр}$—среднее давление на грунт в пределах расчетной площади F (многоугольник $BCFK$), причем наибольшее краевое давление на грунт определяется по формуле

$$p_{гр} = \frac{N}{F_ф} + \frac{M}{W_ф}, \qquad (135)$$

где $F_ф$ и $W_ф$ — соответственно площадь и момент сопротивления подошвы фундамента;

$\frac{b_в + b_н}{2}$ — средний размер грани.

Для ступенчатых фундаментов производится проверка на продавливание от каждой вышележащей ступени.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СЕЧЕНИЙ (ЭЛЕМЕНТЫ, РАБОТАЮЩИЕ НА КРУЧЕНИЕ С ИЗГИБОМ)

3.66. При расчете пространственных сечений предельные усилия определяются исходя из следующих предпосылок:

сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;

сжатая зона пространственного сечения условно представляется плоскостью, расположенной под углом α к продольной оси элемента, а сопротивление бетона сжатию — напряжениями $m_б R_{пр} \sin^2\alpha$, равномерно распределенными по сжатой зоне;

растягивающие напряжения в продольной и поперечной арматуре, пересекающей растянутую зону рассматриваемого пространственного сечения, принимаются равными расчетным сопротивлениям соответственно $m_а R_а$ и $m_а R_{а.х}$;

напряжение в арматуре, расположенной в сжатой зоне, принимается равным $m_а R_{а.с}$.

ЭЛЕМЕНТЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

3.67. При расчете элементов на кручение с изгибом проверяется условие

$$k_н n_с M_к \leqslant 0{,}1 m_б R_{пр} b^2 h, \qquad (136)$$

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.

При невыполнении условия (136) рекомендуется повысить марку бетона или увеличить размеры сечения.

3.68. Для участков элемента, в которых $M_к \leqslant 0{,}5Qb$, производится расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы и крутящего момента из условия

$$k_н n_с \left(Q + \frac{3M_к}{b}\right) \leqslant Q_{х.б}, \qquad (137)$$

где Q и $M_к$ — принимаются наибольшими на рассматриваемом участке элемента;

$Q_{х.б}$ — определяется по формуле (110), при этом расчет наклонных и нормальных сечений на действие изгибающего момента производится без учета кручения.

Если удовлетворяется условие

$$M_к \leqslant 0{,}25Qb \qquad (138)$$

и при наличии отогнутых стержней, расчет производится из условия

$$k_н n_с \left(Q + \frac{3M_к}{b}\right) \leqslant Q_{х.\,б} + \Sigma m_а R_{а.\,х} F_о \sin\alpha\,. \qquad (139)$$

Для участков элемента, в которых $M_к > 0{,}5Qb$ (где b — размер грани, перпендикулярной плоскости действия изгибающего момента), расчет пространственных сечений производится по пп. 3.69—3.73.

3.69. При расчете пространственного сечения (рис. 36) по прочности проверяется достаточность продольной и поперечной арма-

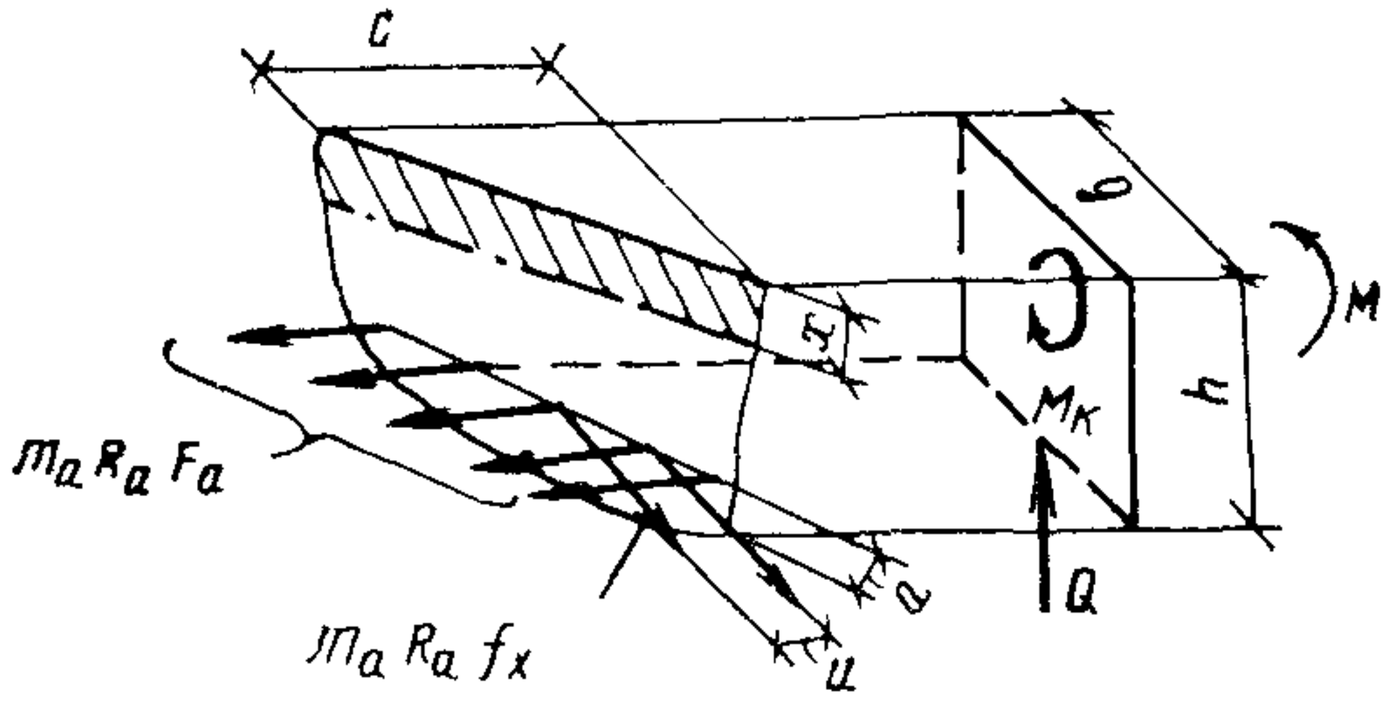


Рис. 36. Схема усилий в пространственном сечении железобетонного элемента

туры, 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. 37, *а*);

2-я схема — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента (рис. 37, *б*);

3-я схема — у растянутой от изгиба грани элемента (рис. 37, *в*).

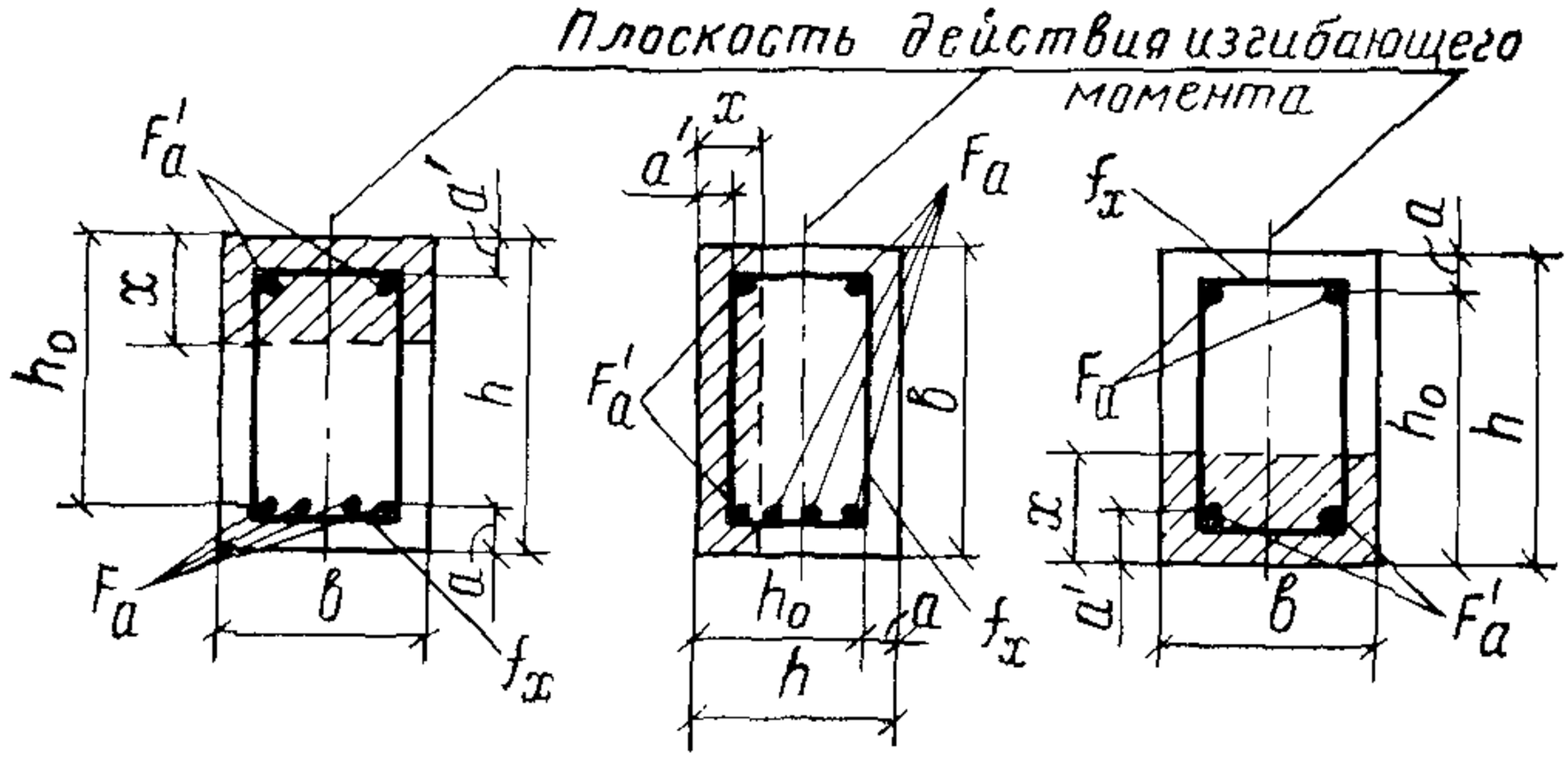


Рис. 37. Расчетные схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения

а — у сжатой от изгиба грани элемента; *б* — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента; *в* — у растянутой от изгиба грани элемента

Расчет по прочности пространственных сечений (см. рис. 36) для любой из схем производится из условия

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} M_{\text{к}} \leqslant m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} \frac{1 + \gamma\delta\beta^2}{k\beta + \varkappa} (h_0 - 0{,}5x), \qquad (140)$$

где высота сжатой зоны x определяется из условия (21).

При этом, если $x < 2a'$, в условии (140) принимается $x = 2a'$. Если $x > \xi_R h_0$, прочность нормального сечения проверяется по п. 3.16.

В формулах (21) и (140):

F_a и F_a' — площадь поперечного сечения продольной арматуры, расположенной при данной расчетной схеме соответственно в растянутой и сжатой зонах;

b и h — размеры граней элемента, соответственно параллельных и перпендикулярных линий, ограничивающей сжатую зону;

$$\delta = \frac{b}{2h + b};$$

$$\beta = \frac{c}{b};$$

c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента; расчет производится для наиболее опасного значения c, определяемого последовательным приближением и принимаемого не более $2h + b$ и не более длины участка элемента, на котором учитываемые в расчете усилия (M, $M_{\text{к}}$ и Q) не меняют знаки. Для некоторых частных случаев значение c определяется по пп. 3.72 и 3.73;

$\varkappa$ и k — коэффициенты, характеризующие соотношение между действующими усилиями $M_{\text{к}}$, M и Q, принимаются при расчете по

1-й схеме $\varkappa = \frac{M}{M_к}$, $k = 1$;

2-й схеме $\varkappa = 0$, $k = 1 + \frac{Qh}{2M_к}$;

3-схеме $\varkappa = -\frac{M}{M_к}$, $k = 1$;

γ — коэффициент, характеризующий соотношение между поперечной и продольной арматурой, равный

$$\gamma = \frac{R_{а.\,х} f_х b}{R_а F_а u}, \qquad (141)$$

где $f_х$ — площадь сечения одного стержня хомута, расположенного у грани, являющейся растянутой для рассматриваемой расчетной схемы;

u — расстояние между указанными выше хомутами.

При этом значение γ принимает не менее

$$\gamma_{мин} = \frac{0{,}5}{1 + 2\varkappa\sqrt{\delta}} \qquad (142)$$

и не более

$$\gamma_{макс} = \frac{1{,}5}{1 + 2\varkappa\sqrt{\delta}}. \qquad (143)$$

Если $\gamma > \gamma_{макс}$, принимается $\gamma_{макс}$; при $\gamma < \gamma_{мин}$ величина усилия $m_а R_а F_а$ в формуле (140) умножается на отношение $\gamma/\gamma_{мин}$. Допускается в этом случае значение x не корректировать.

Крутящий момент $M_к$, изгибающий момент M и поперечная сила Q принимаются в сечении, нормальном к продольной оси элемента и проходящем через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения (рис. 38).

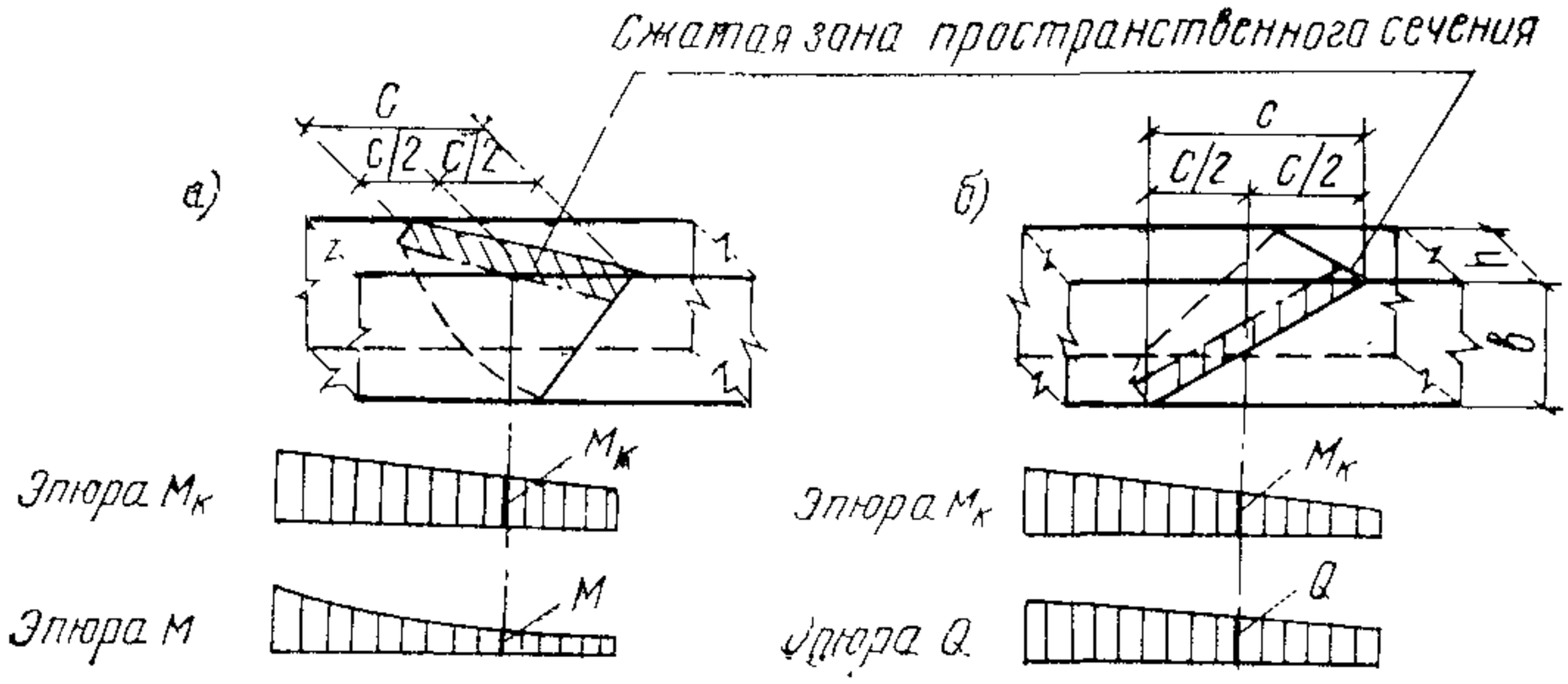


Рис. 38. Определение действующих в пространственном сечении изгибающего и крутящего моментов, а также поперечной силы при расчете на прочность железобетонного элемента, работающего на изгиб с кручением

а — по 1-й и 3-й схемам; *б* — по 2-й схеме

Расчет по 3-й схеме не производится, если удовлетворяется условие

$$M > \frac{M_к}{2\sqrt{\delta}}. \qquad (144)$$

УПРОЩЕННЫЕ СПОСОБЫ РАСЧЕТА ПРОСТРАНСТВЕННОГО СЕЧЕНИЯ

3.70. Необходимую интенсивность поперечной арматуры f_x/u, расположенной у грани, параллельной плоскости изгиба (шириной h, рис. 39), допускается определять по 2-й схеме из условия

$$\frac{f_x}{u} = \gamma \frac{R_a F_{a_2}}{R_{a.x} h}, \qquad (145)$$

где значение γ принимается равным

$$\gamma = \frac{A^2}{4\delta_1}, \qquad (146)$$

но не менее $\dfrac{A}{\sqrt{8\delta_1}}$.

Здесь

$$A = \frac{k_н n_c (M_к + 0{,}5Qb)}{m_a R_a F_{a_2} (b - 2a_2)};$$

$$\delta_1 = \frac{h}{2b + h};$$

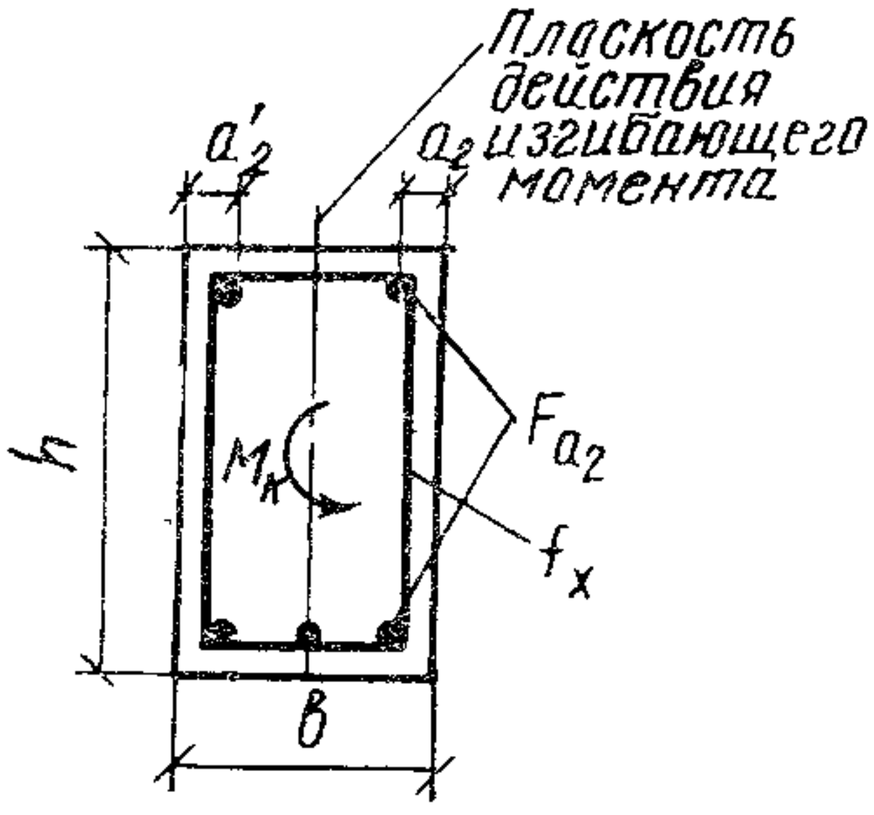


Рис. 39. Поперечное сечение железобетонного элемента при упрощенном способе расчета пространственного сечения

$M_к$ и Q — максимальные значения соответственно крутящего момента и поперечной силы на рассматриваемом участке;

F_{a_2} — площадь сечения всех продольных стержней, расположенных у грани элемента шириной h (параллельной плоскости изгиба);

a_2 — см. рис. 39.

При этом должно удовлетворяться условие

$$A < \sqrt{6\delta_1}. \qquad (147)$$

Если условие (147) не выполняется, рекомендуется увеличить арматуру F_{a_2} или размер b.

Если усилия $M_к$ и Q линейно уменьшаются от опоры к пролету, значение γ рекомендуется определять с учетом разгружающего влияния внешней нагрузки

$$\gamma = \frac{A^2 - 4k}{4\sigma_1} \qquad (148)$$

и принимать не менее

$$\frac{A}{\sqrt{8\delta_1 + 16k}},$$

где $k = \dfrac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} h\,(m_{\text{к}} + 0,5pb)}{2m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}_2}\,(b - 2a_2)}$;

$m_{\text{к}} = \dfrac{M_{\text{к}}}{l_0}$; $p = \dfrac{Q}{l_0}$ —уменьшение усилий $M_{\text{к}}$ и Q на единице длины элемента; в этом случае условие (147) заменяется условием

$$A < \sqrt{6\delta_1 + 16k}. \qquad (149)$$

3.71. Для элементов, в которых изгибающий момент уменьшается от опоры к пролету (опорных зон защемленных и неразрезных балок, консолей), проверку прочности по продольной и поперечной арматуре, расположенной у растянутой от изгиба грани элемента шириной b (1-я расчетная схема), допускается производить из условий:

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} M_0 \leqslant m_{\text{а}} k_1 R_{\text{а}} F_{\text{а}}\,(h_0 - 0,5x); \qquad (150)$$

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} M_{\text{к}} \leqslant m_{\text{а}} k_2 R_{\text{а. х}} f_{\text{х}} \frac{b}{u}\,(h_0 - 0,5x), \qquad (151)$$

где $F_{\text{а}}$, $f_{\text{х}}$, b, h_0, x — значения, соответствующие 1-й расчетной схеме согласно рис. 37, *а*. Значение x определяется по формуле (21);

M_0 и $M_{\text{к}}$ — соответственно изгибающий и крутящий моменты в опорном сечении;

k_1 и k_2 — соответственно коэффициенты, определяемые по табл. 27 и 28 в зависимости от значений

$$\varkappa = \frac{M_0}{M_{\text{к}}} \quad \text{и} \quad \lambda = \frac{Qb}{2M_{\text{к}}}$$

(Q — поперечная сила в опорном сечении).

Таблица 27

$\varkappa$	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 28

b/h	Коэффициент k_2 при значениях $\varkappa$					
	$\geqslant 20$	10	5	3 при λ		
				$\geqslant 0,9$	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 (150) и (151) может не производиться.

При этом интенсивность поперечного армирования f_x/u по грани шириной b должна быть не менее интенсивности поперечного армирования по грани шириной h, подобранной в соответствии с п. 3.70.

3.72. Проверку прочности по 1-й расчетной схеме, согласно п. 3.69, рекомендуется производить в следующих случаях:

а) если в пролетном поперечном сечении с максимальным изгибающим моментом имеет место крутящий момент, в этом случае рассчитывается пространственное сечение с серединой его проекции 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 имеют место 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 $\beta = \frac{c}{b}$ принимается равным

$$\beta = -\varkappa + \sqrt{\varkappa^2 + \frac{1}{\delta\gamma}}, \qquad (152)$$

но не более $\frac{1}{\delta}$. При этом пространственное сечение с длиной проекции $c = \beta b$ не должно выходить за пределы длины элемента.

3.73. Проверку прочности по 3-й расчетной схеме рекомендуется производить следующим образом:

а) для неразрезных и защемленных балок рассматривается пространственное сечение с серединой его проекции в нулевой точке эпюры M и проверяется армирование у менее армированной грани, нормальной плоскости изгиба.

В этом случае прочность проверяется из условий:

если $\gamma \leqslant 0{,}5$,

$$k_н n_c M_к \leqslant m_a R_a F_a (h_0 - a') 2\gamma\sqrt{2\delta}; \qquad (153)$$

если $\gamma > 0{,}5$,

$$k_н n_c M_к \leqslant m_a R_a F_a (h_0 - a') 2\sqrt{\gamma\delta}; \qquad (154)$$

$$\gamma = \frac{R_{a.x} f_x}{R_a F_a} \frac{b}{u}; \quad \delta = \frac{b}{2h + b},$$

где $M_к$ принимается по сечению в нулевой точке эпюры M.

Длина проекции пространственного сечения равна

$$c = \frac{b}{\sqrt{\gamma\delta}},$$

где γ принимается не менее 0,5.

Если расположение нулевой точки эпюры M может изменяться при различных комбинациях нагрузок, то в расчете из условий (153) и (154) 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 расстояние $c/2$, расчет по 3-й расчетной схеме производится общим методом по п. 3.69, принимая $\beta = 2a/b$;

б) для шарнирно-опертых балок рассматривается пространственное сечение, начинающееся у опоры.

В этом случае прочность проверяется из условия

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} M_{\text{к}} \leqslant m_{\text{а}} R_{\text{а.х}} f_{\text{х}} \frac{b}{u} (h_0 - a') \sqrt{\delta k_{\text{з}}}; \qquad (155)$$

при

$$\lambda \geqslant 0{,}35 \quad k_{\text{з}} = \frac{0{,}5}{\lambda (1 - \lambda)};$$

при

$$\lambda < 0{,}35 \quad k_{\text{з}} = 2{,}83 \frac{1 - \lambda \sqrt{2}}{1 - \lambda}; \quad \lambda = \frac{Qb}{2M_{\text{к}}}.$$

Усилия Q и $M_{\text{к}}$ принимаются по опорному сечению. Значения $f_{\text{х}}$ принимаются по сжатой от изгиба грани.

3.74. Элементы таврового, двутаврового и других сечений разбиваются на ряд прямоугольников, при этом если высота свесов полок или ширина ребра переменны, рекомендуется принимать среднюю высоту свесов или ширину ребра.

Если в пределах высоты сечения имеются полки (выступы), нижние и верхние грани которых не являются продолжением соответствующих граней элемента, расчет ведется без учета этих полок как для элемента прямоугольного сечения.

Пример расчета к пп. 3.66—3.74

Пример 37. *Дано.* Ригель перекрытия с поперечным сечением приопорного участка, эпюры крутящих и изгибающих моментов и поперечных сил приведены на рис. 40; бетон марки М 300, $R_{\text{пр}} = 135$ кгс/см², $m_6 = 1$; продольная и поперечная арматура класса А-III, $R_{\text{а}} = R_{\text{а.с}} = 3600$ кгс/см², $R_{\text{а.х}} = 2900$ кгс/см², $m_{\text{а}} = 1{,}1$; основное сочетание нагрузок — $n_{\text{с}} = 1$; класс сооружения IV — $k_{\text{н}} = 1{,}1$.

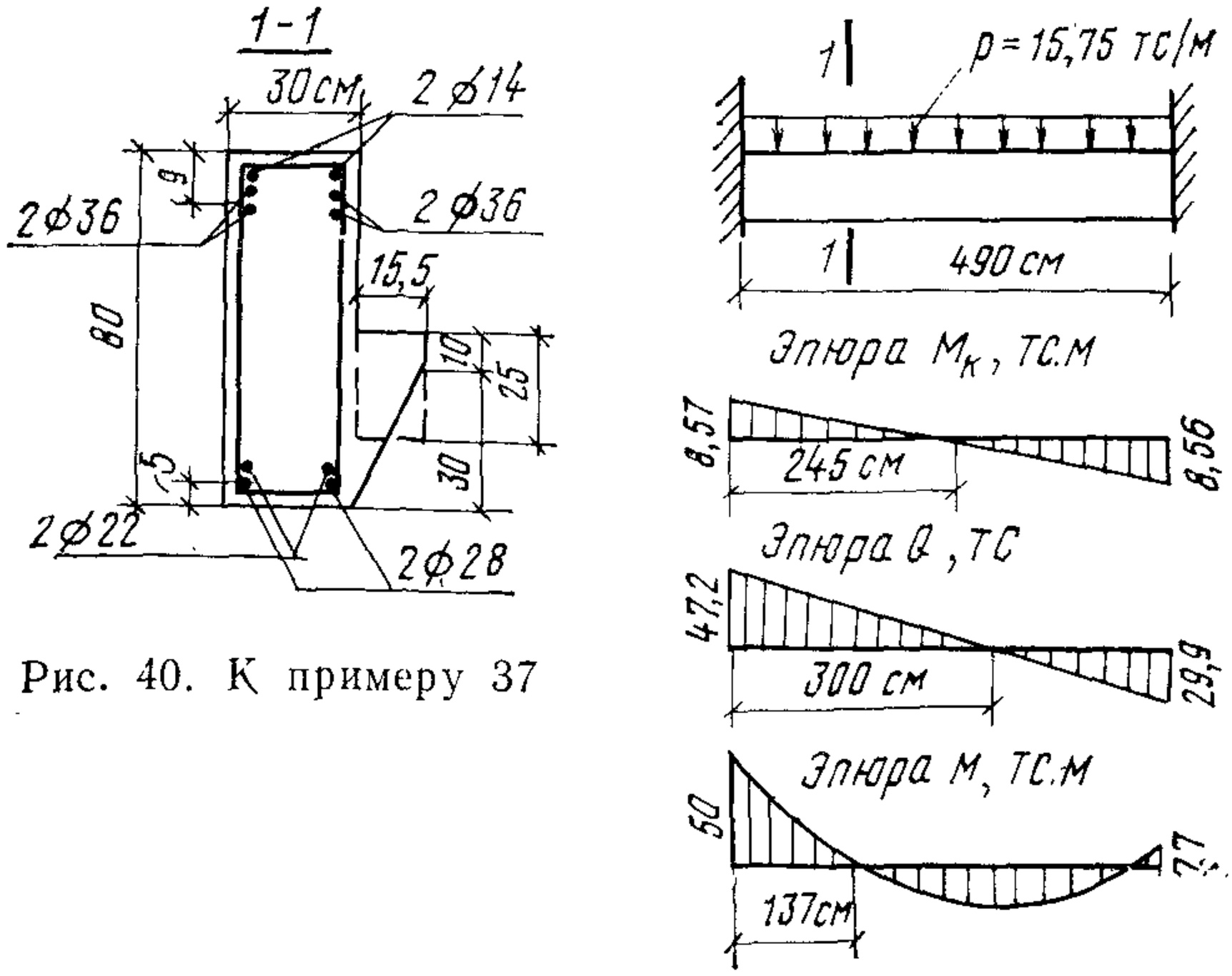


Рис. 40. К примеру 37

Требуется подобрать шаг и диаметр поперечных стержней и проверить прочность ригеля на совместное действие кручения и изгиба.

Расчет. Разобъем сечение на два прямоугольника с размерами 80×30 и 15,5×25 см и проверим сечение по условию (136). Так как $k_{\text{н}} n_{\text{с}} M_{\text{к}} = 1{,}1 \cdot 1 \cdot 8{,}56 = 9{,}4$ тс·м $< 0{,}1 m_6 R_{\text{пр}} \Sigma b^2 h = 0{,}1 \cdot 1 \cdot 135 \times \times (30^2 \cdot 80 + 15{,}5^2 \cdot 25) 10^{-5} = 10{,}5$ тс·м, условие удовлетворяется.

Расчет прочности ведем как для прямоугольного сечения с размерами $b = 30$ см и $h = 80$ см.

Так как $0{,}5Qb = 0{,}5 \cdot 47{,}2 \cdot 0{,}3 = 7{,}1$ тс·м $< M_{\text{к}} = 8{,}56$ тс·м, производим расчет пространственных сечений.

Определим интенсивность вертикальных хомутов f_{x}/u из 2-й расчетной схемы, для этого определим коэффициенты δ_1, A, γ:

$$\delta_1 = \frac{h}{2b + h} = \frac{80}{2 \cdot 30 + 80} = 0{,}571;$$

$$A = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} (M_{\text{к}} + 0{,}5Qb)}{m_{\text{a}} R_{\text{a}} F_{\text{a}_2} (b - 2a_2)} = \frac{1{,}1 \cdot 1 (856000 + 0{,}5 \cdot 47200 \cdot 30)}{1{,}1 \cdot 3600 \cdot 31{,}86 (30 - 2 \cdot 5)} = 0{,}681,$$

где $F_{\text{a}_2} = 20{,}36 + 1{,}54 + 3{,}8 + 6{,}16 = 31{,}86$ см² (2∅36 + ∅14 + ∅22 + + ∅28).

Так как $M_{\text{к}}$ и Q линейно уменьшаются от опоры к пролету, значение γ определим по формуле (148), предварительно вычислив коэффициент k.

Уменьшение усилий $M_{\text{к}}$ и Q на единице длины элемента равно

$$m_{\text{к}} = \frac{M_{\text{к}}}{l_0} = \frac{8{,}56}{2{,}45} = 3{,}49 \text{ тс};$$

$$p = \frac{Q}{l_0} = \frac{47{,}2}{3} = 15{,}75 \text{ тс/м};$$

$$k = \frac{h (m_{\text{к}} + 0{,}5pb) k_{\text{н}} n_{\text{с}}}{2 m_{\text{a}} R_{\text{a}} F_{\text{a}_2} (b - 2a_2)} = \frac{80 (3490 + 0{,}5 \cdot 157{,}5 \cdot 30)\ 1{,}1 \cdot 1}{2 \cdot 1{,}1 \cdot 3600 \cdot 31{,}86 (30 - 2 \cdot 5)} = 0{,}102.$$

Так как

$$\gamma = \frac{A^2 - 4k}{4\delta_1} = \frac{0{,}681^2 - 4 \cdot 0{,}102}{4 \cdot 0{,}571} = 0{,}0245 < \frac{A}{\sqrt{8\delta_1 + 16k}} = \frac{0{,}681}{\sqrt{8 \cdot 0{,}57 + 16 \cdot 0{,}102}} = 0{,}274,$$

принимаем $\gamma = 0{,}274$.

Проверим условие (149).

Так как

$$A = 0{,}681 < \sqrt{6\delta_1 + 16k} = \sqrt{6 \cdot 0{,}571 + 16 \cdot 0{,}102} = 2{,}25,$$

условие (149) удовлетворяется.

Необходимую интенсивность хомутов определим по формуле

$$\frac{f_{\text{x}}}{u} = \gamma \frac{R_{\text{a}} F_{\text{a}_2}}{R_{\text{a. x}} h} = 0{,}274 \frac{3600 \cdot 31{,}86}{2900 \cdot 80} = 0{,}134 \text{ см}.$$

Принимая шаг вертикальных хомутов $u=10$ см, находим их диаметр d_x

$$f_x=0{,}134\cdot 10=1{,}34 \text{ см}^2.$$

Принимаем $d_x=14$ мм, $f_x=1{,}54$ см^2.

Проверим достаточность продольной и поперечной арматуры, установленной у верхней растянутой грани приопорного участка ригеля, по 1-й расчетной схеме. Шаг и диаметр хомутов, расположенных у этой грани, принимаем такими же, как для вертикальных хомутов, т. е. $u=10$ см, $f_x=1{,}54$ см^2.

Вычисляем

$$F_a=40{,}72+3{,}08=43{,}8 \text{ см}^2 \ (4\varnothing 36+2\varnothing 14) \text{ и}$$
$$F_a'=7{,}6+12{,}32=19{,}92 \text{ см}^2 \ (2\varnothing 22+2\varnothing 28).$$

Определим высоту сжатой зоны

$$x=\frac{m_a R_a F_a - m_a R_{a.c} F_a'}{m_б R_{пр} b}=\frac{1{,}1\cdot 3600\cdot 43{,}8 - 1{,}1\cdot 3600\cdot 19{,}92}{1\cdot 135\cdot 30}=$$

$$=23{,}4 \text{ см} > 2a'=2\cdot 5=10 \text{ см}.$$

Определим $\varkappa$ и λ:

$$\varkappa=\frac{M_0}{M_к}=\frac{50}{8{,}56}=5{,}8;$$

$$\lambda=\frac{Qb}{2M_к}=\frac{47{,}2\cdot 0{,}3}{2\cdot 8{,}56}=0{,}827<0{,}9;$$

$$\frac{b}{h}=\frac{30}{80}=0{,}375.$$

По табл. 27 и 28 находим k_1 и k_2:

$$k_1=0{,}974, \quad k_2=1{,}325.$$

Проверим условия (150) и (151) при $h_0=80-9=71$ см:

$$k_н n_c M_0 \leqslant m_a k_1 \ R_a F_a (h_0-0{,}5x);$$
$$1{,}1\cdot 1\cdot 50<1{,}1\cdot 0{,}974\cdot 3600\cdot 43{,}8(71-0{,}5\cdot 23{,}4)10^{-5};$$
$$55 \text{ тс}\cdot\text{м}<100 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$k_н n_c M_к \leqslant m_a k_2 \ R_{a.x} f_x \frac{b}{u} \ (h_0-0{,}5x);$$

$$1{,}1\cdot 1\cdot 8{,}56<1{,}1\cdot 1{,}325\cdot 2900 \ \frac{30}{10}(71-0{,}5\cdot 23{,}4)10^{-5};$$

$$9{,}4 \text{ тс}\cdot\text{м}<11{,}6 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Условия (150) и (151) выполнены, т. е. прочность по 1-й расчетной схеме обеспечена.

Проверим прочность пространственного сечения по 3-й расчетной схеме по п. 3.73, *а*, принимая середину проекции пространственного сечения в нулевой точке эпюры M.

Поскольку нижняя грань ригеля менее армирована, принимаем $F_a=7{,}6+12{,}32=19{,}92$ см^2 ($2\varnothing 22+2\varnothing 28$).

Шаг и диаметр хомутов, расположенных у нижней грани, принимаем такими же, как и для вертикальных хомутов, т. е. $u=10$ см и $f_x=1{,}54$ см^2.

Вычислим **значения γ, δ и c:**

$$\gamma = \frac{R_{a.\,x} f_x}{R_a F_a} \frac{b}{u} = \frac{2900 \cdot 1,54}{3600 \cdot 19,92} \frac{30}{10} = 0,186,$$

так как $\gamma = 0,186 < 0,5$, прочность проверяется из условия (153) $k_н n_c M_к \leqslant m_a R_a F_a (h_0 - a') 2\gamma \sqrt{2\delta}$, где

$$\delta = \frac{b}{2h + b} = \frac{30}{2 \cdot 80 + 30} = 0,158;$$

$$c = \frac{b}{\sqrt{\gamma\delta}} = \frac{30}{\sqrt{0,5 \cdot 0,158}} = 106,7 \text{ см при } \gamma = 0,5$$

в соответствии с п. 3.73.

На рис. 40, *б* видно, что левая нулевая точка эпюры M отстоит от опоры дальше, чем на $\frac{c}{2} = \frac{106,7}{2} = 53,3$ см.

Принимаем невыгоднейшее расположение нулевой точки на расстоянии $C/2 = 53,3$ см от опоры.

Значение $M_к$ на этом расстоянии равно

$$M_к = 8,56 \frac{2,45 - 0,533}{2,45} = 6,7 \text{ тс·м}.$$

Тогда при $h_0 = 80 - 5 = 75$ см и $a' = 9$ см,
так как $1,1 \cdot 1 \cdot 6,7 = 7,4$ тс·м $< 1,1 \cdot 3600 \cdot 19,92 (75 - 9) \cdot 2 \times$ $\times 0,186 \sqrt{2 \cdot 0,158} = 10,85$ тс·м, прочность по 3-й расчетной схеме обеспечена.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ ПРИ ДЕЙСТВИИ МНОГОКРАТНО ПОВТОРЯЮЩЕЙСЯ НАГРУЗКИ

3.75. Расчет железобетонных элементов на выносливость производится при числе циклов изменения нагрузки 2×10^6 и более за весь расчетный срок эксплуатации сооружения (проточных частей гидроагрегатов, водосбросов, плит водобоя, подгенераторных конструкций и др.).

3.76. Расчет на выносливость сечений, нормальных к продольной оси элемента, производится сравнением краевых напряжений в бетоне и растянутой арматуре с соответствующими расчетными сопротивлениями бетона $R'_б$ и арматуры $R'_а$, определяемыми в соответствии с пп. 3.78 и 3.79.

При этом краевые напряжения в бетоне и растянутой арматуре умножаются на коэффициенты надежности $k_н$ и сочетаний нагрузок n_c, принимаемые по п. 1.2.

Сжатая арматура на выносливость не рассчитывается.

3.77. В трещиностойких элементах краевые напряжения в бетоне и арматуре определяются по расчету как для упругого тела по приведенным сечениям в соответствии с п. 3.80.

В нетрещиностойких элементах площадь и момент сопротивления приведенного сечения определяются без учета растянутой зоны бетона и при треугольной эпюре напряжений в сжатой зоне (по второй стадии) исходя из гипотезы плоских сечений. При этом

высота сжатой зоны бетона определяется по п. 4.20. Напряжение в арматуре определяется по п. 4.6.

3.78. Расчетные сопротивления бетона при расчете железобетонных конструкций на выносливость $R'_{пр}$ и $R'_{р}$ вычисляются умножением соответствующих значений сопротивления бетона $R_{пр}$ и $R_{р}$ на коэффициент условий работы $m_{б_2}$, принимаемый по табл. 29, и $m_{б_3}$, принимаемый по табл. 8.

Таблица 29

Состояние бетона по влажности	Коэффициент условий работы бетона $m_{б_2}$ при многократно повторяющейся нагрузке и коэффициенте асимметрии цикла $\rho_б$, равном							
	0—0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	≥ 0,8
Естественной влажности	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1
Водонасыщенный	0,45	0,5	0,6	0,7	0,8	0,85	0,95	1

$\rho_s = \frac{\sigma_{б_{мин}}}{\sigma_{б_{макс}}}$, где $\sigma_{б_{мин}}$ и $\sigma_{б_{макс}}$ — соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки. При знакопеременной нагрузке коэффициент $m_{б_2}$ принимается равным 0,65 для бетона естественной влажности и 0,45 — для водонасыщенного бетона.

Примечание. Значения коэффициента $m_{б_2}$ для бетонов, марка которых установлена в возрасте 28 дней, принимаются во главе СНиП II-21-75.

3.79. Расчетное сопротивление ненапрягаемой растянутой стержневой арматуры R'_a при расчете железобетонных конструкций на выносливость определяется по формуле

$$R'_a = m_a m_{a_1} R_a, \qquad (156)$$

где m_a — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 16, для железобетонных конструкций m_{a_2}, для сталежелезобетонных конструкций m_{a_3};

m_{a_1} — коэффициент условий работы, вычисляемый по формуле

$$m_{a_1} = \frac{1{,}8 k_0 k_д k_c}{1 - \rho_a \left(1 - \frac{k_0 k_д k_c}{1{,}8}\right)}, \qquad (157)$$

здесь k_0 — коэффициент, учитывающий класс арматуры, принимаемый по табл. 30;

$k_д$ — коэффициент, учитывающий диаметр арматуры, принимаемый по табл. 31;

k_c — коэффициент, учитывающий тип сварного стыка, принимаемый по табл. 32;

Таблица 30

Класс арматуры	A-I	A-II	A-III
Коэффициент k_0	0,44	0,32	0,28

Таблица 31

Диаметр арматуры, мм	20	30	40	60
Коэффициент k_q	1	0,9	0,85	0,8

Примечание. Для промежуточных значений диаметра арматуры величина коэффициента $k_д$ принимается интерполяцией.

Таблица 32

Тип сварного соединения стержневой арматуры	Коэффициент k_c
Контактные стыковые по ГОСТ 14098—68 и ГОСТ 19293—73 типов:	
КС-М (с механической зачисткой)	1
КС-О (без механической зачистки)	0,8
Стыковое, выполненное способом ванной одноэлектродной сварки на стальной подкладке при его длине:	0,8
5 диаметров и более наименьшего из стыкуемых стержней	0,8
1,5—3 диаметра наименьшего из стыкуемых стержней	0,6
Стыковое с парными симметричными накладками по ГОСТ 19293—73	0,55

Примечание. Для арматуры, не имеющей стыковых соединений, значение k_c принимается равным единице.

$\rho_a = \pm \left| \frac{\sigma_{a_{мин}}}{\sigma_{a_{макс}}} \right|$ — коэффициент асимметрии цикла,

где $\sigma_{a_{мин}}$ и $\sigma_{a_{макс}}$ — соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в растянутой арматуре. Знак «плюс» принимается при однозначных напряжениях, знак «минус» — при напряжениях разного знака.

Растянутая арматура на выносливость не рассчитывается, если величина коэффициента m_{a_1}, определяемая по формуле (157), больше 1.

3.80. При расчете железобетонных конструкций на выносливость неупругие деформации в сжатой зоне бетона учитываются снижением величины модуля упругости бетона, принимая коэ ффициенты приведения арматуры к бетону n' по табл. 33.

Таблица 33

Проектная марка бетона	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 500	М 600
Коэффициент приведения n'	25	23	20	18	15	10	10

$$\rho_б = \frac{\sigma_{б_{мин}}}{\sigma_{б_{макс}}},$$

где $\sigma_{б_{мин}}$ и $\sigma_{б_{макс}}$ — соответственно наименьшее и наибольшее напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки. При знакопеременной нагрузке коэффициент $m_{б_2}$ принимается равным 0,65 для бетона естественной влажности и 0,45 — для водонасыщенного бетона.

Примечание. Значения коэффициента $m_{б_2}$ для бетонов, марка которых установлена в возрасте 28 дней, принимаются по главе СНиП II-21-75.

3.81. Расчетные сопротивления арматуры на выносливость предварительно напряженных конструкций определяются по главе СНиП II-21-75.

3.82. В элементах железобетонных конструкций при расчете на выносливость наклонных сечений главные растягивающие напряжения, умноженные на коэффициенты $k_н$ и $n_с$, воспринимаются бетоном, если их величина не превышает $R_р'$. Если главные растягивающие напряжения превышают $R_р'$, их равнодействующая полностью передается на поперечную арматуру при напряжениях в ней, равных расчетным сопротивлениям $R_а'$.

3.83. Величина главных растягивающих напряжений определяется по формулам:

$$\sigma_{гл} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau^2}; \qquad (158)$$

$$\sigma_x = \frac{My}{I_п} \pm \frac{N}{F_п}; \qquad (159)$$

$$\tau = \frac{QS_п}{I_п b}. \qquad (160)$$

В формулах (158)—(160):

M, Q и N — усилия, определенные при значении коэффициента перегрузки, равном единице;

σ_x и τ — соответственно нормальное и касательное напряжения в бетоне;

$I_{\text{п}}$ — момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести;

$S_{\text{п}}$ — статический момент части приведенного сечения, лежащей по одну сторону от оси, на уровне которой определяются касательные напряжения, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до линии, на уровне которой определяется напряжение;

b — ширина сечения на том же уровне.

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения главные растягивающие напряжения $\sigma^{\text{р}}_{\text{гл}}$ допускается определять по формуле

$$\sigma^{\text{р}}_{\text{гл}} = \tau = \frac{Q}{bz}, \tag{161}$$

где $z=0{,}9h_0$.

В формуле (158) растягивающие напряжения вводятся со знаком «плюс», а сжимающие — со знаком «минус».

В формуле (159) знак «минус» принимается для внецентренно-сжатых элементов, знак «плюс» — для внецентренно-растянутых.

При учете нормальных напряжений, действующих в направлении, перпендикулярном оси элемента, главные растягивающие напряжения $\sigma_{\text{гл}}$ определяются по формуле

$$\sigma_{\text{гл}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2_{xy}}, \tag{162}$$

где σ_x — нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки;

σ_y — нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределенной нагрузки;

τ_{xy} — касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки.

Напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} определяются как для упругого тела.

Напряжения σ_x и σ_y подставляются в формулу (162) со знаком «плюс», если они растягивающие, и со знаком «минус», если сжимающие.

3.84. Расчет по образованию трещин при действии многократно повторяющейся нагрузки производится из условия

$$n_{\text{с}}\sigma_{\text{р}} \leqslant m_{\text{б}_2} R_{\text{рII}}, \tag{163}$$

где $\sigma_{\text{р}}$ — максимальное нормальное растягивающее напряжение в бетоне, определяемое расчетом как для упругого тела по приведенным сечениям с учетом п. 3.80.

Примеры расчета к пп. 3.75—3.84

Пример 38. *Дано.* Железобетонное сечение диффузора отсасывающей трубы, $h=1{,}2$ м, $h_0=1{,}15$ м, $b=1$ м; М 200, арматура класса А-II; сооружение I класса — $k_{\text{н}}=1{,}25$.

Нагрузки:

статические — собственный вес ригеля, превышение давления в трубе при аварийном сбросе нагрузки, температурные воздействия (равномерный нагрев или охлаждение);

динамические — пульсационное давление, вызванное нестационарностью гидравлического режима в трубе.

При расчете по статической схеме:

$M=\begin{cases}+96{,}5 \text{ тс}\cdot\text{м};\\ -74{,}5 \text{ тс}\cdot\text{м}.\end{cases}$ $Q=\begin{cases}13{,}6 \text{ тс};\\ 28{,}2 \text{ тс}.\end{cases}$ $N_{сж}=\begin{cases}4 \text{ тс};\\ 1{,}8 \text{ тс}.\end{cases}$

Площадь рабочей арматуры $F_а=33{,}15$ см², $F_а'=26{,}31$ см²; поперечное армирование отсутствует.

При расчете по динамической схеме:

момент меняется от 31,5 тс·м до минус 9,5 тс·м (характеристика цикла ρ отрицательна), поперечная сила меняется от 16 тс до 0, $N_р=0{,}1$ тс;

число циклов загружения $N=5{,}8\cdot10^8>2\cdot10^6$.

Требуется рассчитать на выносливость железобетонное сечение.

Расчет. Проверяем трещиностойкость сечения в соответствии с п. 3.84 как для упругого изгибаемого элемента (силой сжатия пренебрегаем ввиду ее малого значения).

Для этого определим приведенные характеристики сечения как для упругого тела:

$$y_0=\frac{S_0}{F_п}=\frac{\frac{bh^2}{2}+n'F_а a+n'F_а'(h-a')}{bh+n'(F_а+F_а')}=$$

$$=\frac{1\frac{1{,}2^2}{2}+25\cdot0{,}003315\cdot0{,}05+25\cdot0{,}002631\,(1{,}2-0{,}05)}{1\cdot1{,}2+25\,(0{,}003315+0{,}002631)}=0{,}58 \text{ м},$$

где $n'=25$ (по табл. 33);

$$I_п=\frac{1\cdot1{,}2^3}{12}+1\cdot1{,}2(0{,}6-0{,}58)^2+25(0{,}003315\cdot0{,}53^2+0{,}002631\times$$

$$\times0{,}57^2)=0{,}189 \text{ м}^4;$$

$$W_п=\frac{0{,}189}{0{,}58}=0{,}326 \text{ м}^3.$$

Так как

$$n_с\sigma_р=n_с\frac{M}{W_п}=1\frac{31{,}5}{0{,}326}=97 \text{ тс/м}^2>m_{б_2}R_{рII}=$$

$$=0{,}65\cdot115=75 \text{ тс/м}^2,$$

где $m_{б_2}=0{,}65$ по табл. 29 при знакопеременной нагрузке, сечение нетрещиностойкое, поэтому в дальнейшем расчет сечения будем производить без учета работы растянутой зоны бетона в предположении треугольной эпюры напряжений в сжатой зоне в соответствии с п. 3.77, т. е.

высоту сжатой зоны бетона x определяем из условия

$$S_п=\frac{bx^2}{2}-n'F_а(h_0-x)+n'F_а'(x-a')=0.$$

1. При $M_{макс}=31{,}5$ тс·м ($N\approx0$)

$$\frac{1 \cdot x^2}{2} - 25 \cdot 0,003315\,(1,15 - x) + 25 \cdot 0,002631\,(x - 0,05) = 0,$$

откуда $x = 0,32$ м;

$$I_{\text{п}} = \frac{bx^3}{3} + n' F_{\text{a}}' \left(x - a'\right)^2 + n F_{\text{a}} \left(h_0 - x\right)^2 =$$

$$= \frac{1 \cdot 0,32^3}{3} + 25 \cdot 0,00263\,(0,32 - 0,05)^2 +$$

$$+ 25 \cdot 0,003315\,(1,15 - 0,32)^2 = 0,0729 \text{ м}^4;$$

напряжение в бетоне

$$\sigma_{\text{б}_{\text{макс}}} = \frac{M \cdot x}{I_{\text{п}}} = \frac{31,5 \cdot 0.32}{0,0729} = 138 \text{ тс/м}^2 = 13,8 \text{ кгс/см}^2.$$

В соответствии с примечанием к табл. 8 расчетное сопротивление умножается на произведение соответствующих коэффициентов условий работы, в данном случае на $m_{\text{б}_2} = 0,65$ и $m_{\text{б}_3} = 1,15$, т. е.

$R_{\text{б}}' = m_{\text{б}_2} m_{\text{б}_3} R_{\text{пр}} = 0,65 \cdot 1,15 \cdot 90 = 67,3$ кгс/см^2.

Выносливость бетона на сжатие обеспечена, так как при наибольшей величине момента $M = 31,5$ тс·м

$k_{\text{н}} n_{\text{с}} \sigma_{\text{б}_{\text{макс}}} = 1,25 \cdot 1 \cdot 13,8 = 17,2$ кгс/см$^2 < R_{\text{б}}' = 67,3$ кгс/см^2.

Напряжение в растянутой (нижней) арматуре

$$\sigma_{\text{а}_{\text{макс}}} = \frac{n' M\,(h_0 - x)}{I_{\text{п}}} = \frac{25 \cdot 31,5 \cdot 10^5\,(115 - 32)}{7,29 \cdot 10^6} = 900 \text{ кгс/см}^2$$

или в соответствии с п. 3.77 по формуле (170)

$$\sigma_{\text{а}_{\text{макс}}} = \frac{M}{F_{\text{а}} z} = \frac{31,5 \cdot 10^5}{33,15 \cdot 105} = 905 \text{ кгс/см}^2 \approx 900 \text{ кгс/см}^2,$$

где

$$z = h_0 - \frac{x}{3} = 115 - \frac{32}{3} = 105 \text{ см}.$$

Напряжение в сжатой (верхней) арматуре

$$\sigma_{\text{а}_{\text{мин}}}' = -\frac{n' M\,(x - a')}{I_{\text{п}}} = -\frac{25 \cdot 31,5 \cdot 10^5\,(32 - 5)}{7,29 \cdot 10^6} =$$

$$= -292 \text{ кгс/см}^2.$$

2. При $M_{\text{мин}} = -9,5$ тс·м $(N \approx 0)$

$$\frac{1 \cdot x^2}{2} - 25 \cdot 0,002631\,(1,15 - x) + 25 \cdot 0,003315\,(x - 0,05) = 0,$$

откуда $x = 0,28$ м;

$$I_{\text{п}} = \frac{1 \cdot 0,28^3}{3} + 25 \cdot 0,003315\,(0,28 - 0,05)^2 +$$

$$+ 25 \cdot 0,002631 \cdot (1,15 - 0,28)^2 = 0,006139 \text{ м}^4;$$

напряжение в сжатой (нижней) арматуре

$$\sigma_{a_{мин}} = -\frac{n'M(x-a')}{I_п} = -\frac{25\cdot 9{,}5\cdot 10^5\,(28-5)}{6{,}14\cdot 10^6} = -89{,}2\ кгс/см^2;$$

напряжение в растянутой (верхней) арматуре

$$\sigma'_{a_{макс}} = \frac{n'M(h_0-x)}{I_п} = \frac{25\cdot 9{,}5\cdot 10^5\,(115-28)}{6{,}14\cdot 10^6} = 337\ кгс/см^2.$$

Проверяем прочность арматуры:

а) нижней

$$\rho_a = \frac{\sigma_{a_{мин}}}{\sigma_{a_{макс}}} = -\frac{89{,}2}{900} = -0{,}099;$$

по формуле (157)

$$m_{a_1} = \frac{1{,}8k_0k_дk_c}{1-\rho_a\left(1-\frac{k_0k_дk_c}{1{,}8}\right)} = \frac{1{,}8\cdot 0{,}32\cdot 0{,}89\cdot 0{,}8}{1+0{,}099\left(1-\frac{0{,}32\cdot 0{,}89\cdot 0{,}8}{1{,}8}\right)} = 0{,}376,$$

где $k_0=0{,}32$, $k_д=0{,}89$ (∅ 32), $k_c=0{,}8$ (ванный стык) соответственно по табл. 30, 31, 32.

В соответствии с примечанием к табл. 16 расчетное сопротивление умножается на произведение соответствующих коэффициентов условий работы, в данном случае на $m_{a_1}=0{,}376$ и $m_{a_2}=1{,}15$, т. е.

$$R'_a = m_{a_1}m_{a_2}R_a = 0{,}376\cdot 1{,}15\cdot 2700 = 1165\ кгс/см^2.$$

Так как

$$k_н n_c \sigma_{a_{макс}} = 1{,}25\cdot 1\cdot 900 = 1125\ кгс/см^2 < R'_a = 1165\ кгс/см^2,$$

прочность нижней арматуры обеспечена;

б) верхней

$$\rho_a = \frac{\sigma'_{a_{мин}}}{\sigma'_{a_{макс}}} = -\frac{292}{337} = -0{,}866;$$

$$m_{a_1} = \frac{1{,}8k_0k_дk_c}{1-\rho_a\left(1-\frac{k_0k_дk_c}{1{,}8}\right)} = \frac{1{,}8\cdot 0{,}32\cdot 0{,}89\cdot 0{,}8}{1+0{,}866\left(1-\frac{0{,}32\cdot 0{,}89\cdot 0{,}8}{1{,}8}\right)} = 0{,}234;$$

$$R'_a = m_{a_1}m_{a_2}R_a = 0{,}234\cdot 1{,}15\cdot 2700 = 728\ кгс/см^2.$$

Так как

$$k_н n_c \sigma'_{a_{макс}} = 1{,}25\cdot 1\cdot 337 = 421\ кгс/см^2 < R'_a = 728\ кгс/см^2,$$

прочность верхней арматуры обеспечена.

Проверка наклонного сечения

$\rho_б = \frac{0}{16} = 0$, т. е. $m_{б_2}=0{,}65$ по табл. 29.

По формуле (161)

$$\sigma_{гл}^{р} = \tau = \frac{Q}{bz} = \frac{16}{1 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}15} = 15{,}5 \text{ тс/м}^2 = 1{,}55 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как $k_н n_с \sigma_{гл} = 1{,}25 \cdot 1 \cdot 1{,}55 = 1{,}94$ кгс/см$^2 < R_р' = m_{б_2} m_{б_3} R_р = 0{,}65 \cdot 1{,}15 \cdot 7{,}5 = 5{,}6$ кгс/см^2, поперечная арматура не требуется, *главные растягивающие напряжения полностью воспринимаются* бетоном.

Пример 39. *Дано.* Перекрытие водосброса здания ГЭС, $h = 2$ м, $h_0 = 1{,}85$ м, $a = a' = 0{,}15$ м; $b = 1$ м, бетон марки М 200; арматура класса А-II, сооружение I класса — $k_н = 1{,}25$; число циклов $N = 3 \cdot 10^6 > 2 \cdot 10^6$; в расчетном нетрещиностойком сечении на статическую нагрузку поставлена $F_а^в = 39$ см^2/м, $F_а^н = 65$ см^2/м (∅ 50 А-II), хомуты ∅ 20 А-II шагом 40×80 см на длине 1,8 м от опоры; при динамической нагрузке момент в сечении меняется от плюс 170 до минус 100 тс·м, поперечная сила от плюс 90 до минус 50 тс, продольная сила от 30 тс сжатия до 18 тс растяжения.

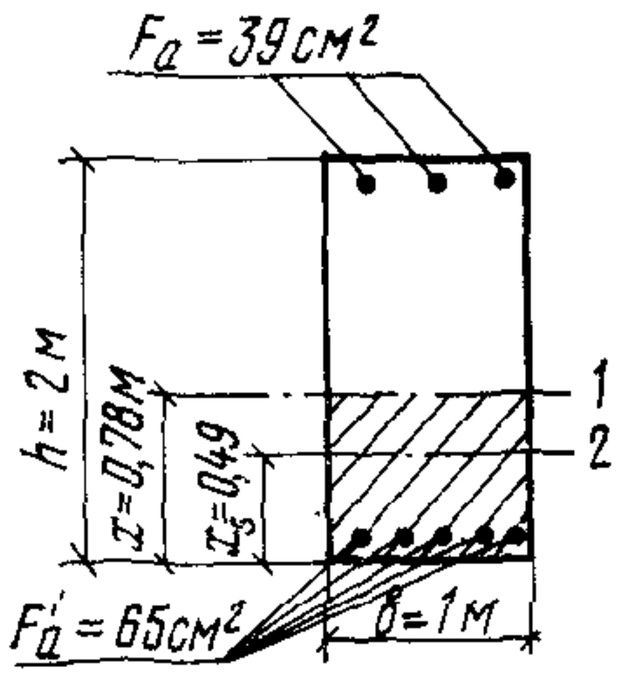


Рис. 41. К примеру 39

1 — нейтральная ось; 2 — центральная ось (центр тяжести приведенного сечения)

Требуется *рассчитать на выносливость* наклонное сечение.

Расчет. Определим величину главных растягивающих напряжений, для чего найдем геометрические характеристики сечения без учета растянутой зоны бетона и при треугольной эпюре напряжений в сжатой зоне.

1) При $M = 170$ тс·м, $N_{сж} = 30$ тс, $Q = 90$ тс, $e_0 = 5{,}66$ м, $e = 6{,}51$ м, $e' = 4{,}81$ м, $F_а = 39$ см^2, $F_а' = 65$ см^2.

Для внецентренно-сжатого сечения высота сжатой зоны определяется по формуле (186) или по рис. 2 прил. 8:

$$x^3 - 3x^2 (h_0 - e) + \frac{6n'}{b} (F_а e - F_а' e') x - \frac{6n'}{b} \times$$

$$\times (F_а e h_0 + F_а' e' h_0') = 0;$$

$$x^3 - 3x^2 (185 - 651) + \frac{6 \cdot 25}{100} (39 \cdot 651 + 65 \cdot 481) x -$$

$$- \frac{6 \cdot 25}{100} (39 \cdot 651 \cdot 185 + 65 \cdot 481 \cdot 185) = 0,$$

откуда $x = 78$ см.

Определим x_s (рис. 41):

$$x_s = \frac{\frac{bx^2}{2} + n' (F_а h_0 + F_а' a')}{bx + n' (F_а + F_а')} =$$

$$= \frac{1 \frac{0{,}78^2}{2} + 25 (0{,}0039 \cdot 1{,}85 + 0{,}0065 \cdot 0{,}15)}{1 \cdot 0{,}78 + 25 (0{,}0039 + 0{,}0065)} = 0{,}49 \text{ м} = 49 \text{ см};$$

$$F_{\text{пр}}=1,04 \text{ м}^2;$$

$$S_{\text{пр. ц}}=bx\left(x_s-\frac{x}{2}\right)+n'F'_a\left(x_s-a'\right)=$$

$$=1\cdot0,78\,(0,49-0,39)+25\cdot0,0065\,(0,49-0,15)=0,133 \text{ м}^3;$$

$$I_{\text{пр. ц}}=\frac{bx^3}{12}+bx\left(x_s-\frac{x}{2}\right)^2+n'F'_a\left(x_s-a'\right)^2+$$

$$+n'F_a\left(h_0-x_s\right)^2=\frac{1\cdot0,78^3}{12}+1\cdot0,78\,(0,49-0,39)^2+$$

$$+25\cdot0,0065\,(0,49-0,15)^2+25\cdot0,0039\,(1,85-0,49)^2=0,246 \text{ м}^4.$$

На нейтральной оси $\sigma_x=0$.

$$\sigma^{\text{р}}_{\text{гл}_1}=\tau_1=\frac{QS_{\text{пр. ц}}}{I_{\text{пр. ц}}b}=\frac{90\cdot0,133}{0,246\cdot1}=48,7 \text{ тс/м}^2=4,87 \text{ кгс/см}^2.$$

2) При $M=-100$ тс·м, $N_{\text{р}}=18$ тс, $Q=50$ тс, $e_0=5,55$ м, $e=4,7$ м, $e'=6,4$ м, $F_a=65$ см², $F'_a=39$ см².

Для внецентренно-растянутого сечения высота сжатой зоны определяется по формуле (187) или по рис. 3 прил. 8:

$$x^3-3x^2\left(h_0+e\right)-\frac{6n'}{b}\left(F_ae+F'_ae'\right)x+\frac{6n'}{b}\left(F_aeh_0+\right.$$

$$\left.+F'_ae'h'_0\right)=0;$$

$$x^3-3x^2\,(185+470)-\frac{6\cdot25}{100}\,(65\cdot470+39\cdot640)\,x+$$

$$\frac{6\cdot25}{100}\cdot(65\cdot470\cdot185+39\cdot640\cdot185)=0,$$

откуда $x=71$ см;

$$x_s=\frac{\frac{1\cdot0,71^2}{2}+25\,(0,0065\cdot1,85+0,0039\cdot0,15)}{1\cdot0,71+25\,(0,0065+0,0039)}=0,585 \text{ м};$$

$$F_{\text{пр}}=0,97 \text{ м}^2;\quad S_{\text{пр. ц}}=1\cdot0,71\,(0,585-0,355)+$$

$$+25\cdot0,0039\,(0,585-0,15)=0,205 \text{ м}^3;$$

$$I_{\text{пр. ц}}=\frac{1\cdot0,71^3}{12}+1\cdot0,71\,(0,585-0,355)^2+$$

$$+25\cdot0,0039\,(0,585-0,015)^2+25\cdot0,0065\cdot(1,85-0,585)^2=$$

$$=0,346 \text{ м}^4.$$

На нейтральной оси $\sigma_x=0$.

$$\sigma^{\text{р}}_{\text{гл}_2}=\tau_2=\frac{50\cdot0,205}{0,346\cdot1}=29,8 \text{ тс/м}^2=2,98 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\rho_{\text{б}}=-\frac{\sigma^{\text{р}}_{\text{гл}_{\text{мин}}}}{\sigma^{\text{р}}_{\text{гл}_{\text{макс}}}}=-\frac{2,98}{4,87}=-0,61,$$

по табл. 29 $m_{б_2} = 0{,}65$.

Так как

$$k_н n_с \sigma^{р}_{гл_{макс}} = 1{,}25 \cdot 1 \cdot 4{,}87 = 6{,}1 \text{ кгс/см}^2 > R'_р =$$

$$= m_{б_2} m_{б_3} R_р = 0{,}65 \cdot 1{,}15 \cdot 7{,}5 = 5{,}6 \text{ кгс/см}^2,$$ равнодействующая

главных растягивающих напряжений должна быть воспринята поперечной арматурой.

При знакопеременной нагрузке армировать отгибами неэкономично, так как требуются отгибы двух направлений.

При армировании хомутами коэффициент асимметрии цикла равен нулю при знакопеременной нагрузке, так как хомуты независимо от направления нагрузки работают на растяжение, т. е. $\rho_а = 0$,

$$m_{а_1} = \frac{1{,}8 k_0 k_д k_с}{1 - \rho_а \left(1 - \frac{k_0 k_д k_с}{1{,}8}\right)} = \frac{1{,}8 \cdot 0{,}32 \cdot 1 \cdot 1}{1} = 0{,}576,$$

где $k_0 = 0{,}32$; $k_д = 1$ (∅ 20); $k_с = 1$ соответственно по табл. 30, 31, 32.

Равнодействующая главных растягивающих напряжений при длине эпюры поперечных сил, равной 6 м,

$$T_х = \frac{1}{2} \sigma^{р}_{гл_{макс}} bl = \frac{1}{2} 4{,}87 \cdot 100 \cdot 600 = 146000 \text{ кгс} = 146 \text{ тс};$$

$$\Sigma F_х = \frac{k_н n_с T_х}{m_{а_1} m_{а_2} R_а} \doteq \frac{1{,}25 \cdot 1 \cdot 146000}{0{,}576 \cdot 1{,}15 \cdot 2700} = 102 \text{ см}^2.$$

Примем шаг хомутов 20×40 см и продлим армирование хомутами до 2,6 м от опоры, тогда $f_х = \frac{\Sigma F_х}{n_х l} = \frac{102}{5 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}6} = 3{,}14 \text{ см}^2$, что соответствует диаметру хомутов ∅ 20 А-II.

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК В СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

3.85. Сборно-монолитные конструкции, а также монолитные конструкции с несущей арматурой рассчитываются по прочности, деформациям, образованию и раскрытию трещин на следующие две стадии работы конструкции:

а) до приобретения бетоном, уложенным на месте использования конструкции, заданной прочности — на воздействие нагрузки от собственного веса этого бетона и других нагрузок, действующих на данном этапе возведения конструкции;

б) после приобретения бетоном, уложенным на месте использования конструкции, заданной прочности — на нагрузки, действующие при эксплуатации конструкции, включая собственный вес.

3.86. Расчет по первой группе предельных состояний (по прочности) производится на расчетные нагрузки раздельно по двум стадиям без суммирования усилий и напряжений.

При этом принимается следующий порядок расчета:

1) рассчитывается конструкция на полную эксплуатационную нагрузку с учетом собственного веса при полной высоте сечения

с соответствующими коэффициентами перегрузки n и коэффициентами $k_н$, $n_с$, m ($F_{а_{экспл}}$);

2) подбирается высота сборных железобетонных балок на нагрузки строительного периода (на вес свежеуложенного бетона) таким образом, чтобы арматура этого этапа $F_{а_I}$ не превышала арматуру эксплуатационного периода ($F_{а_I} \leqslant F_{а_{экспл}}$) при

$$\xi_I = \frac{x_I}{h_{0_I}} \leqslant \xi_R.$$

Нагрузки строительного периода определяются в соответствии с прил. 1 к главе СНиП III-15-76 «Бетонные и железобетонные конструкции монолитные».

Разрешается расчет строительного периода производить при $\gamma_б = \gamma_{жб} = 2{,}5$ тс/м^3 для сборного и для монолитного бетона при едином коэффициенте перегрузки $n = 1{,}2$ и коэффициентах $k_н = n_с = m_а = m_б = 1$.

Кроме того, высоту и ширину ребра сборных несущих железобетонных балок рекомендуется назначать так, чтобы не требовалась дополнительная арматура на восприятие поперечной силы строительного периода. При этом, если сборная балка в дальнейшем будет входить в перекрытие (плитную конструкцию), разрешается не армировать ее поперечной арматурой при условии, что $Q_I \leqslant 0{,}9 R_р b_р h_{0I}$.

Если же сборная балка представляет собой первый ярус подкрановой или забральной балки (балочной конструкции), соответственно $Q_I \leqslant 0{,}6 R_р b_р h_{0I}$.

Если перечисленные условия не соблюдаются, целесообразно увеличить высоту (ширину) ребра балки, если это позволяет грузоподъемность механизмов, или разбить строительный этап на два (или более) этапа. При этом площадь арматуры каждого этапа, рассчитанная только на нагрузки этого этапа, не должна превышать площади арматуры эксплуатационного периода при обязательном соблюдении условия $\xi_э \leqslant \xi_R$.

3.87. Расчет по второй группе предельных состояний допускается ограничить проверкой величины прогиба сборного элемента на нормативные нагрузки строительного периода (первый этап). При этом, если $h_I/l > 1/22$, проверку прогиба сборного элемента разрешается не производить.

Величину раскрытия трещин допускается проверять только в эксплуатационный период при напряжениях в арматуре, равных $R_а$, определенных из расчета прочности.

3.88. В наклонных перекрытиях (перекрытиях отсасывающих труб) полная нагрузка раскладывается на нагрузку, действующую нормально к нижней грани перекрытия, и на нагрузку, действующую в плоскости перекрытия параллельно нижней грани.

Пример расчета к пп. 3.85—3.88

Пример 40. *Дано.* Перекрытие здания ГЭС высотой $h = 3$ м и пролетом в свету 11 м возводится с помощью типовых для данного здания ГЭС сборных балок высотой $h = 65$ см, $h_0 = 55$ см, $b_п = 140$ см, $b_р = 100$ см (рис. 42), принятых по условиям производства работ и грузоподъемности крана 25 т; расчетный пролет балки 11,15 м; арматура сборных балок, подобранная из расчета перекрытия на эксплуатационные нагрузки, $F_а = 65{,}5$ см^2/м (3,3 ∅ 50 А-II); расчет-

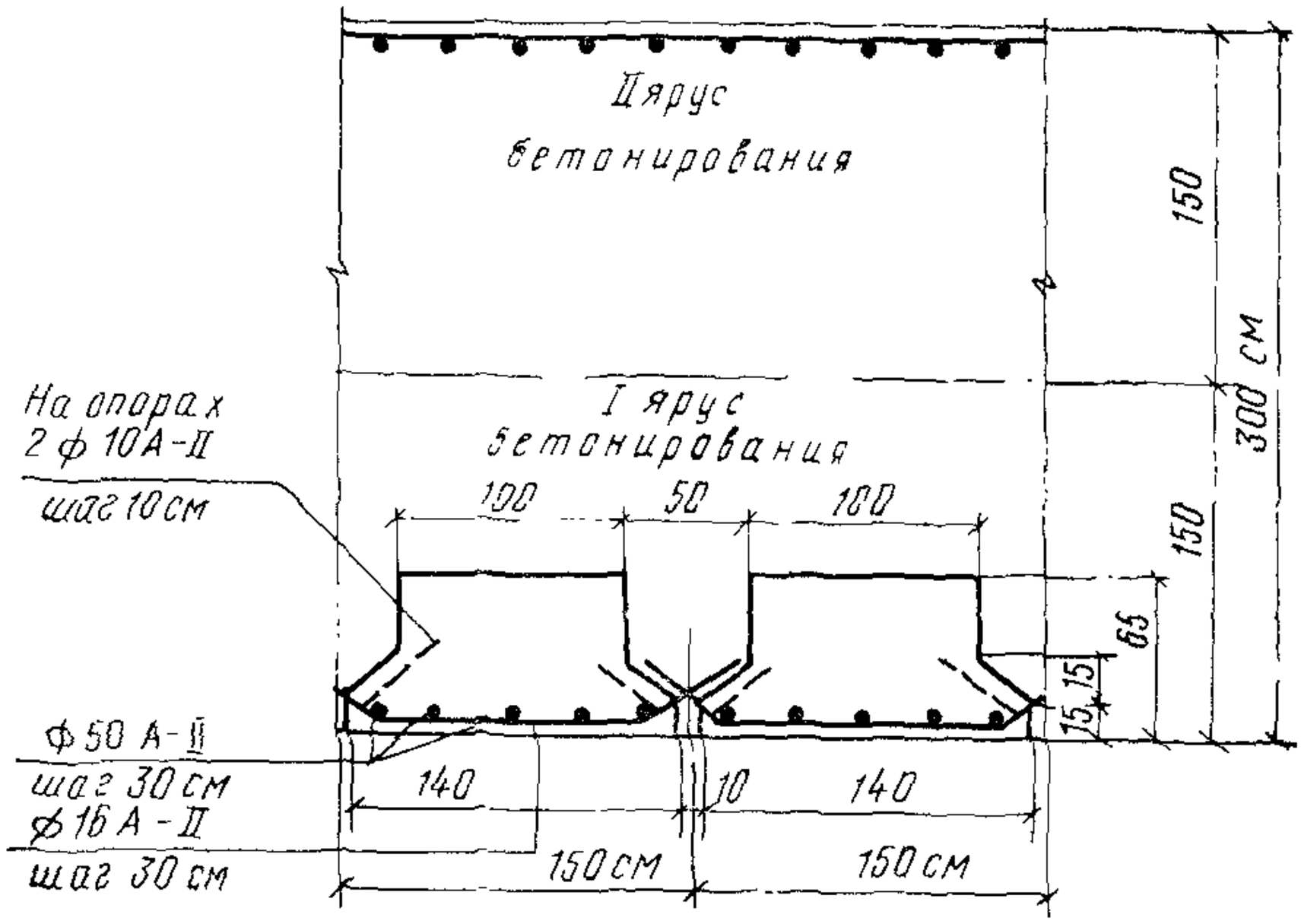


Рис. 42. К примеру 40

ные усилия на 1 м ширины перекрытия с учетом противодавления и коэффициентов $k_н=1{,}2$, $n_с=1$, $m_а=m_б=1{,}15$, $M=260$ тс·м, $N_р=130$ тс; бетон марки М 250, $R_{пр}=110$ кгс/см^2, $R_р=8{,}8$ кгс/см^2; монолитный бетон перекрытия марки М 200; $R_{пр}=90$ кгс/см^2, $R_р=7{,}5$ кгс/см^2.

Требуется определить порядок возведения перекрытия здания ГЭС, величины прогибов и раскрытия трещин перекрытия при заданных арматуре и высоте сборных балок.

Расчет. Определим возможную высоту бетонирования (высоту первого яруса) при заданных арматуре и высоте балки при $n=1{,}2$ и $k_н=n_с=m_а=m_б=1$, в соответствии с п. 3.86.

Для этого определим несущую способность балки.

Высота сжатой зоны при расчетной ширине $b=1{,}5$ м и $F_а=$ $=65{,}5\cdot 1{,}5=98{,}3$ см^2

$$x=\frac{m_а R_а F_а}{m_б R_{пр} b}=\frac{1\cdot 2700\cdot 98{,}3}{1\cdot 110\cdot 150}\approx 16 \text{ см} < \xi_R h_0 =$$

$$=0{,}6\cdot 55=33 \text{ см};$$

из условия (33)

$$k_н n_с M \leqslant m_б R_{пр} b x(h_0-0{,}5x)=1\cdot 110\cdot 150\cdot 16(55-0{,}5\cdot 16)=123{,}8\times$$
$$\times 10^5 \text{ кгс·см}=123{,}8 \text{ тс·м},$$

т. е. при $k_н=n_с=1$ несущая способность балки $M=123{,}8$ тс·м. Для шарнирно-опертой балки $M=\frac{ql^2}{8}$ отсюда

$$q=\frac{8M}{l^2}=\frac{8\cdot 123{,}8}{11{,}15^2}=7{,}97 \text{ тс/м}.$$

Вес балки и монолитного бетона $q=n\gamma_б Hb$, отсюда

$$H=\frac{q}{n\gamma_б b}=\frac{7{,}97}{1{,}2\cdot 2{,}5\cdot 1{,}5}=1{,}77 \text{ м}.$$

Принимаем высоту первого яруса бетонирования $H_1=1{,}5$.

Расчет сборной железобетонной балки на нагрузку первого яруса бетонирования

В соответствии с п. 3.86 принимаем коэффициент перегрузки $n=1{,}2$ и $k_н=n_с=m_а=m_б=1$.

Нормативная нагрузка $q_1^н=\gamma_б H_1 b=2{,}5\cdot 1{,}5\cdot 1{,}5=5{,}63$ тс/м.

Расчетная нагрузка $q_1=nq_1^н=1{,}2\cdot 5{,}63=6{,}75$ тс/м.

Расчетные усилия

$$M=\frac{q_1 l^2}{8}=\frac{6{,}75\cdot 11{,}15^2}{8}=105 \text{ тс}\cdot\text{м};$$

$$Q=\frac{q_1 l}{2}=\frac{6{,}75\cdot 11{,}15}{2}=37{,}7 \text{ тс}.$$

Площадь сечения продольной арматуры равна

$$F_а=\frac{m_б R_{пр} b}{m_а R_а}\left(h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2k_н n_с M}{m_б R_{пр} b}}\right)=$$

$$=\frac{1\cdot 110\cdot 100}{1\cdot 2700}\left(55-\sqrt{55^2-\frac{2\cdot 1\cdot 1\cdot 105\cdot 10^5}{1\cdot 110\cdot 100}}\right)=$$

$$=89 \text{ см}^2<98{,}3 \text{ см}^2;$$

$$\xi=\frac{x}{h_0}=\frac{21{,}9}{55}=0{,}4<0{,}6=\xi_R.$$

Проверяем условие $Q\leqslant 0{,}9\ R_р b_р h_0$, поскольку сборные балки в дальнейшем войдут в перекрытие.

Так как $Q=37{,}7$ тс$<0{,}9\cdot 88\cdot 1\cdot 0{,}55=43{,}6$ тс, армирование на поперечную силу не требуется.

Определяем прогиб сборной балки.

Для этого вычисляем

$$M^н=\frac{q_1^н l^2}{2}=\frac{5{,}63\cdot 11{,}15^2}{8}=87 \text{ тс/м};$$

высоту сжатой зоны бетона (при треугольной эпюре напряжений) определяем из формулы (188)

$$x=\frac{nF_а}{b}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2h_0 b}{nF_а}}\right)=$$

$$=\frac{7{,}9\cdot 98{,}3}{100}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2\cdot 55\cdot 100}{7{,}9\cdot 98{,}3}}\right)=22 \text{ см},$$

где $$n=\frac{E_а}{E_б}=\frac{2{,}1\cdot 10^6}{2{,}65\cdot 10^5}=7{,}9;$$

$$z=h_0-\frac{x}{3}=55-\frac{22}{3}=48 \text{ см};$$

$$\sigma_а=\frac{M^н}{F_а z}=\frac{87\cdot 10^5}{98{,}3\cdot 48}=1850 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{98,3}{100 \cdot 55} = 0,018;$$

$$n\mu = 7,9 \cdot 0,018 = 0,14;$$

по рис. 2 прил. 7 при $\sigma_a = 1850$ кгс/см^2 и $n\mu = 0,14$ — $\psi_a = 0,95$.

Жесткость $B_к = \frac{E_a F_a z (h_0 - x)}{\psi_a} = \frac{2,1 \cdot 10^6 \cdot 98,3 \cdot 48 (55 - 22)}{0,95} =$

$$= 3,4 \cdot 10^{11} \text{ кгс/см}^2 = 3,4 \cdot 10^4 \text{ тс} \cdot \text{м}^2.$$

Прогиб $y = \frac{5}{384} \frac{q_1^н l^4}{B_к} = \frac{5}{384} \frac{5,63 \cdot 11,15^4}{3,4 \cdot 10^4} = 0,033$ м;

$\frac{y}{l} = \frac{0,033}{11,15} = \frac{1}{338}$, т. е. $\frac{l}{338} < \frac{l}{250}$ согласно прил. 1.

Так как $\frac{h_I}{l} = \frac{65}{1115} = \frac{1}{17} > \frac{1}{22}$, проверку прогиба можно было и не производить в соответствии с п. 3.87.

Расчет железобетонного элемента высотой 1,5 м на нагрузку второго яруса бетонирования высотой $H = 1,5$ м

Дополнительная нормативная нагрузка $q_{2д}^н = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 5,6$ тс/м.

Дополнительная расчетная нагрузка $q_{2д} = 1,2 \cdot 5,6 = 6,75$ тс/м.

Полная расчетная нагрузка $q_2 = q_1 + q_{2д} = 6,75 + 6,75 = 13,5$ тс/м.

Расчетные усилия:

$$M = \frac{q_2 l^2}{8} = \frac{13,5 \cdot 11,15^2}{8} = 210 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{q_2 l}{2} = \frac{13,5 \cdot 11,15}{2} = 75,5 \text{ тс}.$$

$$F_a = \frac{m_б R_{пр} b}{m_a R_a} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 k_н n_c M}{m_б R_{пр} b}} \right) =$$

$$= \frac{1 \cdot 90 \cdot 150}{1 \cdot 2700} \left(140 - \sqrt{140^2 - \frac{2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 210 \cdot 10^5}{1 \cdot 90 \cdot 150}} \right) =$$

$$= 58 \text{ см}^2 < 98,3 \text{ см}^2;$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{11,6}{140} = 0,08 < 0,6 = \xi_R.$$

Работы по выполнению второго яруса бетонирования можно начинать после достижения бетоном первого яруса марки М 100, так как $Q = 75,5$ тс $< 0,9 \cdot 48 \cdot 1,5 \cdot 1,4 = 90,6$ тс.

Таким образом, армирование на поперечную силу не требуется.

Определение величины раскрытия трещин

В соответствии с п. 3.87 величину раскрытия трещин определяем только в эксплуатационный период при напряжениях в арматуре $R_а$. По формуле (169)

$$a_т = kC_д\eta\frac{\sigma_а - \sigma_{нач}}{E_а} 7\,(4 - 100\mu)\sqrt{d},$$

где $k=1{,}2$ — элемент внецентренно растянут;
$C_д = 1{,}3$ — нагрузки длительные;
$\eta = 1$ — арматура периодического профиля;
$\sigma_а = R_а = 2700$ кгс/см²;
$\sigma_{нач} = 200$ кгс/см²;

$$\mu = \frac{F_а}{bh_0} = \frac{65{,}5}{100\cdot 290} = 0{,}00226;$$

$$a_т = 1{,}2\cdot 1{,}3\cdot 1\,\frac{2700 - 200}{2{,}1\cdot 10^6}\,7\,(4 - 100\cdot 0{,}00226)\cdot\sqrt{50} = 0{,}346 \text{ мм}.$$

Предельная величина раскрытия трещин при градиенте напора $i=\frac{26{,}5}{3}\approx 9$, II классе сооружения и $d>40$ мм по табл. 34

$a_{т_{пред}} = 1{,}3\cdot 0{,}25\cdot 1{,}25 = 0{,}41$ мм, т. е. $a_т = 0{,}346$ мм $< a_{т_{пред}} = 0{,}41$ мм.

Таким образом, принятые размеры сборной балки удовлетворяют грузоподъемности крана и дают возможность без увеличения продольной и поперечной арматуры перекрытия, подобранной на эксплуатационные нагрузки, забетонировать его в два этапа.

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Расчет железобетонных элементов по образованию трещин

4.1. Расчет железобетонных элементов по образованию трещин производится:

для напорных элементов, находящихся в зоне переменного уровня воды и подвергающихся периодическому замораживанию и оттаиванию, а также для элементов, к которым предъявляется требование водонепроницаемости;

для напорных конструкций при среднегодовом значении бикарбонатной щелочности воды-среды, меньшей 0,25 мг-экв/л, и при отсутствии защитных мероприятий;

при наличии специальных требований норм проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

Перечисленные выше конструкции должны удовлетворять условию трещиностойкости.

4.2. Расчет по образованию трещин (нормальных к продольной оси элемента) производится:

а) для центрально-растянутых элементов по формуле

$$n_c N \leqslant R_{pII} F_б + 300 F_a; \quad (164)$$

б) для изгибаемых элементов по формуле

$$n_c M \leqslant m_h \gamma R_{pII} W_п, \quad (165)$$

где m_h и γ — коэффициенты, принимаемые по п. 3.3;
$W_п$ — момент сопротивления приведенного сечения, определяемый по формуле

$$W_п = \frac{I_п}{h - y_c}; \quad (166)$$

$I_п$ — момент инерции приведенного сечения;
y_c — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до сжатой грани;

в) для внецентренно-сжатых элементов по формуле

$$n_c \left(\frac{N c_0}{W_п} - \frac{N}{F_п} \right) \leqslant m_h \gamma R_{pII}, \quad (167)$$

где $F_п$ — площадь приведенного сечения;

г) для внецентренно-растянутых элементов по формуле

$$n_c \left(\frac{N e_0}{m_h \gamma W_п} + \frac{N}{F_п} \right) \leqslant R_{pII}. \quad (168)$$

4.3. Расчет по образованию трещин при действии многократно повторяющейся нагрузки производится в соответствии с п. 3.84.

Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин

4.4. Элементы железобетонных конструкций, не удовлетворяющие условию трещиностойкости, рассчитываются по раскрытию трещин с целью обеспечения требуемой надежности и долговечности сооружения.

4.5. Ширина раскрытия трещин $a_т$, мм, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формуле

$$a_т = k C_д \eta \frac{\sigma_a - \sigma_{нач}}{E_a} 7 (4 - 100 \mu) \sqrt{d}, \quad (169)$$

где k — коэффициент, принимаемый равным:
для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов — 1;
для центрально- и внецентренно-растянутых элементов — 1,2; при многорядном расположении арматуры — 1,2;

$C_д$ — коэффициент, принимаемый равным при учете:
временного действия нагрузок — 1; при $M_{дл}/M_п < 2/3$ — 1; при $M_{дл}/M_п \geqslant 2/3$—1,3, где $M_п$ и $M_{дл}$ — наибольшие изгибающие моменты соответственно от действия полной нагрузки (постоянной, длительной, кратковременной) и от действия постоянной и длительной нагрузок; многократно повторяющейся нагрузки: при воздушно-сухом состоянии бетона $C_д = 2 - \rho_a$, где ρ_a — коэффициент асимметрии цикла; при водонасыщенном состоянии бетона — 1,1;

η — коэффициент, принимаемый равным:
при стержневой арматуре: периодического профиля — 1; гладкой — 1,4;
при проволочной арматуре : периодического профиля — 1,2; гладкой — 1,5;

σ_a — напряжение в растянутой арматуре, определяемое в соответствии с п. 4.6, без учета сопротивления бетона растянутой зоны сечения;

$\sigma_{нач}$ — начальное растягивающее напряжение в арматуре от набухания бетона; для конструкций, находящихся в воде, $\sigma_{нач}=200$ кгс/см^2; для конструкций, подверженных длительному высыханию, в том числе во время строительства, $\sigma_{нач}=0$;

μ — коэффициент армирования сечения, принимаемый равным

для прямоугольных сечений $\mu = \frac{F_a}{bh_0}$, для тавровых

и двутавровых сечений $\mu = \frac{F_a}{bh_0 + (b_п - b)(h_п - a)}$,

но не более 0,02;

d — диаметр стержней арматуры, мм; при различных диаметрах стержней значение d принимается равным

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + n_2 d_2^2 + \ldots + n_к d_к^2}{n_1 d_1 + n_2 d_2 + \ldots + n_к d_к}.$$

4.6. Напряжения в арматуре определяются по формулам:
для изгибаемых элементов

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a z}; \qquad (170)$$

для центрально-растянутых элементов

$$\sigma_a = \frac{N}{F_a}; \qquad (171)$$

для внецентренно-растянутых и внецентренно-сжатых элементов при больших эксцентрицитетах

$$\sigma_a = \frac{N\ (e \pm z)}{F_a z}; \qquad (172)$$

для внецентренно-растянутых элементов при малых эксцентрицитетах:
для арматуры A

$$\sigma_a = \frac{Ne'}{F_a\ (h_0 - a')}; \qquad (173)$$

для арматуры A'

$$\sigma_a = \frac{Ne}{F_a'\ (h_0 - a')}. \qquad (174)$$

В формулах (170) и (172) z — плечо внутренней пары сил; разрешается принимать по результатам расчета сечения на прочность при расчетных нагрузках.

В формуле (172) знак «плюс» принимается при внецентренном растяжении, а знак «минус» — при внецентренном сжатии.

4.7. Для определения величины раскрытия трещин при известных напряжениях в арматуре, проценте армирования и диаметре арматуры можно пользоваться рис. 1—4 прил. 5.

Для промежуточных значений напряжений в арматуре величины раскрытия трещин определяются интерполяцией.

4.8. Ширина раскрытия трещин, определенная расчетом или по графикам прил. 5, при отсутствии специальных защитных мероприятий должна быть не более величин, приведенных в табл. 34, ограничивающих расчетную величину допускаемого раскрытия трещин по условиям долговечности бетона, сохранности арматуры и ограничения фильтрационного расхода воды через сооружение.

Таблица 34

Характеристика конструкций и условия их работы	Предельная ширина раскрытия трещин $a_т$, мм
1. Безнапорные конструкции, находящиеся постоянно под водой, а также напорные сталежелезобетонные конструкции независимо от класса сооружения	0,3
2. Напорные конструкции, кроме центрально-растянутых, при градиенте напора:	
20 и менее	0,25
св. 20	0,2
3. Центрально- и внецентренно-растянутые (с малым эксцентрицитетом) подводные напорные конструкции при градиенте напора:	
20 и менее	0,15
св. 20	0,1
4. Все конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня воды, не подверженные периодическому замораживанию и оттаиванию	0,15
5. Безнапорные конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня воды и подверженные периодическому замораживанию и оттаиванию при числе циклов в год:	
менее 50	0,1
50 и более	0,05
6. Все конструкции, находящиеся в зоне переменного уровня морской воды	0,05

Примечания: 1. Приведенные в табл. 34 предельные значения умножаются на коэффициенты: для сооружений I класса — 1; II класса — 1,3; III класса — 1,6; IV класса — 2, кроме сталежелезобетонных конструкций.

При диаметрах арматуры 40 мм и более допускается предельные значения $a_т$ увеличивать на 25 %. При этом во всех случаях значения $a_т$ должны приниматься не более 0,5 мм.

2. Для элементов конструкций гидротехнических сооружений, подверженных воздействию морской и другой сильно минерализованной воды, предельные значения $a_т$ должны приниматься с учетом

требований главы СНиП II-28-73* «Защита строительных конструкций от коррозии», но не более чем по табл. 34.

3. При бикарбонатной щелочности воды-среды менее 1 мг-экв/л или суммарной концентрации ионов Cl' и SO_4'' более 1000 мг/л предельные значения $a_т$ по поз. 1—5 табл. 34 уменьшаются в 2 раза, а при бикарбонатной щелочности воды-среды менее 0,25 мг-экв/л напорные конструкции проектируются трещиностойкими или предусматриваются специальные защитные мероприятия.

4. Предельные значения $a_т$ при использовании защитных мероприятий устанавливаются на основании специальных исследований.

Таблица 35

Бикарбонатная щелочность воды-среды, мг-экв/л	Предельная ширина раскрытия трещин $a_т$, мм	Напор H, м		
		10	50	200
		Максимальное $B/Ц$ бетона		
0,25 и менее	Не допускается	0,5	0,48	0,45
0,4	0,05	0,55	0,5	0,45
0,4	0,1	0,48	0,45	0,42
0,8	0,05	0,63	0,58	0,52
0,8	0,1	0,59	0,55	0,5
0,8	0,15	0,56	0,52	0,48
0,8	0,2	0,54	0,5	0,46
0,8	0,25	0,52	0,49	0,45
0,8	0,35	0,5	0,47	0,44
0,8	0,5	0,48	0,45	0,43
1,6	0,05	0,7	0,69	0,64
1,6	0,1	0,7	0,66	0,62
1,6	0,15	0,68	0,64	0,6
1,6	0,2	0,66	0,62	0,58
1,6	0,25	0,64	0,6	0,57
1,6	0,35	0,62	0,58	0,55
1,6	0,5	0,6	0,56	0,53
2,4	0,05	0,7	0,7	0,7
2,4	0,1	0,7	0,7	0,69
2,4	0,15	0,7	0,7	0,66
2,4	0,2	0,7	0,68	0,64
2,4	0,25	0,7	0,66	0,62
2,4	0,35	0,68	0,64	0,6
2,4	0,5	0,66	0,62	0,59
3,2 и более	Не ограничивается	0,7	0,7	0,64

При этом величина $B/Ц$ бетона не должна превышать значений, приведенных в табл. 35.

Так как принятые в табл. 34 величины удовлетворяют наихудшей комбинации внешних и внутренних факторов, при более благоприятных условиях возможны излишние запасы в определении допустимой величины раскрытия трещин.

Поэтому, если полученная расчетом по формуле (169) ширина раскрытия трещин превышает допустимую по табл. 34 величину,

рекомендуется определять расчетную допускаемую ширину раскрытия трещин по наименьшему значению из трех величин, нормируемых отдельно по условиям долговечности бетона, сохранности арматуры и ограничения фильтрационного расхода воды через сооружение согласно пп. 4.9—4.14.

4.9. Предельные величины раскрытия трещин по условию долговечности бетона определяются:

для напорных железобетонных конструкций речных гидротехнических сооружений I класса в центрально- и внецентренно-растянутых с малыми эксцентрицитетами элементах (сквозные трещины) — по табл. 35; в элементах с двузначной эпюрой (несквозные трещины) ширина трещин не ограничивается, при этом максимальные значения $B/Ц$ принимаются по табл. 35 для $a_т$=0,05 мм;

для безнапорных железобетонных конструкций ширина раскрытия сквозных и несквозных трещин не ограничивается, при этом максимальные значения $B/Ц$ принимаются по табл. 35 для $a_т$=0,05 мм и напора 10 м.

В частях конструкций, подверженных периодическому замораживанию и оттаиванию, ширина раскрытия трещин при удовлетворении требований табл. 35 не должна превышать, мм:

для бетона марок Мрз 100 — Мрз 200 при числе циклов в год:	
менее 50	0,1
св. 50	0,05
для бетона марок Мрз 400 и выше при числе циклов в год:	
менее 50	0,15
50—100	0,1
св. 100	0,05

При использовании защитных мероприятий, а также при наличии особых условий эксплуатации сооружения ширина допускаемого раскрытия трещин назначается на основании специальных исследований.

Примечания: 1. Ширина раскрытия сквозных клиновидных трещин при ее ограничении по условию долговечности принимается по более узкому их сечению.

2. Значения $B/Ц>0{,}6$ разрешается назначать по табл. 35 в случаях, когда концентрация химических веществ в воде, определяющая степень ее агрессивности по отношению к бетону по признакам коррозии II и III видов, не превышает одной четверти концентрации этих веществ в воде, нормируемой по главе СНиП II-28-73* как неагрессивная для бетона нормальной плотности (табл. 2 и 3 прил. 6). При более высоких их концентрациях требования к плотности бетона определяются в соответствии с табл. 6 прил. 6, причем значения $B/Ц$ принимаются не более приведенных в табл. 35.

4.10. Предельные величины раскрытия трещин по условию сохранности арматуры для железобетонных конструкций речных гидротехнических сооружений I класса определяются по табл. 36.

При суммарной концентрации ионов Cl' *и* SO_4'', *превышающей* величины, для которых построена табл. 36, предельная величина раскрытия трещин определяется по табл. 5 прил. 6.

4.11. Для сооружений II—IV классов предельная ширина раскрытия трещин определяется умножением приведенных в

Таблица 36

Условия воздействия водной среды на конструкцию	Градиент напора, I	Предельная ширина раскрытия трещин $a_т$, мм, при суммарной концентрации ионов Cl' и SO_4'' в воде-среде, мг/л			
		менее 50	100	200	400—1000
1	2	3	4	5	6
1. Постоянное водонасыщение	До 5	0,5	0,4	0,35	0,3
	50	0,45	0,35	0,3	0,25
	300	0,4	0,3	0,25	0,2
2. Периодическое насыщение водой при числе циклов в год:					
менее 100	До 5	0,3	0,25	0,2	0,15
	50	0,3	0,2	0,15	0,1
	300	0,3	0,2	0,1	0,05
200—1000	До 5	0,25	0,2	0,15	0,1
	50	0,2	0,15	0,1	0,05
	300	0,2	0,1	0,1	0,05
3. Капиллярный подсос, брызги, туман	—	0,2	0,15	0,1	0,05

табл. 35 и 36 значений $a_т$, мм, на коэффициенты, равные соответственно 1,3; 1,6 и 2. При этом ширина раскрытия трещин принимается не более 0,5 мм.

Примечание. Ширина раскрытия сквозных клиновидных трещин при ее ограничении по условию коррозии арматуры принимается на уровне оси арматуры.

4.12. Предельные величины раскрытия трещин по условию ограничения фильтрационного расхода воды определяются по формуле

$$a_т = \left(\frac{q_0^2 + 0{,}754 q_0}{0{,}524 I}\right)^{\frac{1}{3}}, \qquad (175)$$

где q_0 — расход через 1 см фронта потока воды в трещине в начальный период фильтрации принимается равным допускаемому расходу, мл/(с·см), устанавливаемому в зависимости от назначения конструкции;

$I = \frac{H_1 - H_2}{L}$ — градиент напора, равный отношению перепада напора к толщине конструкции (или длине пути фильтрации) L.

Предельная ширина раскрытия несквозных трещин в безнапорных конструкциях по условию фильтрации воды не ограничивается.

4.13. Оценка плотности бетона в трещиностойких и нетрещиностойких конструкциях производится в соответствии с табл. 6 прил. 6.

4.14. При действии воды-среды на бетон конструкций коррозионные процессы подразделяются на три основных вида:

а) I — выщелачивание растворимых компонентов бетона;

б) II — образование растворимых соединений или продуктов, не обладающих вяжущими свойствами, в результате обменных реакций между компонентами цементного камня и жидкой агрессивной средой;

в) III — образование и накопление в бетоне малорастворимых солей, характеризующихся увеличением объема при переходе в твердую фазу.

Оценка агрессивности воды-среды к бетону производится:

по признакам коррозии I вида — по заданной бикарбонатной щелочности воды W, мг-экв/л, — по табл. 1 прил. 6;

по признакам коррозии II вида — по водородному показателю pH, по содержанию свободной углекислоты CO_2, по содержанию магнезиальных солей — по табл. 2 и 4 прил. 6;

по признакам коррозии III вида — по заданной концентрации сульфатов $SO_4^{''}$ — по табл. 3 прил. 6.

Примеры расчета к пп. 4.1—4.14

Пример 41. *Дано.* Тавровый шпунт, $b=30$ см, $h=60$ см, $b_п=150$ см, $h_п=15$ см, $a=a'=5$ см, бетон марки М 300, $R_{pII}=15$ кгс/см², $E_б=290000$ кгс/см²; арматура класса А-III, $E_а=2\,000\,000$ кгс/см²; $F_а'=16{,}08$ см², $F_а=26{,}61$ см²; изгибающий момент, определенный с коэффициентами перегрузки $n=1$, $M=14$ тс·м; сочетание нагрузок основное — $n_c=1$.

Требуется произвести расчет по образованию трещин.

Расчет. Определим геометрические характеристики приведенного сечения при

$$\frac{E_а}{E_б}=\frac{2\cdot10^6}{2{,}9\cdot10^5}=6{,}9:$$

$F_п=150\cdot15+30(60-15)+26{,}61\cdot6{,}9+16{,}08\cdot6{,}9=3894{,}6$ см²;

$S_п=150\cdot15\cdot7{,}5+30(60-15)37{,}5+26{,}61\cdot6{,}9\cdot5+16{,}08\cdot6{,}9\cdot55=74520{,}4$ см³;

расстояние от нижней грани полки до центра тяжести приведенного сечения

$$y=\frac{S_п}{F_п}=\frac{74520{,}4}{3894{,}6}=19{,}1\text{ см};$$

$y_c=h-y=60-19{,}1=40{,}9$ см;

$$I_п=\frac{150\cdot15^3}{12}+150\cdot15\cdot11{,}6^2+\frac{30\cdot45^3}{12}+$$

$$+30\cdot45\cdot18{,}4^2+26{,}61\cdot6{,}9\cdot14{,}1^2+16{,}08\cdot6{,}9\cdot35{,}9^2=1\,209\,315\text{ см}^4;$$

$$W_п=\frac{I_п}{h-y_c}=\frac{1\,209\,315}{60-40{,}9}=63\,315\text{ см}^3.$$

Так как $h=60$ см, $m_h=1$ (по табл. 18).

Определяем γ по прил. 4 для таврового сечения с полкой в растянутой зоне $\gamma=1{,}75$, так как $\frac{b_п}{b}=\frac{150}{30}=5>2$ и

$\frac{h_п}{h} = \frac{15}{60} = 0,25 > 0,2$. Проверяем условие (165).

Так как $m_h \gamma R_{рII} W_п = 1 \cdot 1,75 \cdot 15 \cdot 63315 \cdot 10^{-3} = 16,6$ тс·м $> n_c M = 1 \cdot 14 = 14$ тс·м, трещиностойкость сечения обеспечена.

Пример 42. *Дано.* Железобетонный элемент, находящийся в период эксплуатации под водой, $h = 150$ см, $h_0 = 135$ см, $b = 100$ см; бетон марки М 200; $F_a = 50,9$ см^2 (5 ∅ 36 А-III); изгибающий момент при длительном действии нагрузок $M^н$ и коэффициенте перегрузки $n = 1$, $M^н = 194$ тс/м; класс сооружения II — $k_н = 1,2$.

Требуется определить ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Расчет. Определяем ширину раскрытия трещин по формуле (169), для чего вычисляем напряжения в арматуре.

В соответствии с п. 4.6 плечо внутренней пары z в формуле (170) разрешается определять из расчета прочности сечения при расчетных нагрузках, т. е. высота сжатой зоны бетона по формуле (23)

$$x = \frac{F_a m_a R_a}{m_б R_{пр} b} = \frac{50,9 \cdot 1,15 \cdot 3600}{1,15 \cdot 90 \cdot 100} = 20 \text{ см},$$

тогда $z = h_0 - \frac{x}{2} = 135 - \frac{20}{2} = 125$ см и

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a z} = \frac{194 \cdot 10^5}{50,9 \cdot 125} = 3070 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\mu = \frac{F_a}{b h_0} = \frac{50,9}{100 \cdot 135} = 0,0037;$$

$$a_т = k C_д \eta \frac{\sigma_a - \sigma_{нач}}{E_a} 7 (4 - 100\mu) \sqrt{d} =$$

$$= 1 \cdot 1,3 \cdot 1 \frac{3070 - 200}{2 \cdot 10^6} 7 (4 - 0,37) \sqrt{36} = 0,284 \text{ мм}.$$

Предельная ширина раскрытия трещин по табл. 34 для сооружения II класса при градиенте напора 20 и менее, т. е. при напоре $H \leqslant Ih = 20 \cdot 1,5 = 30$, $a_т = 0,25 \cdot 1,3 = 0,325$ мм.

Таким образом, 0,284 мм $<$ 0,325 мм.

При большем напоре допускаемая ширина раскрытия трещин равна $0,2 \cdot 1,3 = 0,26$ мм, т. е. требование табл. 34 не удовлетворяется.

Производим проверку раздельно по условиям долговечности бетона и коррозии арматуры. Для этого используем данные о химическом составе воды-среды: бикарбонатная щелочность $W = 1,2$ мг-экв/л; концентрация ионов хлора 20 мг/л; сульфата 50 мг/л; напор $H = 60$ м; $I = H/h = 60 : 1,5 = 40$.

а) *Проверка по условию долговечности бетона* (*табл.* 35).

Концентрация сульфатов составляет менее 1/4 величины 250 мг/л, нормируемой по табл. 3 прил. 6 как неагрессивная для бетонов нормальной плотности, поэтому максимальная величина $В/Ц$ бетона в соответствии с примечанием 2 к п. 4.9 может быть принята в пределах $В/Ц \leqslant 0,7$. Поскольку ширина раскрытия несквозных трещин по условию долговечности бетона не ограничивается, необходимо удовлетворить рекомендации табл. 6 прил. 6 для бетонов нормальной плотности.

При этом максимальную величину $B/Ц$ в соответствии с примечанием к табл. 1 прил. 6 определяем по табл. 35 при $H=10$ м и $a_т \leqslant 0{,}05$ мм. Для $W=1{,}2$ мг-экв/л интерполяцией между соответствующими значениями для $W=0{,}8$ и $W=1{,}6$ имеем $B/Ц=0{,}5 \times (0{,}63+0{,}7)=0{,}66$.

б) *Проверка по условию коррозии арматуры* (*табл.* 36).

Для условий постоянного водонасыщения при $l=40<50$ и $[Cl']+[SO_4'']=20+50=70$ мг/л интерполяцией между графами 3 и 4 получаем $a_т^{доп}=0{,}41$ мм.

Для сооружения II класса $a_г^{доп}=0{,}41 \cdot 1{,}3=0{,}53$ мм$>0{,}5$ мм.

Принимаем $a_т^{доп}=0{,}5$ мм.

в) *Проверка по условию водопроницаемости сооружения.*

Ширина раскрытия несквозных трещин не ограничивается.

Таким образом путем раздельного определения получили $a_т^{доп}=0{,}5$ мм при $B/Ц \leqslant 0{,}66$.

Расчетная величина $a_т=0{,}284$ мм$<0{,}5$ мм$=a_т^{доп}$.

Пример 43. *Дано.* Сечение $h=1{,}4$ м, $h_0=1{,}3$ м, $b=1$ м; арматура класса А-III, $F_а=62{,}83$ см^2 (5 $\varnothing$ 40); бетон марки М 200; длительное действие нагрузки; расчетные усилия при коэффициенте перегрузки $n=1$ $M^н=200$ тс·м, $N^н_{сж}=100$ тс; сооружение II класса — $k_н=1{,}2$; основное сочетание нагрузок — $n_с=1$.

Требуется определить ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Расчет. Вычисляем

$$e_0=\frac{M}{N}=\frac{220}{100}=2{,}2 \text{ м};$$

$$e=e_0+\frac{h}{2}-a=2{,}2+\frac{1{,}4}{2}-0{,}1=2{,}8 \text{ м};$$

$$\mu=\frac{F_а}{bh_0}=\frac{62{,}83}{100 \cdot 130}=0{,}0048;$$

высоту сжатой зоны бетона — в соответствии с п. 4.6 по формуле (49):

$$x=\frac{F_а m_а R_а+k_н n_с N}{m_б R_{пр} b}=\frac{61{,}83 \cdot 1{,}15 \cdot 3600+1{,}2 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 10^3}{1{,}15 \cdot 90 \cdot 100}=$$

$$=35 \text{ см};$$

$$z=h_0-\frac{x}{2}=130-\frac{35}{2}=112 \text{ см};$$

напряжение в арматуре — по формуле (172):

$$\sigma_а=\frac{N(e-z)}{F_а z}=\frac{100(2{,}8-1{,}12)}{0{,}006283 \cdot 1{,}12}=$$

$$=23\,900 \text{ тс/м}^2=2390 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда ширина раскрытия трещин по формуле (169)

$$a_т=kC_д\eta\frac{\sigma_а-\sigma_{нач}}{E_а}7(4-100\mu)\sqrt{d}=$$

$$= 1 \cdot 1{,}3 \cdot 1 \frac{2390 - 200}{2 \cdot 10^6} 7 (4 - 0{,}48) \sqrt{40} = 0{,}22 \text{ мм}.$$

Предельная ширина раскрытия трещин $a_т = 0{,}25 \cdot 1{,}3 \cdot 1{,}25 = 0{,}4$ мм (см. прим. 1 к табл. 34).

Таким образом, 0,22 мм $< 0{,}4$ мм.

Пример 44. *Дано.* Сечение $h = 1{,}4$ м, $h_0 = 1{,}3$ м, $b = 1$ м; $F_a = 59{,}4$ см^2 (2,5$\varnothing$ 55 А-II); бетон марки М 200; кратковременное действие нагрузки; расчетные усилия при коэффициенте перегрузки $n = 1$; $M^н = 122{,}5$ тс·м, $N^н_р = 84$ тс; сооружение I класса — $k_н = 1{,}25$; основное сочетание нагрузок — $n_c = 1$.

Требуется определить ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Расчет. Вычисляем

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{122{,}5}{83} = 1{,}48 \text{ м};$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a = 1{,}48 - \frac{1{,}4}{2} + 0{,}1 = 0{,}88 \text{ м};$$

$$\mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{59{,}4}{100 \cdot 130} = 0{,}0046;$$

высоту сжатой зоны бетона — в соответствии с п. 4.6 по формуле (92)

$$x = \frac{F_a m_a R_a - k_н n_c N}{m_б R_{пр} b} =$$

$$= \frac{59{,}4 \cdot 1{,}15 \cdot 2700 - 1{,}25 \cdot 1 \cdot 83\,000}{1{,}15 \cdot 90 \cdot 100} = 7{,}8 \text{ см};$$

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = 1{,}3 - \frac{0{,}078}{2} = 1{,}26 \text{ м};$$

напряжение в арматуре — по формуле (172)

$$\sigma_a = \frac{N(e + z)}{F_a z} = \frac{83(0{,}88 + 1{,}26)}{0{,}00594 \cdot 1{,}26} = 23\,700 \text{ тс/м}^2 = 2370 \text{ кгс/см}^2;$$

ширину раскрытия трещин по формуле (169)

$$a_т = 1{,}2 \cdot 1 \cdot 1 \frac{2370 - 200}{2{,}1 \cdot 10^6} 7 (4 - 0{,}46) \sqrt{55} = 0{,}227 \text{ мм}.$$

Предельная ширина раскрытия трещин $a_т = 0{,}25$ мм$\cdot 1{,}25 = 0{,}314$ мм (см. примеч. 1 к табл. 34).

Таким образом, 0,227 мм $< 0{,}314$ мм.

Пример 45. *Дано.* Железобетонная фундаментная плита, постоянно находящаяся под уровнем грунтовой воды и не воспринимающая перепада напора; под расчетной нагрузкой в нижней растянутой зоне плиты образуются вертикальные клиновидные сужиающиеся кверху несквозные трещины; среднегодовая концентрация химических веществ в воде, мг/л: HCO'_3—36 ($W = 0{,}6$ мг-экв/л); Cl'—30; SO_4''—120; Са — 50; Mg — 10, $|Na' + K'|$ — 10; свободная углекислота — 55; pH=6.

Требуется определить предельную ширину раскрытия трещин.

Расчет. 1. Производим оценку агрессивности воды-среды для бетона по прил. 6.

По признакам коррозии I и II видов для безнапорных сооружений (табл. 1 прил. 6 при $W=0{,}6$ мг-экв/л и табл. 2 прил. 6 при pH=6) вода слабоагрессивна к бетону повышенной плотности ($B/Ц\leqslant 0{,}55$) и неагрессивна по признаку коррозии III вида (табл. 3 прил. 6) при содержании Cl' и SO_4'' 150 мг/л к бетону нормальной плотности ($B/Ц\leqslant 0{,}6$). Допуская слабоагрессивное воздействие, применяем по совокупности признаков бетон повышенной плотности с $B/Ц\leqslant 0{,}55$.

2. Предельная ширина раскрытия трещин по условию долговечности бетона в безнапорных конструкциях, в соответствии с п. 4.9 не нормируется.

3. Предельную ширину раскрытия трещин по условию сохранности арматуры определяем по табл. 36.

При суммарном содержании Cl' и SO_4'' 150 мг/л, постоянном водонасыщении и $I=0$ (до 5) интерполяцией определяем предельную $a_т=0{,}375$ мм.

4. Предельная ширина раскрытия трещин в безнапорных конструкциях по условию фильтрации воды не ограничивается.

Таким образом, предельная ширина раскрытия трещин, лимитируемая в данном случае условиями сохранности арматуры, равна в сооружениях I класса — 0,375 мм, II класса — 0,48 мм, III и IV классов — 0,5 мм вместо соответственно $a_т=0{,}3$; 0,39; 0,38; 0,5 мм, определяемых по табл. 34.

Пример 46. *Дано.* К железобетонной фундаментной плите здания ГЭС снизу приложен напор $H=10$ м ($I=10$); трещины в плите образуются клиновидные, суживающиеся кверху, несквозные; среднегодовая концентрация химических веществ в воде-среде, мг/л: HCO_3'—170 ($W=2{,}8$ мг-экв/л), Cl'—30; SO_4''—45; Са —60; Mg —10, $|Na'+K'|$—15, свободная CO_2—6, pH=7,2.

Требуется определить предельную ширину раскрытия трещин.

Расчет. 1. Производим оценку агрессивности воды-среды к бетону.

По признакам коррозии I—III видов вода заданного состава неагрессивна по отношению к бетону нормальной плотности (см. табл. 1 прил. 6 при $W=2{,}8$ мг·экв/л, табл. 2 прил. 6 при pH=7,2, табл. 3 прил. 6 при суммарном содержании Cl' и SO_4'' 75 мг/л).

2. Предельная ширина раскрытия несквозных трещин по условию долговечности бетона, в соответствии с п. 4.9 не нормируется.

3. Предельную ширину раскрытия трещин по условию сохранности арматуры определяем по табл. 36.

Для условий постоянного водонасыщения конструкции при $I=10$ и суммарной концентрации Cl' и SO_4'', равной 75 мг/л, предельная ширина раскрытия трещин $a_т=0{,}44$ мм.

4. Ширина раскрытия несквозных трещин по условию фильтрации воды не ограничивается.

Таким образом, предельная ширина раскрытия трещин, лимитируемая в данном случае условиями сохранности арматуры, равна в сооружениях I класса 0,44 мм, II—IV классов — 0,5 мм.

Пример 47. *Дано.* Напорная железобетонная стена здания ГЭС испытывает растягивающие напряжения, и в ней при эксплуатационной нагрузке образуются сквозные трещины; допускаемый фильтрационный расход воды через трещины в стене ограничивается величиной 0,01 л/с на 1 м длины трещины; напор в нижней части стены $H=40$ м, градиент напора $I=80$; среднегодовой состав воды в водохранилище, мг/л: HCO_3'—100 ($W=1{,}6$ мг-экв/л), Cl'—20, SO_4''—55, Cä —40, $\ddot{Mg}$ —12, $|Na'+K'|$ —5, свободная CO_2—20, pH=7,2.

Требуется определить предельную ширину раскрытия трещин.

Расчет. 1. Производим оценку агрессивности воды-среды к бетону.

По признакам коррозии I вида (см. табл. 1 прил. 6 при $W=1{,}6$ мг-экв/л) вода слабоагрессивна к бетону нормальной плотности. По признакам коррозии II и III вида (см. табл. 2 прил. 6 при pH=7,2 и табл. 3 при суммарном содержании Cl' и SO_4'', равном 75 мг/л) вода неагрессивна.

2. Предельную ширину раскрытия трещин по условию долговечности бетона определяем по табл. 35.

При бикарбонатной щелочности $W=1{,}6$ мг-экв/л, $H=40$ м и $B/Ц=0{,}6$ (нормальная плотность бетона) предельная ширина раскрытия трещин $a_т=0{,}3$ мм.

3. Предельную ширину раскрытия трещин по условию сохранности арматуры определяем по табл. 36.

При $I=80$, суммарной концентрации Cl' и SO_4'', равной 75 мг/л, *при постоянном водонасыщении предельная ширина* раскрытия трещин $a_т=0{,}39$ мм.

4. Предельную ширину раскрытия трещин по условию фильтрации воды определяем по формуле (175) при $q_0=0{,}01$ л/с·м$=$ $=0{,}1$ мл/с·см;

$$a_т = \left(\frac{q_0^2 + 0{,}754 q_0}{0{,}524 I}\right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{0{,}1^2 + 0{,}754 \cdot 0{,}1}{0{,}524 \cdot 80}\right)^{\frac{1}{3}} = 0{,}127 \text{ мм}.$$

Таким образом, предельная ширина раскрытия трещин, ограничиваемая по условию фильтрации воды, равна $a_т=0{,}13$ мм, что больше $a_т=0{,}1$, получаемой по табл. 34 при имеющихся исходных данных. Величина эта не зависит от класса сооружения и определяется заданным допускаемым фильтрационным расходом воды через трещины.

Пример 48. *Дано.* Железобетонный напорный водовод с внутренней стальной оболочкой; фильтрация воды через стенки водовода исключена;

железобетонная оболочка омывается безнапорными грунтовыми водами следующего состава, мг/л: HCO_3'—122, ($W=2$ мг·экв/л), Cl'—220, SO_4''—4500, Cä —1600, $\ddot{Mg}$—200; $|Na'+K'|$—70, свободная CO_2—92, pH=6,2.

Требуется определить предельную ширину раскрытия трещин.

Расчет. Производим оценку агрессивности воды-среды к бетону.

По признаку коррозии I вида (см. табл. 1 прил. 6 при $W=2$ мг-экв/л) вода неагрессивна к бетону нормальной плотности.

По признаку коррозии II вида (см. табл. 2 прил. 6 при pH=6,2) вода слабоагрессивна к бетону нормальной плотности.

При допущении слабоагрессивного воздействия воды на бетон нормальной плотности содержание в воде свободной углекислоты не должно превышать a [Cä]$+b+40$ мг/л. Подставляя значения $a=0{,}03$ и $b=18$ из табл. 4 прил. 6, получим $0{,}03 \cdot 1600+18+40=106$ мг/л.

Так как заданная концентрация CO_2 меньше допустимой ($92<$ <106 мг/л), возможно применение бетона нормальной плотности.

По табл. 2 прил. 6 по признаку магнезиальной коррозии вода неагрессивна к бетону нормальной плотности (концентрация $\ddot{Mg}=$ $=200<1000$ мг/л).

По признаку коррозии III вида (см. табл. 3 прил. 6 при заданной концентрации сульфатов $SO_4^{''}$, равной 4500 мг/л), вода слабоагрессивна к бетону повышенной плотности на сульфатостойком портландцементе.

Таким образом, необходимо применение бетона повышенной плотности ($B/Ц \leqslant 0{,}55$) на сульфатостойком портландцементе.

2. Предельная ширина раскрытия трещин по условию долговечности бетона в конструкциях, не воспринимающих напор, в соответствии с п. 4.9 не нормируется.

3. Предельную ширину раскрытия трещин по условию сохранности арматуры определяем по табл. 5 прил. 6, так как суммарная концентрация ионов Cl' и $SO_4^{''}$ в воде превышает величины, для которых построена табл. 36. Для заданных условий при допущении слабоагрессивного воздействия среды и применении бетона повышенной плотности ($B/Ц=0{,}55$) и арматуры класса А-II принимаем предельную величину $a_т=0{,}15$ мм.

4. Предельная ширина раскрытия трещин по условию фильтрации воды в сталежелезобетонных конструкциях не ограничивается.

Таким образом, предельная ширина раскрытия трещин, лимитируемая условиями сохранности арматуры, равна, мм, в сооружениях I класса — 0,15, II класса — 0,2, III класса — 0,24, IV класса — 0,3.

Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям

4.15. Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям производится:

а) когда перемещения элементов конструкции ограничиваются технологическими требованиями, например условиями монтажа и эксплуатации оборудования, устанавливаемого на строительных конструкциях и элементах сооружений;

б) для сборных элементов с соотношением $h/l<{}^1/_{22}$ (здания ГЭС, судоходные сооружения и т. п.);

в) по эстетическим соображениям, устанавливаемым архитектурной частью проекта.

Расчет в случаях «а» и «б» производится на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, в случае «в» — только на действие постоянных и длительных нагрузок и воздействий.

4.16. При расчете статически неопределимых конструкций сооружений необходимо учитывать последовательность возведения и загружения, а также изменение жесткости после образования трещин в отдельных элементах. При учете изменения жесткости эле-

ментов после образования трещин расчет статически неопределимых конструкций, лежащих на упругом основании, производится в нелинейной постановке. Такой расчет рекомендуется выполнять на ЭВМ для камер судоходных шлюзов, подпорных стен, обделок тунелей и подземных зданий ГЭС.

4.17. При расчете железобетонных конструкций по деформациям, а также при определении усилий в элементах статически неопределимых конструкций деформации (прогибы и углы поворота) элементов определяются по формулам строительной механики.

При кратковременном действии нагрузки жесткость элементов $B_к$ определяется по формулам:

для трещиностойких элементов или их участков

$$B_к = 0{,}8\, E_б I_п; \tag{176}$$

для нетрещиностойких участков элементов, рассчитываемых по раскрытию трещин,

$$B_к = \frac{E_a F_a z\,(h_0 - x)}{\psi_a}, \tag{177}$$

где ψ_a — коэффициент, учитывающий работу бетона между трещинами, принимаемый по прил. 7. При определении деформаций в элементах, рассчитываемых на выносливость, коэффициент ψ_a принимается равным единице; x — высота сжатой зоны сечения после образования трещин, определяемая при треугольной эпюре напряжений в сжатой зоне (см. п. 4.20 и прил. 8).

При расчете конструкций на упругом основании для элементов прямоугольного сечения с наименьшим размером более 1 м при коэффициенте армирования $\mu < 0{,}008$ допускается жесткость элементов определять по формуле

$$B_к = (1 + 100\mu)\,\frac{bh^3}{48} E_б. \tag{178}$$

Примечания: 1. На рис. 1—4 прил. 7 значения ψ_a даны для кратковременного действия нагрузок. Значениями ψ_a, приведенными на графике 2 прил. 7, допускается пользоваться для элементов с двойной арматурой и элементов таврового сечения с полкой в сжатой зоне. Область, лежащая ниже кривой $\psi_a = 0{,}4$, соответствует значению $\psi_a = 0{,}4$.

2. Формула (177) неприменима для внецентренно-растянутых элементов с малыми эксцентрицитетами. Разрешается определять изгибную жесткость $B_к$ для внецентренно-растянутых элементов с малыми эксцентрицитетами по формуле (178), принимая $\mu = F_a/bh_0$, где F_a — площадь наиболее растянутой арматуры.

4.18. При расчетах железобетонных конструкций гидротехнических сооружений по деформациям большинство нагрузок и воздействий являются длительными.

При длительном действии нагрузок жесткость нетрещиностойких элементов конструкций B определяется по формулам:

$$B = B_к \frac{q + p}{\delta q + p}, \tag{179}$$

где q — длительно действующая нагрузка;

p — кратковременно действующая нагрузка;

δ — коэффициент снижения жесткости, принимаемый для тавровых сечений с полкой: в сжатой зоне — 1,5; в растянутой зоне — 2,5; для прямоугольных, двутавровых, коробчатых и тому подобных сечений — 2;

или

$$B = \frac{E_a F_a z (h_0 - x)}{\psi a_{дл}}, \qquad (180)$$

где

$$\psi a_{дл} = \frac{2\psi_a + 1}{3},$$

Для трещиностойких конструкций $B = B_к = 0{,}8\ E_б I_п$.

Примечание. Величину $\psi a_{дл}$ рекомендуется уточнять экспериментальным путем.

4.19. При определении усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях, вызванных температурными воздействиями или осадкой опор, а также при определении реактивного давления грунта жесткость элементов принимается с учетом образования в них трещин и ползучести бетона в соответствии с пп. 4.17 и 4.18.

В предварительных расчетах допускается определять кратковременную жесткость нетрещиностойких элементов при изгибе и растяжении соответственно по формулам:

$$B_к = 0{,}4\ E_б I_п; \qquad (181)$$

$$C_к = 0{,}4\ E_б F_п, \qquad (182)$$

где $C_к$ — жесткость при растяжении.

В случае действия длительных нагрузок

$$B = 0{,}2\ E_б I_п; \qquad (183)$$

$$C = 0{,}2\ E_б F_п. \qquad (184)$$

Примечание. При отсутствии специальных обоснований жесткость при растяжении разрешается определять по формулам (182) и (184) при выполнении окончательных расчетов.

4.20. Входящая в формулы (177) и (180) величина x определяется по формулам:

а) для изгибаемых элементов

$$x^2 + \frac{2n}{b}\left(F_a + F_a'\right)x - \frac{2n}{b}\left(h_0 F_a + a' F_a'\right) = 0, \qquad (185)$$

где

$$n = \frac{E_a}{E_б};$$

б) для внецентренно-сжатых с большим эксцентрицитетом элементов

$$x^3 + 3\left(e - h_0\right)x^2 + \frac{6n}{b}\left[eF_a + \left(e - h_0 + a'\right)F_a'\right]x -$$

$$- \frac{6n}{b}\left[eh_0 F_a + a'\left(e - h_0 + a'\right)F_a'\right] = 0, \qquad (186)$$

где

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = \frac{M}{N} + \frac{h}{2} - a;$$

в) для внецентренно-растянутых с большим эксцентрицитетом элементов

$$x^3 - 3(e + h_0)x^2 - \frac{6n}{b}\left[eF_a + (e + h_0 - a')F'_a\right]x + \\ + \frac{6n}{b}\left[eh_0F_a + a'(e + h_0 - a')F'_a\right] = 0, \qquad (187)$$

где $$e = e_0 - \frac{h}{2} + a = \frac{M}{N} - \frac{h}{2} + a.$$

Разрешается принимать в расчетах $F'_a = 0$, при этом формулы (185)—(187) принимают вид:

а) для изгибаемых элементов

$$x^2 + \frac{2n}{b}F_a x - \frac{2nh_0F_a}{b} = 0; \qquad (188)$$

б) для внецентренно-сжатых элементов с большим эксцентрицитетом

$$x^3 + 3(e - h_0)x^2 + \frac{6enF_a}{b}x - \frac{6enh_0F_a}{b} = 0; \qquad (189)$$

в) для внецентренно-растянутых элементов с большим эксцентрицитетом

$$x^3 - 3(e + h_0)x^2 - \frac{6enF_a}{b}x + \frac{6enh_0F_a}{b} = 0. \qquad (190)$$

Кубические уравнения рекомендуется решать подбором, принимая в первом приближении $x = (0{,}2—0{,}3)\ h_0$.

Высоту сжатой зоны железобетонных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой можно определять по графикам прил. 8.

5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ И ВЛАЖНОСТНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

5.1. Учет температурных воздействий производится:

а) при расчете несущей способности бетонных конструкций в соответствии с п. 3.1, а также расчете их на трещиностойкость в случаях, когда нарушение монолитности этих конструкций может изменить статическую схему их работы, вызвать дополнительные внешние силовые воздействия или увеличение противодавления;

б) при расчете несущей способности статически неопределимых железобетонных конструкций, а также при расчете железобетонных конструкций по образованию трещин в случаях, указанных в п. 4.1;

в) при определении деформаций и перемещений элементов сооружений для назначения конструкций температурно-усадочных швов и противофильтрационных уплотнений;

г) при назначении температурных режимов, требуемых по условиям возведения бетонного сооружения и нормальной его эксплуатации.

Примечания: 1. Расчет на температурные воздействия допускается не производить для тонкостенных конструкций, свобода перемещений которых практически обеспечена.

2. При расчете бетонных конструкций температурные воздействия допускается включать в основное сочетание нагрузок и воздействий при надлежащем обосновании.

5.2. В соответствии с п. 5.1,а рассчитываются бетонные плотины всех видов: определяются расстояние между температурными швами, изменение напряженного состояния плотин с учетом раскрытия строительных швов, напряженное состояние арочных и многоарочных плотин и температурные усилия, возникающие в элементах этих сооружений; определяется прочность бетонных конструкций типа массивных сводов, массивных подпорных стен и т. п.

В соответствии с п. 5.1,б рассчитываются статически неопределимые конструкции железобетонных плотин на нескальных основаниях, зданий ГЭС и насосных станций, определяется температурная часть полного давления грунта на подпорные стены и стены шлюзов.

В соответствии с п. 5.1,в определяют величину раскрытия температурных швов в бетонных плотинах или подпорных стенах, если для назначения конструкции уплотнений таких швов требуется расчетное обоснование, и температурные перемещения сооружений, например плотин, возводимых в суровом климате.

В соответствии с п.5.1,г рассчитываются температурный режим и трещиностойкость бетонной кладки в процессе строительства с целью обоснования технологических и производственных мер, обеспечивающих необходимую монолитность сооружений, определяются расстояния между швами бетонных облицовок каналов и других откосов, производятся расчеты тепловой защиты сооружений.

5.3. Расчет раздельных стенок в нижнем бьефе ГЭС, расположенных на нескальном основании, при обосновании их конструкции, если они не содержат внутренних проемов, производится согласно рекомендациям примеч. 1 к п. 5.1.

Согласно примеч. 2 к п. 5.1, температурные воздействия включаются в основное сочетание нагрузок и воздействий при проектировании бетонных плотин всех типов и конструкций в соответствии с главой СНиП II-54-77, а также при расчетах прочности и устойчивости подпорных стен, прочности конструкций камер и голов судоходных шлюзов и т. п.

5.4. При расчете конструкций на температурные воздействия учитываются:

а) сезонные изменения температуры наружного воздуха и воды в водоеме;

б) изменение температуры основания сооружения;

в) рассеивание начального запаса тепла конструкции (или прогрев конструкции, если температура укладываемого бетона ниже температуры воздуха);

г) тепловыделение бетона (экзотермия);

д) перепад температуры между соседними частями сооружения;

е) изменение состояния конструкции от температуры замыкания строительных швов до средней эксплуатационной температуры;

ж) влияние искусственных мероприятий, направленных на регулирование температурного режима конструкции (охлаждение бетонной кладки водой по системе труб или водяной рубашкой, прогрев бетона паром, калориферами, электропрогрев поверхности и т. д.).

Сезонные изменения температуры и влажности наружного воздуха принимаются по данным метеорологических наблюдений в районе строительства. При отсутствии таких наблюдений данные о температуре и влажности наружного воздуха рекомендуется принимать по главе СНиП II-А.6-72 «Строительная климатология и геофизика» и официальным документам, опубликованным ГУГМС.

Температура воды в водоемах определяется на основе специальных расчетов и по аналогам.

5.5. При проектировании сооружений I и II классов для стадии технического проекта и рабочих чертежей необходимо иметь данные наблюдений за температурой воздуха не менее чем за 20 лет, с тем чтобы для расчетов были обоснованы следующие характеристики температуры воздуха в створе сооружений:

а) средняя многолетняя температура воздуха;

б) средняя и максимальная амплитуды колебания среднемесячных температур воздуха за многолетний ряд;

в) среднесуточные температуры для года со средней и максимальной амплитудами колебаний температуры воздуха.

Для сооружений III и IV классов при отсутствии указанных наблюдений по метеопостам в районе строительства допускается обосновывать перечисленные данные по главе СНиП II-А.6-72.

В зависимости от температуры воздуха климатические условия района строительства можно разделить на три вида:

1 — благоприятные со средней многолетней температурой воздуха $T_{ср.год} > 10$ °С и амплитудой колебаний средних месячных температур $A_т < 10$ °С и умеренные при $T_{ср.год} = (+10) - (+3)$ °С и $A_т = 10 - 13$ °С;

2 — суровые при $T_{ср.год} = (+2) - (-2)$ °С и $A_т = 14 - 18$ °С;

3 — особо суровые при $T_{ср.год}$ ниже —3 °С и $A_т > 18$ °С.

При расчетном обосновании температуры воды в будущем водохранилище и подборе водоемов-аналогов кроме глубины водохранилища и климатических условий района рекомендуется обращать внимание на проточность водохранилища и расположение водосбросных отверстий у поверхности или на глубине. Специально рекомендуется рассматривать период наполнения водохранилища.

Примечание. Характеристика района строительства принимается худшей из определяемых по двум критериям.

5.6. Температура основания сооружений в строительный и эксплуатационный периоды определяется в зависимости от наличия и уровня грунтовой воды. Уровень и температура грунтовой воды устанавливаются на основании материалов изысканий с учетом результатов прогнозирования температуры воды в водохранилище.

5.7. Тепловыделение в бетоне принимается по материалам лабораторных исследований: для массивных сооружений I и II классов — по данным подбора состава бетона в адиабатических калориметрах; для немассивных сооружений тех же классов — по данным подбора состава бетона в изотермических калориметрах.

При проектировании бетонных плотин тепловыделение, определенное лабораторными исследованиями, рекомендуется уточнять по данным наблюдений за температурой бетонной кладки в начальный период строительства.

Расчетная величина тепловыделения принимается в зависимости от температуры бетона.

5.8. При установлении средней эксплуатационной температуры по высоте и ширине сооружения или конструкции (в расчетных сечениях) необходимо исходить из средней многолетней темпе-

ратуры наружного воздуха со стороны свободных граней, средней температуры воздуха в помещениях и средней годовой температуры воды в водохранилище. В зоне переменного уровня воды средняя годовая температура среды устанавливается с учетом реального нахождения сечения выше или ниже уровня воды в процессе регулярной эксплуатации или наполнения водохранилища в пусковой период (рис. 43).

5.9. Температура замыкания строительных швов назначается близкой к минимальной средней эксплуатационной температуре сооружения с учетом напряженного состояния, возникающего в сооружениях от всех видов нагрузок и воздействий, в том числе и температурных, с тем чтобы получить наиболее благоприятное общее

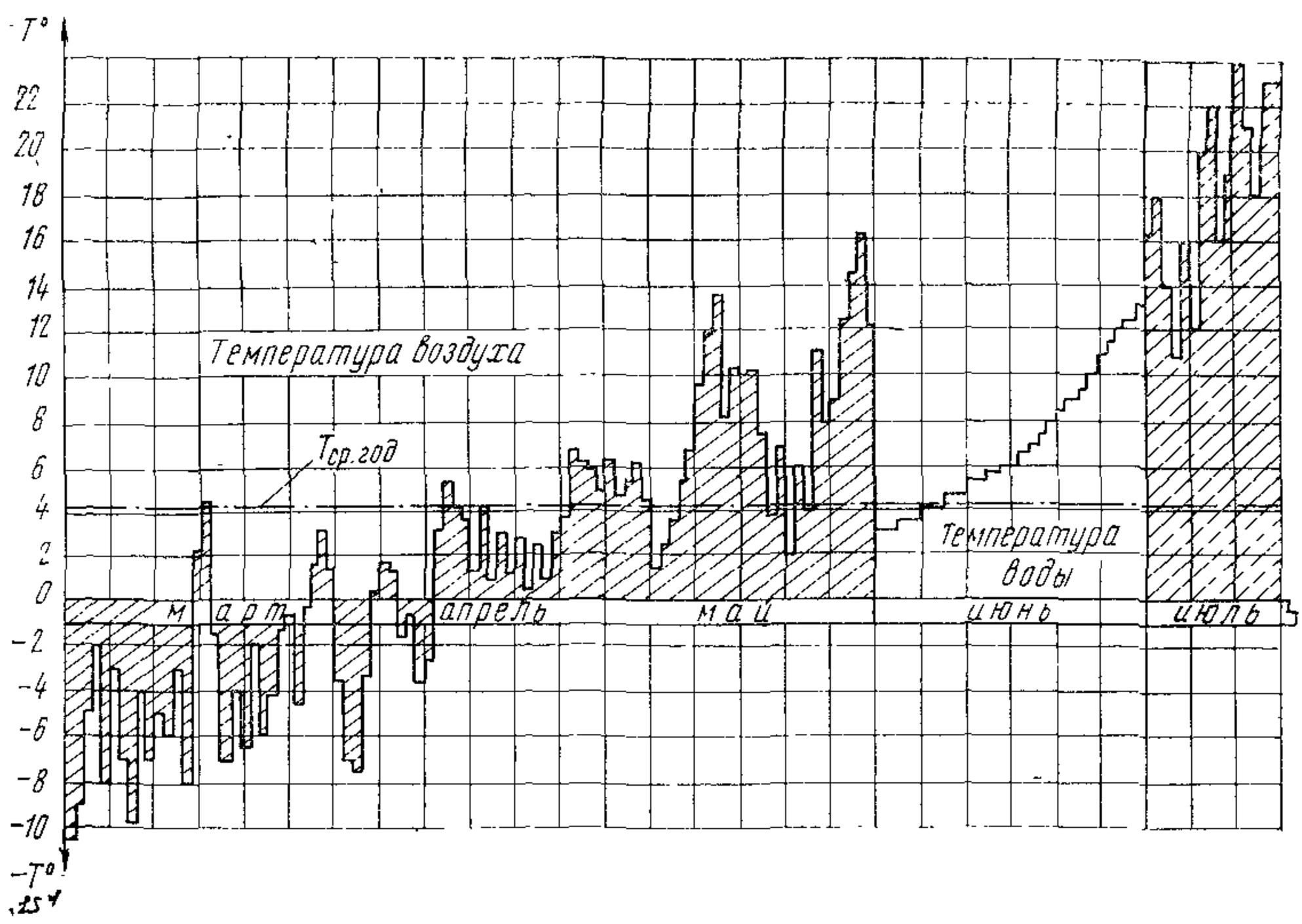


Рис. 43. График изменения температуры воздуха и воды в зоне переменного уровня

напряженное состояние сооружения с учетом напряжений, возникающих при переходе от температуры замыкания к средней эксплуатационной температуре.

5.10. При расчете конструкций на влажностные воздействия допускается не учитывать усадку бетона для конструкций, находящихся под водой, контактирующих с водой или засыпанных грунтом, если были приняты меры по предотвращению высыхания бетона в период строительства.

Для конструкций, находящихся под водой или контактирующих с ней, рекомендуется учитывать влияние набухания бетона по данным специальных исследований.

При отсутствии данных специальных исследований по учету набухания бетона в конкретных условиях эксплуатации данного сооружения допускается производить приближенный учет этого явления с помощью эквивалентной температуры T_w. Набухание бетона вызывает сжимающие напряжения у поверхности, непосредственно соприкасающейся с водой, постепенно уменьшающиеся по

мере удаления от поверхности, по величине равные напряжениям, которые возникнут в этом же сооружении или конструкции при нагреве рассматриваемой поверхности на 4—5°. Такой способ учета набухания бетона дает наименьшие значения сжимающих напряжений, которые могут возникнуть в данном сечении.

Например, при $E_б = 2{,}2 \cdot 10^5$ кгс/см², $\alpha = 0{,}9 \cdot 10^{-5}$ 1/°С сжимающие напряжения на напорной грани плотины после наполнения водохранилища от набухания бетона равны

$$\sigma_W = \alpha T_W E_б = 0{,}9 \cdot 10^{-5} \cdot 4 \cdot 2{,}2 \cdot 10^5 = 8 \text{ кгс/см}^2.$$

5.11. Значения тепловлагофизических характеристик бетона, необходимых для расчета конструкций на температурные и влажностные воздействия, и характеристики тепловыделения бетона при его твердении в адиабатических условиях принимаются соответственно по табл. 1 и 2 прил. 9.

Табл. 1 и 2 прил. 9 содержат осредненные данные по тепло- и влагофизическим характеристикам бетона; рекомендуется уточнять их специальными исследованиями. Приводим некоторые дополнительные материалы по перечисленным характеристикам бетона: коэффициент линейного расширения бетона α при положительной температуре меняется для разных бетонов в пределах от $0{,}75 \cdot 10^{-5}$ 1/°С до $1{,}1 \cdot 10^{-5}$ 1/°С. При понижении температуры бетона ниже 0° С коэффициент линейного расширения бетона возрастает на 20—40 %, и его значение рекомендуется уточнять по литературным данным, а в особо ответственных случаях — специальными исследованиями.

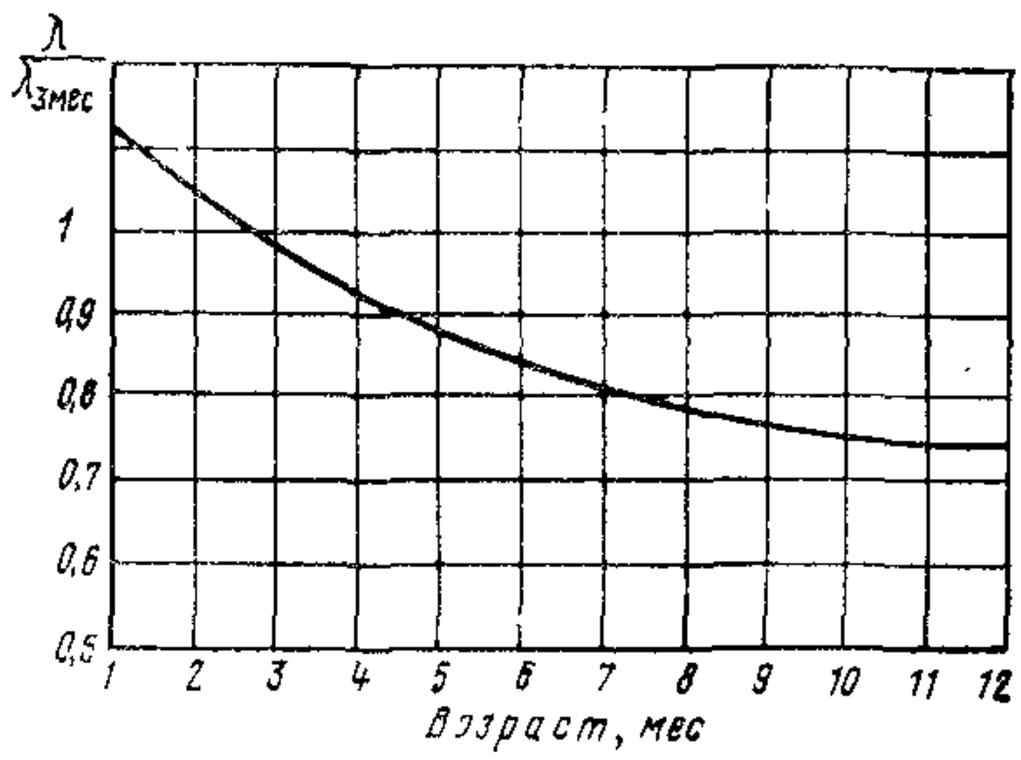


Рис. 44. Изменение теплопроводности бетона с возрастом

Теплопроводность бетона λ и его температуропроводность изменяются с возрастом и температурой. На рис. 44 показан график, характеризующий изменение теплопроводности бетона с возрастом, а на рис. 45 — графики изменения температуропроводности и теплопроводности с изменением температуры бетона.

Теплоемкость бетона после замерзания также изменяется. Но в отличие от теплопроводности она понижается, чем и объясняется более быстрое падение коэффициента температуропроводности с повышением температуры, чем падение теплопроводности.

Коэффициент теплоотдачи бетона воздуху зависит главным образом от скорости ветра. При ветре средней скорости до 2 м/с он равен 5—7 ккал/(м²·ч·°С), при ветре 2—4 м/с — 13—15 ккал/(м²·ч·°С), при более сильном — 20 ккал/(м²·ч·°С) и более.

При выполнении температурных расчетов сооружений термическое сопротивление опалубки допускается приводить к коэффициенту теплоотдачи.

5.12. Температурные и влажностные поля конструкций рассчитываются методами строительной физики с использованием основных положений, принятых для нестационарных процессов.

Усилия, напряжения и перемещения в бетонных и железобе-

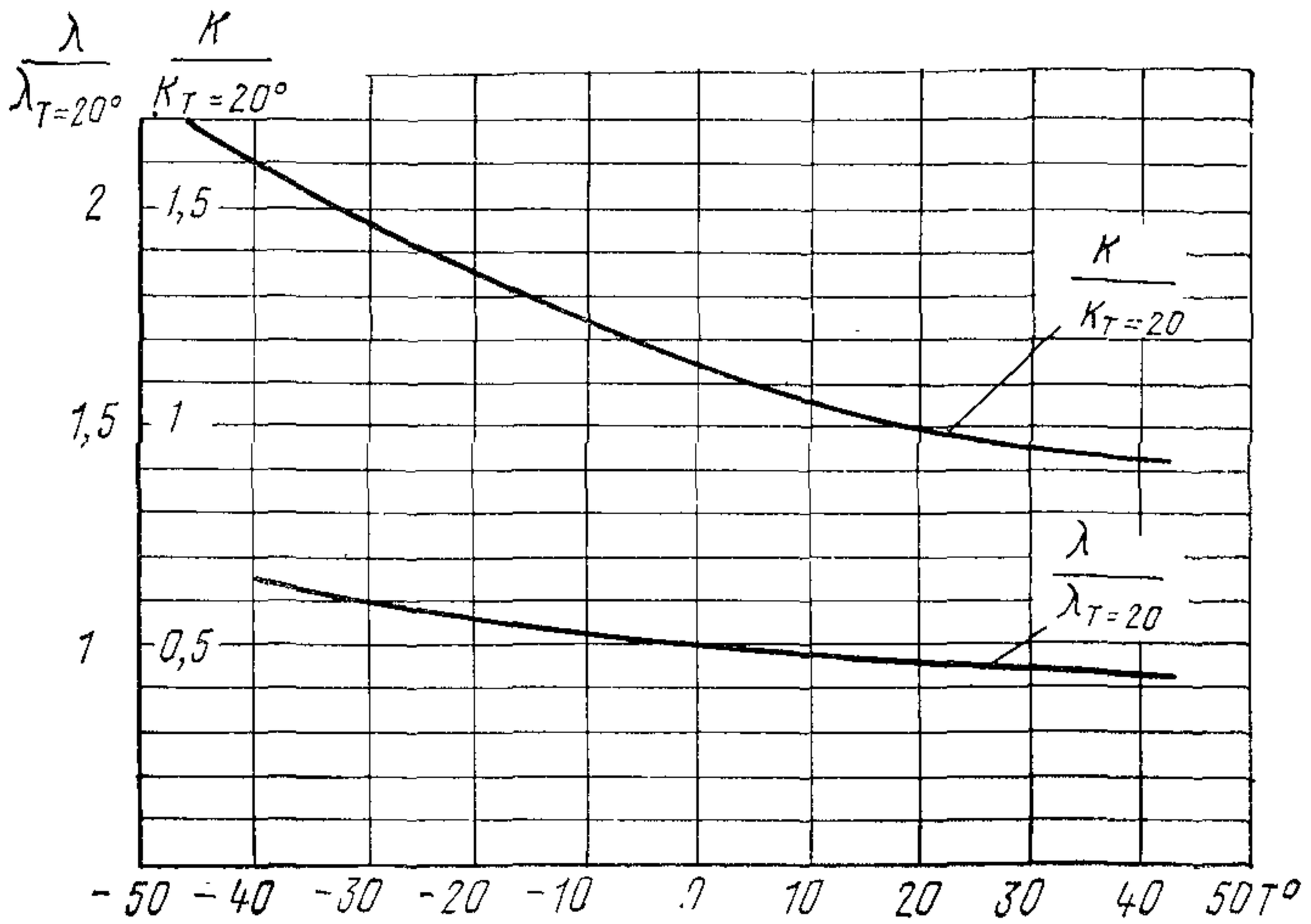


Рис. 45. Зависимость теплофизических характеристик гидротехнических бетонов от температуры

тонных конструкциях от температурных и влажностных воздействий определяются в соответствии с пп. 1.7, 1.14, 4.17 и 4.18.

Для сооружений I класса деформативные характеристики бетона для учета переменного во времени модуля упругости и ползучести бетона рекомендуется определять экспериментальными исследованиями или принимать по аналогам.

5.13. В настоящее время в эксплуатации имеется несколько программ, позволяющих выполнять расчеты нестационарного температурного поля сооружений и конструкций для большинства возникающих в практике проектирования задач строительного и эксплуатационного периодов. Программы, рекомендуемые для использования, перечислены в каталогах Ленгидропроекта, ВНИИГа и НИС Гидропроекта. Такие расчеты обязательны для стадии технического проекта и рабочих чертежей всех бетонных сооружений и железобетонных конструкций I и II классов.

Для конструкций и сооружений III и IV классов допускается использовать приближенные оценки температурного режима, допускается принимать изменения температуры воздуха по гармоническому закону, а температуру воды — по аналогам.

5.14. Для конструкций или их элементов толщиной менее 2,5 м при расчетах, выполняемых без учета тепловыделения, т. е. для периода после замыкания конструкции, допускается использование приближенного приема — эпюра температуры в любой момент времени принимается линейной. Граничные температуры на контуре элемента равны температуре среды, если этой средой является вода. Если граничной средой является воздух, при построении используется понятие фиктивного слоя d, равного $d_1=0{,}35$ м при практическом отсутствии ветра, и $d_2=0{,}1$ м при ветре средней силы и сильном (рис. 46). Для указанных конструкций, возводимых в континентальном климате, рекомендуется учитывать суточные колебания температуры воздуха.

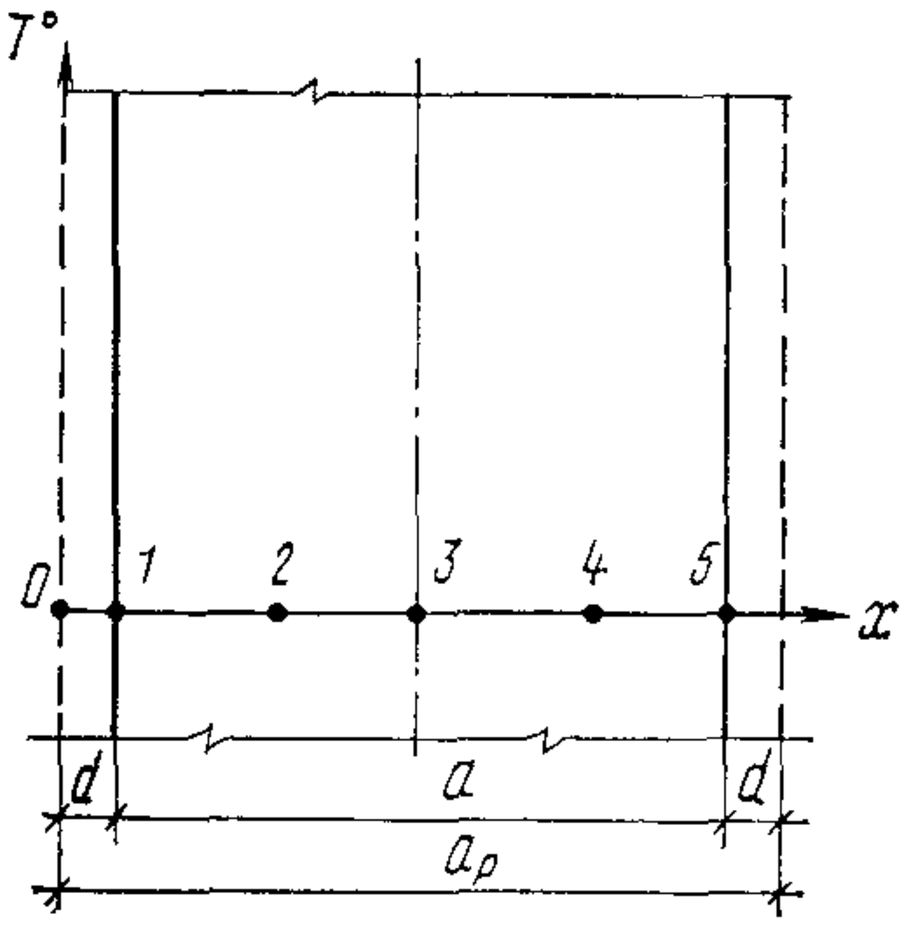


Рис. 46. Схема для учета фиктивного слоя

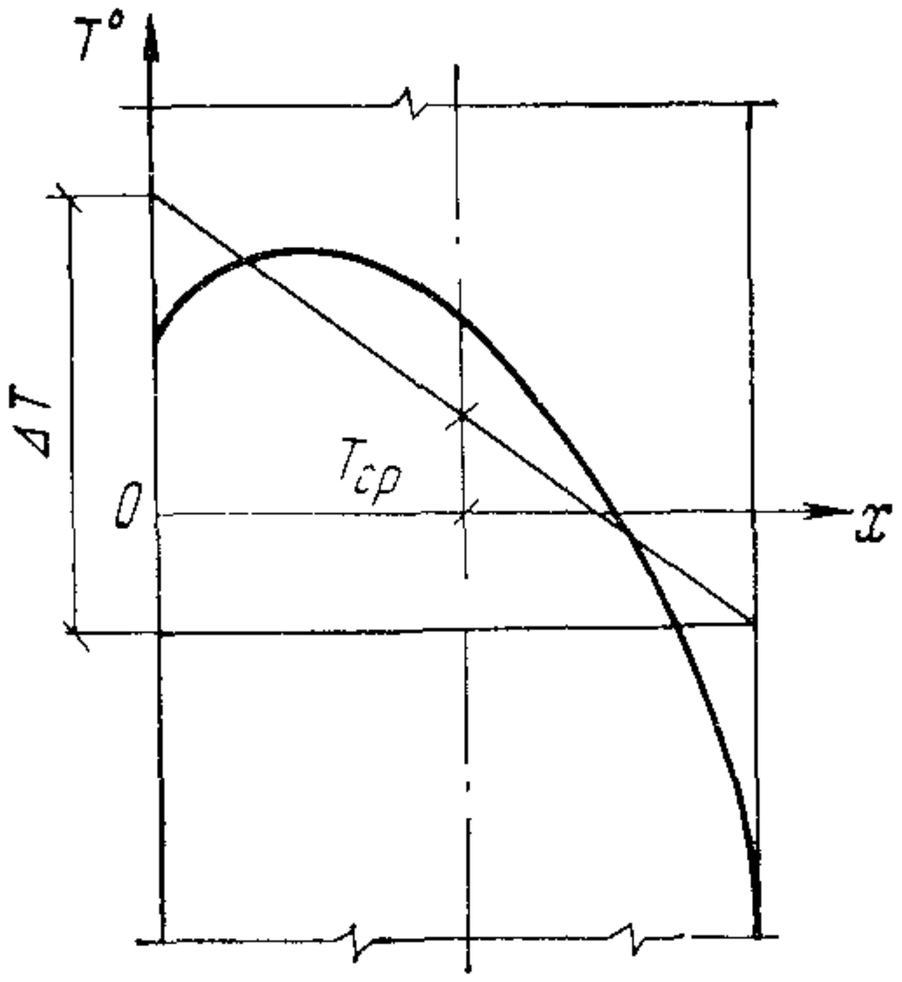


Рис. 47. Схема к определению средней температуры и среднего перепада

5.15. Усилия в сложных статически неопределимых и пространственных стержневых конструкциях определяются методами строительной механики по одной из имеющихся программ для ЭВМ. Желательно использование программ, алгоритм которых учитывает все основные виды деформации стержней — изгиб, продольные деформации и деформации сдвига.

Для расчета стержневых конструкций гидротехнических сооружений рекомендуется схема с так называемыми жесткими вставками на пересечении стержневых элементов.

5.16. Для определения усилий в стержневых системах на основании расчетов температурных полей определяются расчетные температуры $T_р$ и расчетные перепады температур $\Delta T_р$.

Под расчетной температурой в данном сечении $T_р$ понимают изменение средней температуры в этом сечении $T_{ср}$ за расчетный период $t_р$, т. е. $T_р = T_{ср_2} - T_{ср_1}$, где $T_{ср1}$ и $T_{ср2}$ — средние температуры в рассматриваемом сечении соответственно в начальный $t_{нач}$ и конечный $t_{кон}$ моменты расчетного периода. Под расчетным перепадом температуры $\Delta T_р$ в данном сечении понимают изменение среднего перепада температуры между гранями элемента в этом сечении за расчетный период времени, т. е.

$$\Delta T_р = \Delta T_{ср_2} - \Delta T_{ср_1}.$$

Средняя температура и средний перепад температуры определяются по трапецеидальной эпюре температуры, статически эквивалентной действительной эпюре температуры в данный момент времени (рис. 47).

Если при расчете стержневых систем требуется определить величину полных температурных напряжений, например, для оценки опасности образования трещин температурного происхождения, к эпюрам напряжений, полученным по расчетным температурам $T_р$ и расчетным перепадам температур $\Delta T_р$, добавляется статически уравновешенная эпюра напряжений, вызываемая криволинейным изменением температуры по сечению.

5.17. Для конструкций, не приводящихся к стержневым (плотин, балок-стенок, блоков бетонирования на жестком основании и т. п.), расчеты напряженного состояния рекомендуется производить *методами теории упругости по специальным программам.* В последнее время нашли распространение программы, реализующие решение разнообразных задач теории упругости методом конечных элементов. Достаточно часто используются программы, реализующие алгоритмы, основанные на аналитических решениях тех или иных задач, или различные модификации численных методов решения задач теории упругости.

5.18. При определении температурных усилий и напряжений в конструкциях и сооружениях, возникающих до момента замыкания

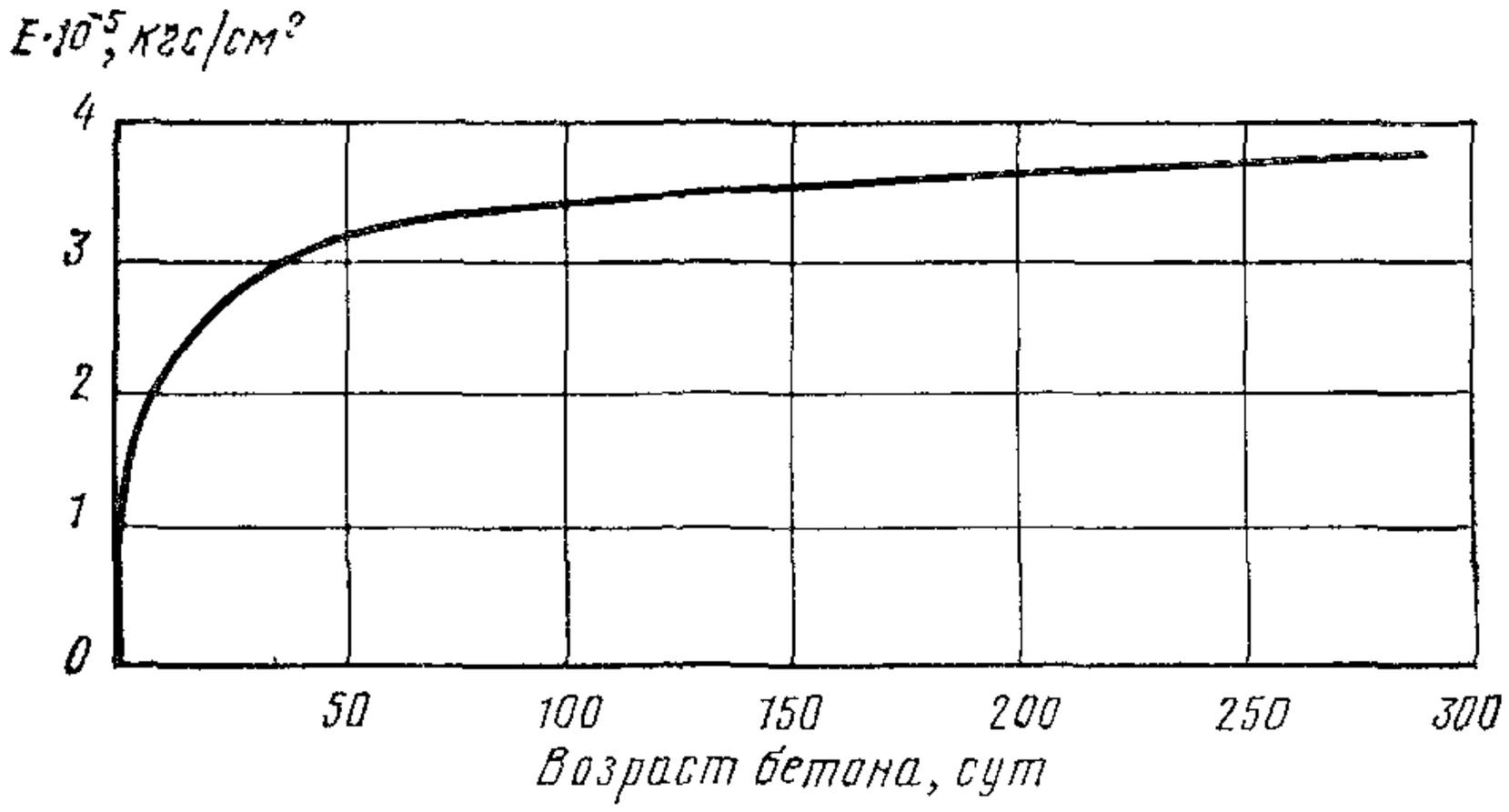


Рис. 48. Кривая изменения модуля упругости бетона в зависимости от возраста бетона

швов, рекомендуется учитывать изменение модуля упругости бетона E с возрастом τ по п. 5.21, а для особо ответственных сооружений I класса — по данным экспериментальных исследований при подборе состава бетона.

Характерная кривая изменения модуля упругости бетона показана на рис. 48. При выполнении аналогичных расчетов после замыкания швов разрешается принимать модуль упругости бетона E постоянным независимо от возраста бетона.

5.19. При расчетах температурных усилий и напряжений независимо от возраста бетона рекомендуется учитывать его ползучесть.

При расчетах температурных напряжений методами механики сплошной среды желательно учет ползучести бетона вводить непосредственно в *алгоритм используемых программ. При отсутствии* таких программ, а также во всех случаях выполнения расчетов стержневых систем допускается ползучесть бетона учитывать коэффициентами релаксации напряжений $k_р\ (t, \tau)$, показывающими, насколько уменьшаются температурные напряжения, возникшие в момент времени $t_{нач}$, за расчетный промежуток времени $t_{кон} - t_{нач}$. Под релаксацией напряжений понимается процесс уменьшения напряжений в данной точке или усилий в данном сечении, возникающих при температурных воздействиях, если перемещения или деформации элементов стеснены (ограничены).

Коэффициент релаксации вводится множителем к значению упругих напряжений, возникающих за элементарный период времени Δt, и, как и мера ползучести бетона, зависит от возраста бетона τ и времени действия нагрузки $t_{кон}-t_{нач}$.

Для этого промежуток времени $t_{кон}-t_{нач}$ разбивается на n временных интервалов. Тогда температурные напряжения, сформировавшиеся к моменту времени $t_{кон}$, будут равны сумме напряжений, возникающих в каждом интервале

$$\sigma_{т}(t_{кон}) = \sum_{i=1}^{n} \Delta\sigma_{т\,упр}(i) k_{р}(t_{кон}-t_i), \qquad (191)$$

где t_i ($i=1, 2, 3, \ldots, n$) — временные интервалы.

При расчете температурных напряжений в системе последовательно укладываемых блоков бетонирования рекомендуется учитывать различие модулей упругости в каждом блоке как следствие разного возраста бетона.

5.20. Значения коэффициентов релаксации $k_р$ рекомендуется определять экспериментальными исследованиями. При отсутствии этих данных рекомендуется пользоваться графиком осредненных значений $k_р$, приведенным в прил. 10. Для более зрелого возраста бетона рекомендуется пользоваться значениями, приведенными в табл. 37.

Таблица 37

Возраст бетона в момент загружения, сут	Коэффициент $k_р$ при расчетном периоде, мес	
	3	6
365	0,85	0,81
700	0,87	0,83
1100	0,88	0,85
2200	0,88	0,86
3000	0,89	0,86

Поскольку в указанном зрелом возрасте температурные напряжения определяются, как правило, только изменением температуры окружающей среды, имеющим годовой цикл, указанные выше расчетные периоды считаются характерными при расчете температурных напряжений.

5.21. Расчет по образованию трещин бетонных и железобетонных конструкций от температурных и влажностных воздействий производится по формуле

$$k_н n_с \sigma(t) \leqslant \varepsilon_{пр}(\tau) E(\tau), \qquad (192)$$

где $\sigma(t)$ — напряжения в бетоне в рассматриваемый момент времени с учетом ползучести;

$\varepsilon_{пр}(\tau)$ — предельная растяжимость бетона, принимаемая по табл. 38;

$E(\tau)$ — модуль упругости бетона, кгс/см², в возрасте τ, сут, определяемый по п. 2.17 для возраста бетона до 180 дней, экспериментальными исследованиями или по формуле

$$E(\tau) = \frac{1\,000\,000}{1{,}7 + \dfrac{360}{a \ln \tau}}, \qquad (193)$$

где a — коэффициент, принимаемый по табл. 39.

Таблица 38

Марка бетона	Предельная растяжимость бетона $\varepsilon_{пр} \cdot 10^4$ в возрасте 60 дней
М 150, М 200	0,7
М 250	0,8
М 300 и более	0,9

Примечание. При выполнении расчетов для сооружений I класса, а также II класса при объеме бетона свыше 1 млн. м³ (особенно при расчете трещиностойкости бетонных плотин) величина предельной растяжимости бетона уточняется экспериментальными исследованиями.

Таблица 39

Марка бетона на сжатие	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600
Коэффициент a	14	17	23	28	34	40	46	52	58	64	75

5.22. Определенная в лаборатории предельная растяжимость бетона $\varepsilon_{пр}$ уточняется в производственных условиях в строительной лаборато и. Предельная растяжимость бетона, как и другие

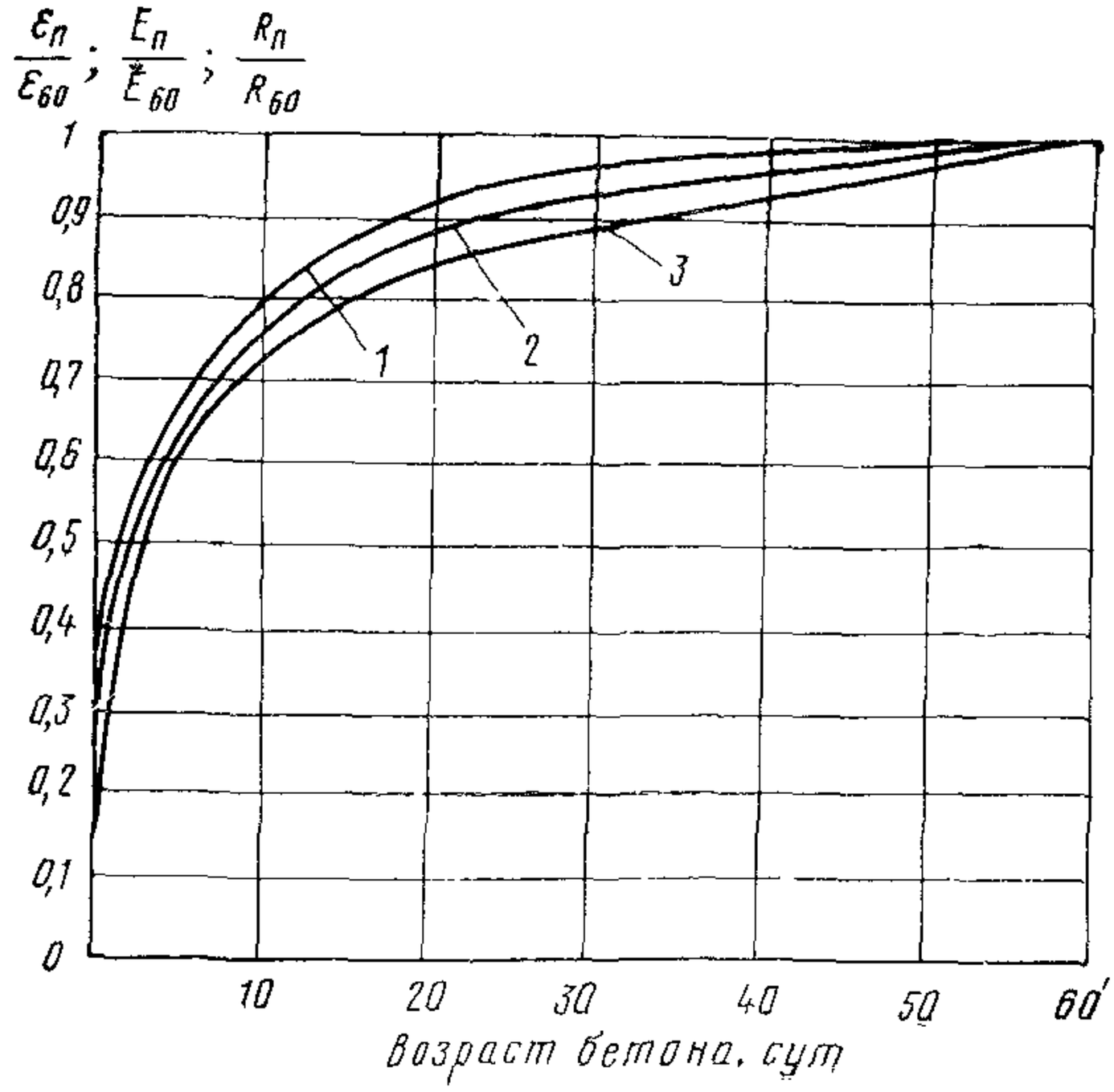


Рис. 49. Кривые изменения прочностных и деформативных характеристик бетона в зависимости от его возраста

1 — модуль упругости $\frac{E_п}{E_{60}}$; *2* — предельная растяжимость $\frac{\varepsilon_п}{\varepsilon_{60}}$; *3* — прочность на растяжение $\frac{R_п}{R_{60}}$

его прочностные характеристики, зависит от возраста бетона. Характер изменения предельной растяжимости бетона с возрастом показан на рис. 49.

В правую часть формулы (192) подставляется значение предельной растяжимости для возраста бетона, для которого производится расчет по образованию трещин. При назначении расчетной величины предельной растяжимости за основу принимаются данные лабораторных испытаний образцов на осевое растяжение.

5.23. Расчетную величину предельной растяжимости бетона рекомендуется уточнять в зависимости от градиента температурных

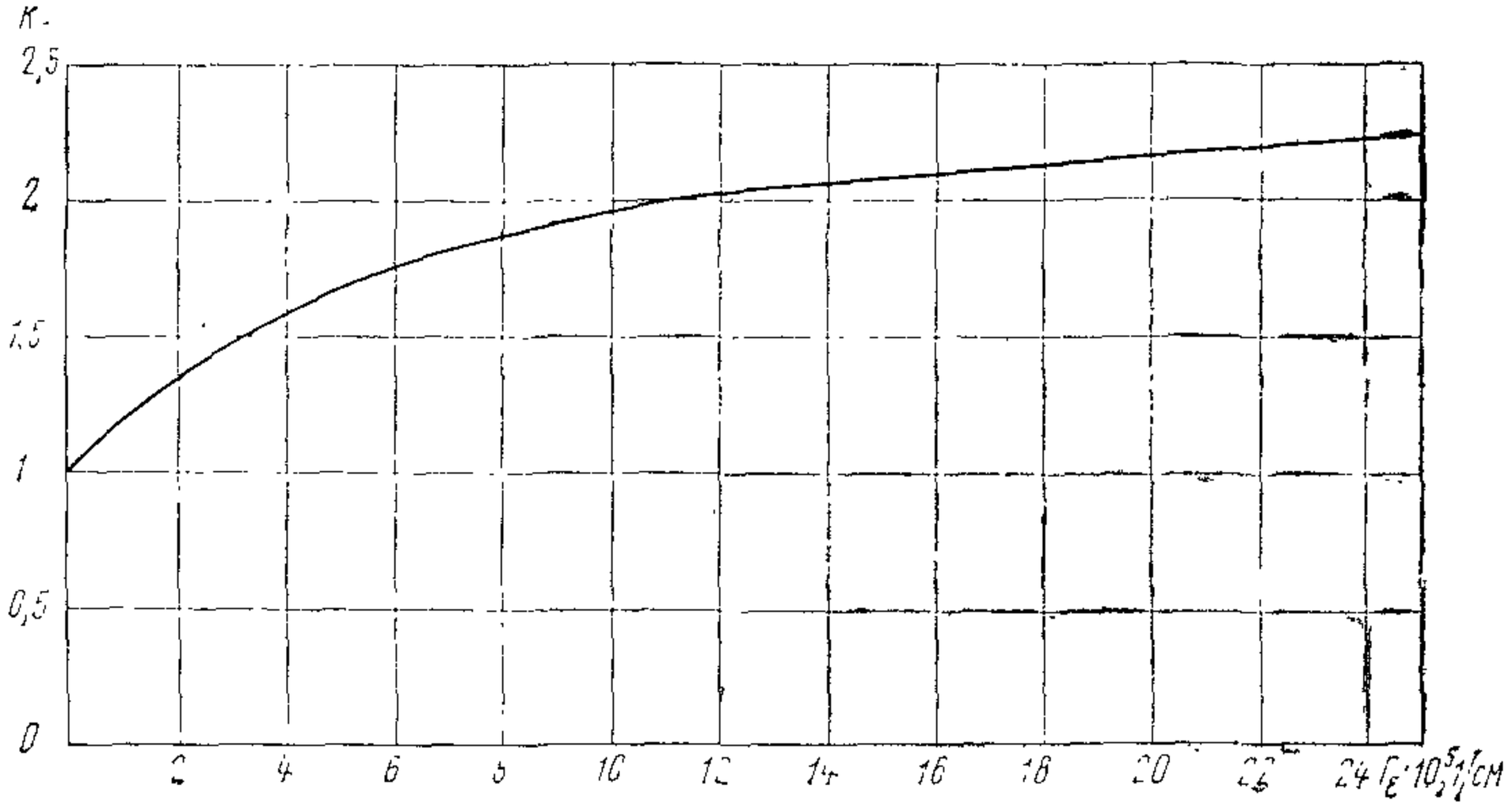


Рис. 50. График зависимости коэффициента $K_г$ от градиента температурных деформаций $Г_\varepsilon$

деформаций, определенных с учетом уравновешенной части эпюры, возникающей как следствие криволинейности эпюры температур.

При этом предельная растяжимость бетона для крайнего волокна (для поверхности бетона) определяется по формуле

$$\varepsilon^{г}_{пр} = \varepsilon_{пр}\, k_г. \qquad (194)$$

Значение коэффициента $k_г$ определяется по графику рис. 50. Для определения $k_г$ рекомендуется следующий прием. Вычерчивается эпюра температуры T по поперечному сечению элемента, определенная расчетом. Затем на оси, нормальной к грани элемента, отмечается точка на расстоянии 10 см от грани и по эпюре температуры отсчитывается разность между температурой грани и в точке на расстоянии 10 см. Разность, град, деленная на 10 см, численно равна градиенту $Г_\varepsilon\ 10^5$ при $\alpha = 10^{-5}$. По значению $Г_\varepsilon$ определяются $k_г$ и расчетная величина $\varepsilon^{г}_{пр}$ (рис. 51).

Для сооружений, возводимых в суровых и особо суровых условиях, рекомендуется учитывать влияние крупности заполнителя коэффициентом $k_д$. При крупности заполнителя до 60 мм $k_д = 1$; при крупности заполнителя 80 мм $k_д = 0{,}9$ и при крупности заполнителя более 80 мм $k_д = 0{,}8$ (см. пример расчета 49).

5.24. При проектировании конструкций, испытывающих температурные и влажностные воздействия, необходимо предусматри-

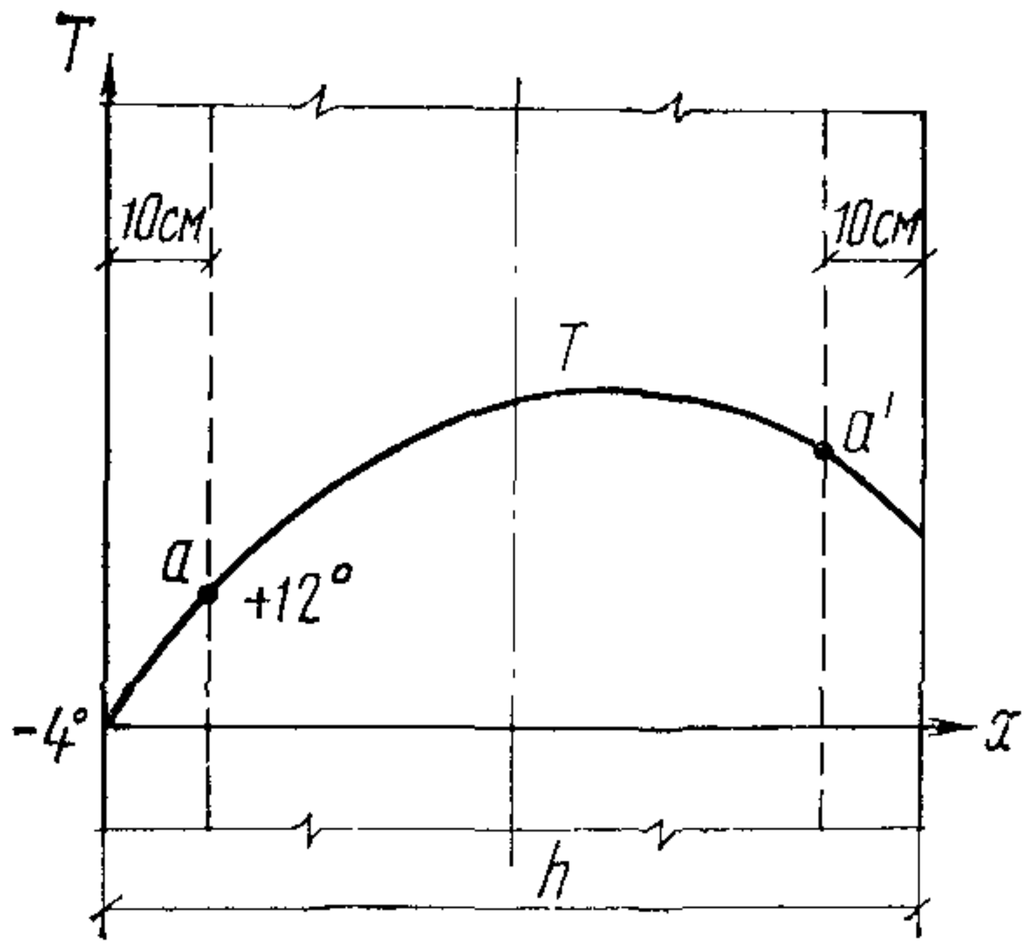


Рис. 51. Определение предельной растяжимости бетона с учетом градиента температурных деформаций

вать конструктивные решения и технологические мероприятия:

выбор наиболее оптимальной конструкции в данных природных условиях;

рациональную разрезку конструкции постоянными и временными температурно-усадочными швами;

устройство теплоизоляции на наружных бетонных поверхностях;

снижение тепловыделения бетона применением низкотермичных марок цемента, уменьшением расхода цемента за счет использования воздухововлекающих и пластифицирующих добавок, камнебетона, золы-уноса и др.;

максимальное рассеивание начального тепла и экзотермии наиболее выгодным сочетанием высоты ярусов бетонирования и интервалов между укладкой ярусов при заданной интенсивности роста сооружения;

регулирование температуры бетонной смеси подогревом или искусственным охлаждением ее составляющих;

регулирование температурного и влажностного режимов поверхностей бетонных массивов с целью защиты их от резких колебаний температуры среды в холодное время года, сохранение во влажном состоянии в теплое время постоянной или временной теплоизоляцией или теплогидроизоляцией, поливкой водой, устройством шатров с кондиционированием климата и т. д.;

применение трубного охлаждения бетонной кладки;

повышение однородности бетона, обеспечение его высокой растяжимости, повышение предела прочности на осевое растяжение;

замыкание статически неопределимых конструкций, а также омоноличивание массивных конструкций при температурах бетона, близких к его минимальным эксплуатационным температурам.

Арматуру, воспринимающую температурные и усадочные усилия, допускается предусматривать только в тех случаях, когда другие конструктивные решения и технологические мероприятия не обеспечивают несущей способности или требуемой по условиям эксплуатации монолитности сооружения.

Специальные конструктивные решения и мероприятия, в том числе с учетом очередности, оказываются особо необходимыми при проектировании сооружений для суровых и особо суровых климатических условий.

При оценке эффективности армирования необходимо учитывать, что арматурные сетки локализуют развитие образовавшихся трещин, а также швов-надрезов, задаваемых в сооружении, а арматура повышает трещиностойкость поверхностного слоя бетона на 15—25 %.

5.25. Существенную роль в регулировании температурных напряжений играют швы-надрезы и правильный выбор температуры замыкания швов, позволяющий в известных пределах изменять на-

пряженное состояние конструкции в нужном направлении. Так, омоноличивание объемных швов плотин бетонированием позволяет проводить его при температурах бетона ниже эксплуатационной, что обеспечивает некоторое предварительное обжатие бетонной кладки.

Для ответственных сооружений рекомендуется назначать температуру замыкания с учетом общего напряженного состояния конструкции с целью его возможного улучшения и обеспечения наибольшей монолитности.

Примеры расчета к пп. 5.1—5.23

Пример 49. *Дано.* Расчетная эпюра температуры (см. рис. 51); температура грани равна минус 4 °С, на расстоянии 10 см температура бетона равна плюс 12 °С.

Требуется определить предельную растяжимость бетона.

Расчет. Разность температур $\Delta T = 12-(-4)=16$ °С; $\Gamma_\varepsilon = \frac{16}{10}=1{,}6$. При указанной разности температур и при $\alpha=1\cdot10^{-5}$ разность температурных деформаций $\delta_\varepsilon = 16\cdot10^{-5}$.

По графику рис. 50 $k_\Gamma=1{,}3$; для бетона марки М 250 по табл. 38 $\varepsilon_{пр}=0{,}8\times10^{-4}$. Тогда по формуле (194) $\varepsilon^{\Gamma}_{пр}=0{,}8\cdot10^{-4}\cdot1{,}3=1{,}04\cdot10^{-4}$.

Таким образом, в рассмотренном примере при максимальной крупности заполнителя до 80 мм расчетная величина $\varepsilon^{\Gamma}_{пр}=1{,}04\cdot10^{-4}\cdot0{,}9=0{,}93\cdot10^{-4}$ (см. п. 5.23).

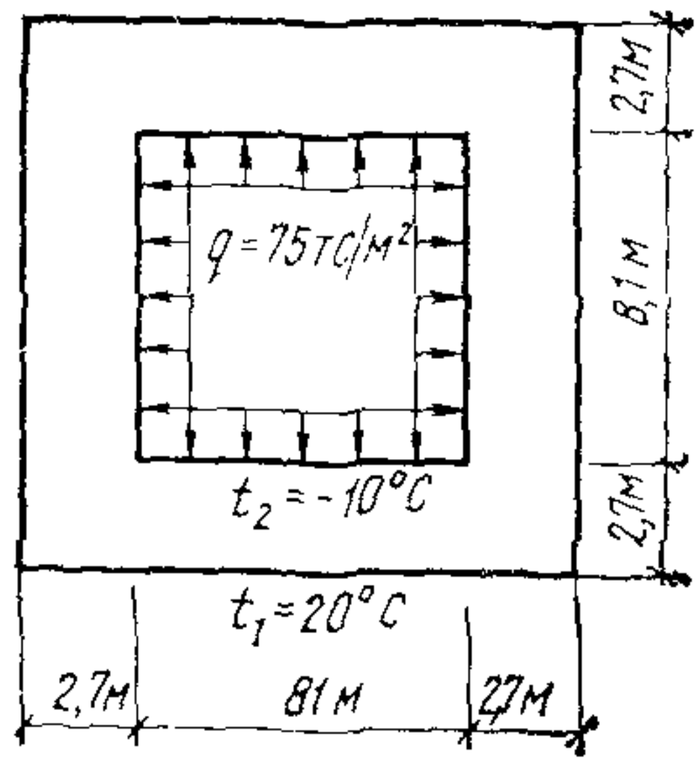


Рис. 52. К примеру 50

Пример 50. *Дано. Элемент* вертикального трубопровода (рис. 52); внутреннее давление воды $q=75$ тс/м²; нагрузки и воздействия длительные; дополнительно действуют изменения температуры: охлаждение внутреннего волокна на 10 °С и нагрев наружного волокна на 20 °С (в пределах сечения температура изменяется по линейному закону; бетон марки М 200; арматура класса А-II; класс сооружения I — $k_н$ 1,25; сочетание нагрузок основное — $n_c=1$.

Требуется подобрать продольную арматуру по условию прочности нормальных сечений.

Расчет. Так как $\frac{l_{св}}{h}=\frac{8{,}1}{2{,}7}=3$, рассчитываем раму как стержневую систему (рама с жесткими вставками). От действия внутреннего давления воды в любом стержне рамы получаем эпюры силовых факторов (рис. 53, *а*).

Принимаем в первом приближении, что конструкция нетрещиностойкая. При длительном действии нагрузок в соответствии с п. 4.19

$$B=0{,}2E_б I_б=0{,}2\cdot2{,}4\cdot10^6\,\frac{1\cdot2{,}7^3}{12}=7{,}87\cdot10^5\ \text{тс}\cdot\text{м}^2;$$

$$C=0{,}2E_б F_б=0{,}2\cdot2{,}4\cdot10^6\cdot1\cdot2{,}7=12{,}95\cdot10^5\ \text{тс}.$$

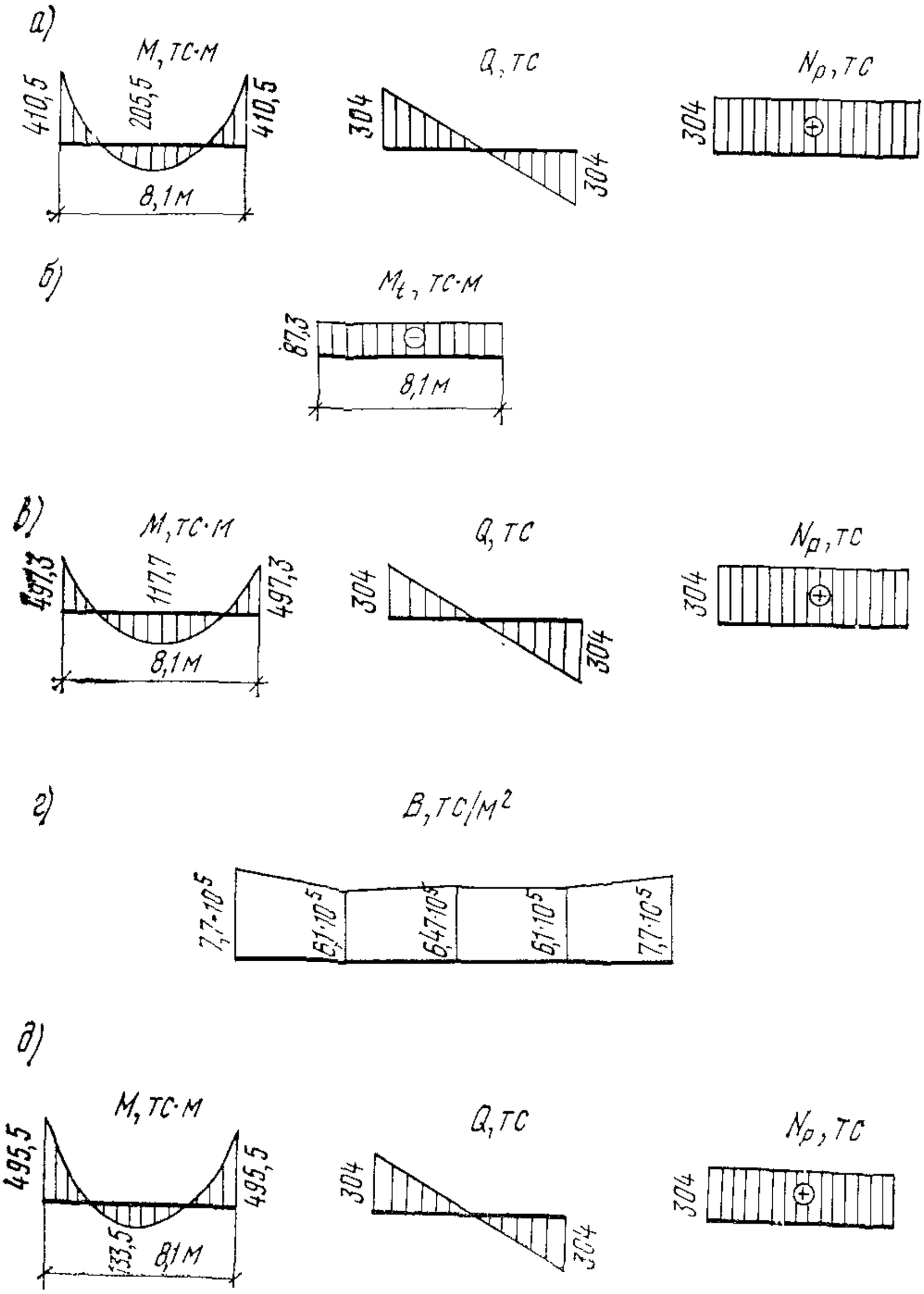


Рис. 53. К примеру 50

а — эпюры силовых факторов от действия внутреннего давления воды; *б* — эпюра изгибающих моментов от воздействия температуры; *в* — суммарные эпюры силовых факторов; *г* — эпюра жесткостей; *д* — окончательные эпюры силовых факторов

Равномерное нагревание замкнутой свободной рамы на величину $t_0 = \frac{t_1 + t_2}{2} = \frac{20 - 10}{2} = 5°\,\text{C}$ не вызывает в ней усилия.

Рассчитываем раму только на градиент температуры по толщине элемента, вызывающий изгиб стержней,

$$\frac{\Delta T_\text{р}}{h} = \frac{t_1 - t_2}{h} = \frac{20 - (-10)}{2{,}7} = 11{,}1\ \text{С/м}.$$

Усилия в раме, вызванные температурой, $M_t = -\alpha \frac{\Delta T_р}{h} B =$

$= -1 \cdot 10^{-5} \cdot 11,1 \cdot 7,87 \cdot 10^5 = -87,3$ тс·м, знак «минус» ука-

зывает, что растянуто внутреннее волокно стержня, т. е. со стороны наименее нагретой грани (рис. 53, *б*).

$$Q_t = N_t = 0.$$

Суммарные эпюры силовых факторов приведены на рис. 53, *в*.

Подбираем продольную арматуру. В опорном сечении $M = 497,3$ тс·м, $N_р = 304$ тс, $a = a' = 0,15$ м, $h_0 = 2,7 - 0,15 = 2,55$ м,

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{497,3}{304} = 1,64 \text{ м} > \frac{h}{2} - a = 1,35 - 0,15 = 1,2 \text{ м},$$ т.е.

случай внецентренного растяжения с большим эксцентрицитетом,

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a = 1,64 - \frac{2,7}{2} + 0,15 = 0,44 \text{ м};$$

по формуле (57)

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_с N e}{m_б R_{пр} b}} = 2,55 -$$

$$- \sqrt{2,55^2 - \frac{2 \cdot 1,25 \cdot 1 \cdot 304 \cdot 0,44}{1,15 \cdot 900 \cdot 1}} = 0,07 \text{ м}.$$

Так как $x = 0,07$ м $< 2a' = 0,3$ м, сжатую арматуру не учитываем. По формуле (93)

$$F_а = \frac{m_б R_{пр} b x + k_н n_с N}{m_а R_а} =$$

$$= \frac{1,15 \cdot 90 \cdot 100 \cdot 7 + 1,25 \cdot 1 \cdot 304 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 2,7 \cdot 10^3} = 145,5 \text{ см}^2.$$

В сечении $M = 0$ и $N_р = 304$ тс по формуле (83)

$$F_а = F_а' = \frac{k_н n_с N}{2 m_а R_а} = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 304 \cdot 10^3}{2 \cdot 1,15 \cdot 2,7 \cdot 10^3} = 61,1 \text{ см}^2.$$

В *пролетном сечении* $M = 117,7$ тс·м, $N_р = 304$ тс,

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{117,7}{304} = 0,387 \text{ м} < \frac{h}{2} - a = 1,2 \text{ м},$$

т. е. случай внецентренного растяжения с малым эксцентрицитетом,

$$e = \frac{h}{2} - e_0 - a = 1,35 - 0,387 - 0,15 = 0,813 \text{ м},$$

$$e' = \frac{h}{2} + e_0 - a' = 1,35 + 0,387 - 0,15 = 1,587 \text{ м};$$

по формулам (89) и (90)

$$F_а = \frac{k_н n_с N e'}{m_а R_а (h_0 - a')} = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 304 \cdot 10^3 \cdot 1,587 \cdot 10^2}{1,15 \cdot 2700 (2,55 - 0,15) 10^2} = 81 \text{ см}^2;$$

$$F_a' = \frac{k_н n_c N e}{m_a R_a (h_0 - a')} = \frac{1{,}25 \cdot 1 \cdot 304 \cdot 10^3 \cdot 0{,}813 \cdot 10^2}{1{,}15 \cdot 2700\,(2{,}55 - 0{,}15)\,10^2} = 41{,}5 \text{ см}^2.$$

Уточняем жесткость по формулам (178) и (179).

В опорном сечении $B_к = (1 + 100\mu)\frac{bh^3}{48} E_б =$

$$= \left(1 + 100\frac{145{,}5}{100 \cdot 255}\right)\frac{1 \cdot 2{,}7^3}{48} 2{,}4 \cdot 10^6 = 15{,}4 \cdot 10^5 \text{ тс} \cdot \text{м}^2.$$

$$B = 0{,}5 B_к = 7{,}7 \cdot 10^5 \text{ тс} \cdot \text{м}^2.$$

В сечении с $M = 0$

$$B = 0{,}5 B_к = 0{,}5\left(1 + 100\frac{61{,}1}{100 \cdot 255}\right)\frac{1 \cdot 2{,}7^3}{48} 2{,}4 \cdot 10^6 = 6{,}1 \cdot 10^5 \text{ тс} \cdot \text{м}^2.$$

В пролетном сечении

$$B = 0{,}5 B_к = 0{,}5\left(1 + 100\frac{81}{100 \cdot 255}\right)\frac{1 \cdot 2{,}7^3}{48} 2{,}4 \cdot 10^6 = 6{,}47 \cdot 10^5 \text{ тс} \cdot \text{м}^2.$$

Эпюра жесткостей приведена на рис. 53, *г*.

Уточняем момент от изменения температуры по длине стержня.

В опорном сечении $M_t^{оп} = -1 \cdot 10^{-5} \cdot 11{,}1 \cdot 7{,}7 \cdot 10^5 = -85{,}5$ тс.·м.

В пролетном сечении $M_t^{прол} = -1 \cdot 10^{-5} \cdot 11{,}1 \cdot 6{,}47 \cdot 10^5 = -71{,}7$ тс·м.

Окончательные эпюры силовых факторов приведены на рис. 53, *д*.

Расчетное количество арматуры принимаем: на опоре $F_a = 144$ см²; в пролете $F_a = 83{,}5$ см² и $F_a' = 39$ см².

Глава 2

КОНСТРУИРОВАНИЕ АРМАТУРЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ РЕЧНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

6. СХЕМЫ АРМИРОВАНИЯ СООРУЖЕНИЙ

Основные положения

6.1. Схемы армирования сооружений зависят от:

статических условий работы сооружения;

типа, назначения и конструктивных особенностей сооружения (монолитное, сборно-монолитное или сборное);

принятой схемы организации производства бетонных и железобетонных работ;

очередности производства работ;

типа применяемых арматурных конструкций (пакеты, сетки, армокаркасы, армофермы, армоблоки и т. д.).

6.2. Арматуру железобетонных конструкций рекомендуется предусматривать преимущественно в виде армоконструкций: армоферм, армопакетов, сварных каркасов и сеток. Рекомендуется применять пространственные армокаркасы (армоблоки), а также армопанельные плиты, содержащие частично или полностью рабочую арматуру данного конструктивного элемента.

6.3. При возведении сооружений из монолитного бетона для армирования горизонтальных и вертикальных элементов рекомендуется применять сборные железобетонные балки, плиты, несущие армофермы и армоблоки, на которые навешивается опалубка.

6.4. При возведении сооружения из сборно-монолитного бетона с применением армопанельных конструкций армирование вертикальных элементов и перекрытий существенно упрощается, так как вместо армоферм и армоблоков применяются пакеты и сетки, которыми армируются формообразующие несущие плиты и балки.

Рекомендуемые схемы армирования элементов сооружения

АРМИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ

6.5. Армирование фундаментных плит рекомендуется выполнять по трем схемам:

1 — раздельное армирование нижнего и верхнего контуров плиты (или только верхнего) в виде сеток (рис. 54, *а*) или в виде пакетов в зависимости от назначения плиты, месторасположения и несущей способности (рис. 54, *б*);

2 — объединение в армофермы всей рабочей арматуры: отогнутой и рабочей в направлении поперек потока русла. Рабочую арматуру вдоль потока целесообразно выполнять в виде укрупненных пакетов (рис. 54, *в*);

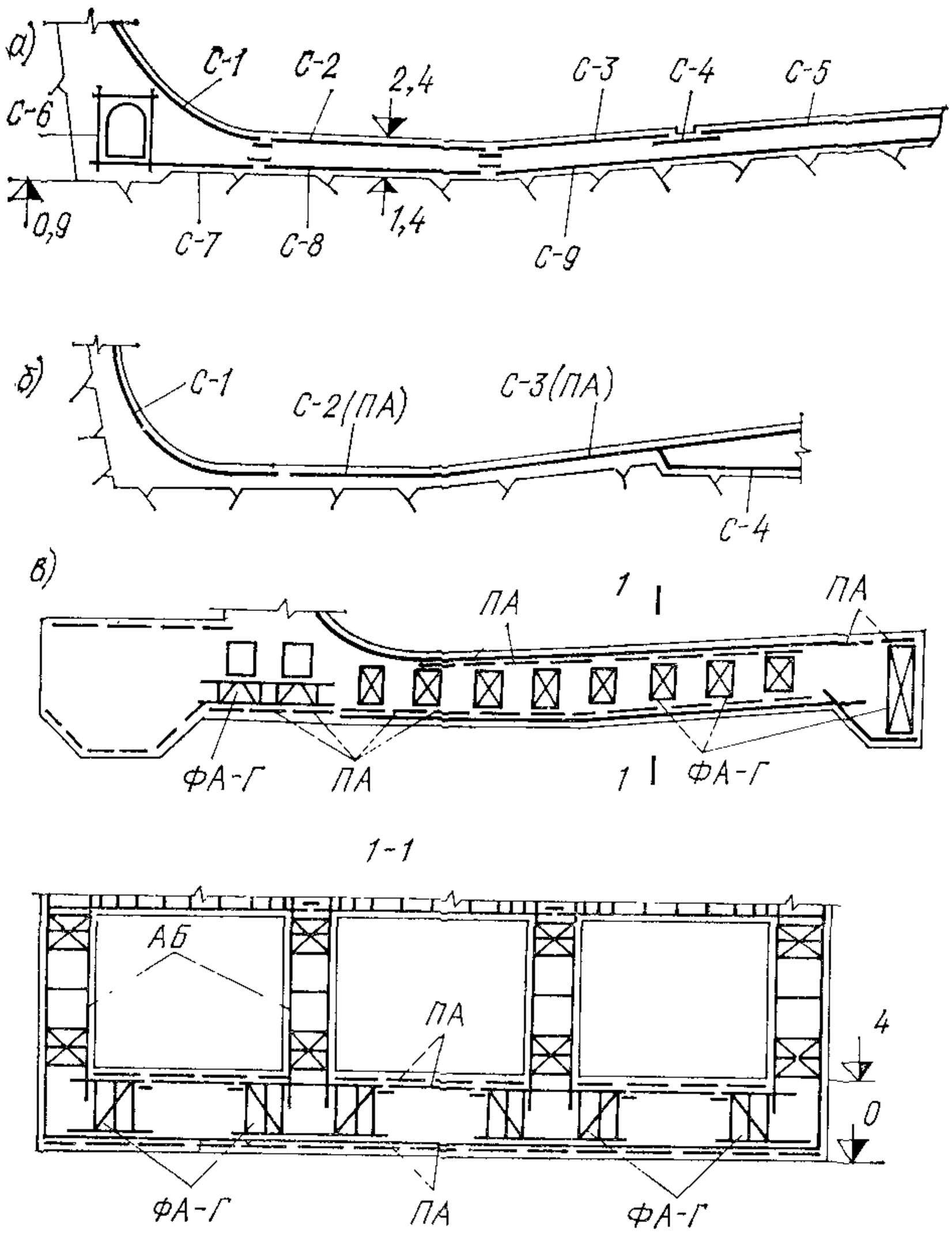


Рис. 54. Схемы армирования фундаментных плит

а — двустороннее армирование сетками; *б* — одностороннее армирование сетками (пакетами); *в* — армирование фундаментной плиты на нескальном основании пакетами и армофермами; *С* — сетка; *ПА* — пакет; *ФА-Г* — армоферма горизонтальная; *АБ* — армоблок

3 — объединение в армофермы отогнутой арматуры и части расчетной арматуры в направлении поперек потока. Остальная часть арматуры (поперек потока и вся арматура вдоль потока) объединяется в пакеты или сетки (рис. 54, *в*).

По схеме 1 армируются элементы при отсутствии поперечной арматуры.

По схеме 2 армируются элементы небольшой высоты. По схеме 3 армирование осуществляется поярусно, при этом отсутствие верхней сетки, устанавливаемой перед бетонированием верхнего яруса, обеспечивает лучшие условия укладки бетона и свободное бетонирование нижележащего яруса.

Установка в блоке арматурных изделий (сеток, каркасов) в процессе бетонирования, как правило, должна быть исключена.

Для удобства бетонирования (прохода рабочих с инструментом и подачи бетона) рекомендуется оставлять в верхних сетках просветы (окна) размером 70×70 см и располагать их в плане в соответствии со схемой производства работ.

АРМИРОВАНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

6.6. Вертикальные элементы железобетонных конструкций рекомендуется армировать по следующим схемам:

1 — вертикальные армофермы с горизонтальными армопакетами;

2 — горизонтальные и наклонные армофермы с вертикальными армопакетами;

3 — армоблоки, в которых объединяется рабочая арматура всех направлений (рис. 54, *в*, разрез *1-1*);

4 — армопанели, включающие рабочую арматуру двух направлений, спаренные армопанели или односторонние в зависимости от грузоподъемности кранов, опирающиеся на вертикальные армофермы или подкосы.

Армирование вертикальных элементов сооружения армопакетами из стержней диаметром более 40 мм производится с установкой монтажных конструкций (колонн), соединенных прогонами из уголков или швеллеров, на которые навешиваются вертикальные пакеты.

Из первых трех предлагаемых схем 1, 2, 3 наилучшей для массивных вертикальных элементов является схема армирования 3 с применением армоблоков, при этом вес монтажной арматуры составляет примерно 5—10 %, монтаж конструкции резко ускоряется при максимальном использовании грузоподъемности кранов.

В схеме 1 — армирование вертикальными армофермами, монтажная арматура составляет ориентировочно 12—15 %.

В схеме 2 — армирование горизонтальными и наклонными армофермами, монтажная арматура составляет ориентировочно 18—22 %.

Армирование спаренными армопанелями по схеме 4 обладает достоинствами армоблоков и исключает необходимость возведения специальной опалубки и ее распалубливания.

АРМИРОВАНИЕ ПЕРЕКРЫТИЙ И ДРУГИХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

6.7. Бетонирование перекрытий целесообразно осуществлять с помощью:

а) несущих сборных железобетонных элементов (рис. 55);

б) несущих армоферм с подвешенной к нижнему поясу фермы опалубкой или омоноличенным нижним поясом (рис. 56 и рис. 1 и 2 прил. 11).

Возведение перекрытий на поддерживающих лесах должно быть, как правило, из практики проектирования и строительства исключено как неэкономичное и трудоемкое.

6.8. Для восприятия веса бетонной смеси при возведении перекрытий, забральных и подкрановых балок зданий гидроэлектростанций и других гидротехнических сооружений рекомендуется применять несущие сборные железобетонные балки таврового сечения (см. рис. 55).

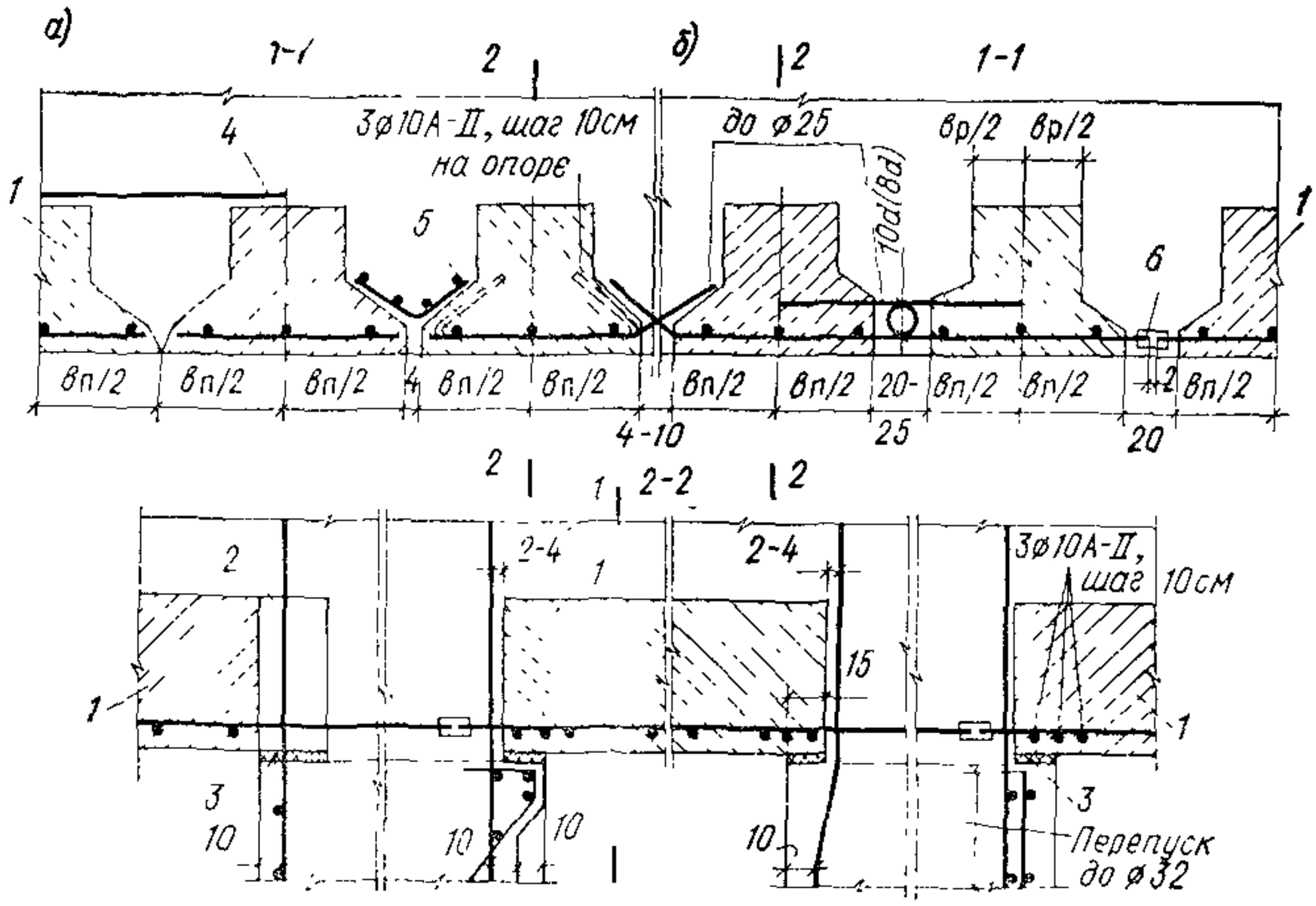


Рис. 55. Конструкция сборных несущих железобетонных балок таврового сечения

а — при отсутствии рабочей арматуры поперечного направления; *б* — при наличии рабочей арматуры поперечного направления; *1* — сборная балка; *2* — опорное ребро балки; *3* — выравнивающий слой 2—5 см; *4* — распределительная арматура при $h_б \leqslant 0{,}5$ м или $h_б \leqslant 0{,}25 h_{перекр}$; *5* — дополнительный каркас распределительной арматуры; *6* — ванная сварка

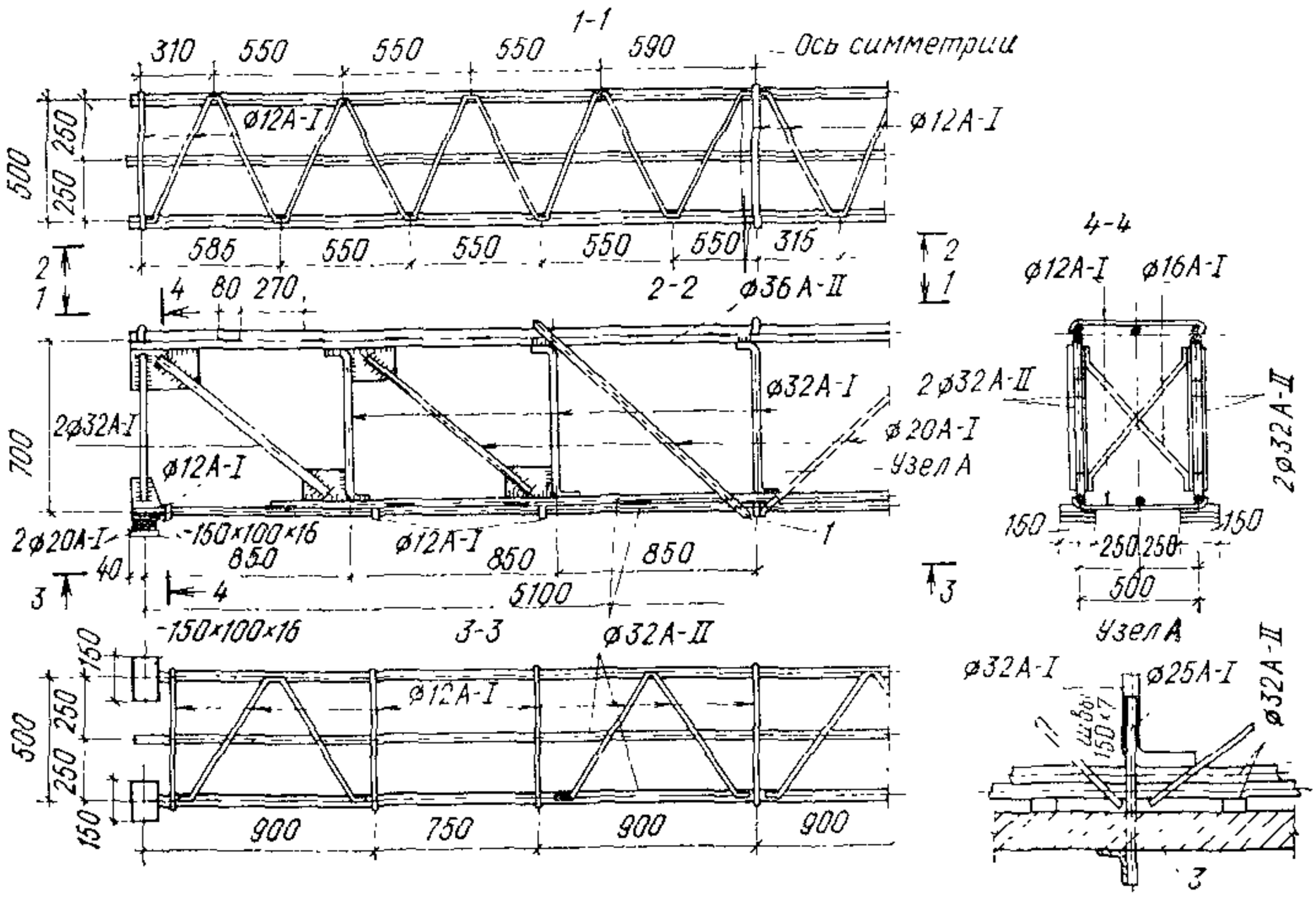


Рис. 56. Несущая армоферма с подвешенной к нижнему поясу опалубкой

1 — места подвески опалубки; *2* — связи ∅16 А-I в опорных сечениях и по оси симметрии; *3* — опалубка

Применение сборных железобетонных балок весьма эффективно, так как позволяет отказаться от устройства специальных подмостей и дает возможность сэкономить металл по сравнению с применением несущих металлических ферм с омоноличенным нижним поясом за счет исключения металла верхних поясов, стоек и раскосов ферм.

Расчет сборно-монолитных железобетонных конструкций производится в соответствии с пп. 3,85—3.88.

При необходимости выпуски продольной арматуры из сборной балки наращиваются в соответствии с расчетом на эксплуатационные нагрузки.

При наличии расчетной (рабочей) арматуры другого направления стыкование этой арматуры осуществляется сваркой, перепуском или петлевыми стыками. В этом случае между балками устраиваются зазоры 10—25 см, которые перекрываются инвентарными нащельниками с уплотнениями. При отсутствии расчетной арматуры другого направления распределительная арматура ставится в пределах 10—15 % рабочей продольной арматуры.

Балки рекомендуется устанавливать на выровненную поверхность. Площадь опирания определяется из расчета на смятие. Глубина опирания из удобства производства работ назначается в пределах 12—20 см с каждой стороны балки.

Для исключения скола полок сборных элементов на опорах ставятся в балках по три хомута из арматуры класса А-II ∅ 10 мм шагом 10 см.

Поверхность контакта для лучшего сцепления сборных балок с монолитным бетоном рекомендуется делать шероховатой (см. табл. 44).

6.9. Если по конструктивным и технологическим соображениям, подтвержденным результатами технико-экономического анализа, вместо несущих железобетонных балок окажется целесообразным применить несущие армофермы, их рекомендуется рассчитывать в соответствии с п. 3.85 и прил. 11.

АРМИРОВАНИЕ СПИРАЛЬНЫХ КАМЕР И ВОДОВОДОВ

Спиральные камеры

6.10. В зависимости от параметра *HD* (произведение напора на диаметр входного сечения спиральной камеры, проходящего через центр тяжести первой колонны статора) спиральные камеры имеют круглое или трапецеидальное сечение. Стены и перекрытия спиральных камер трапецеидального сечения армируются отдельно в соответствии с пп. 6.6—6.9.

6.11. Спиральные камеры для высоконапорных радиально-осевых турбин подразделяются на следующие три типа:

первый — стальные, отделенные мягкой прокладкой от бетона агрегатного блока (рис. 57);

второй — сталежелезобетонные без устройства мягкой прокладки, в которых стальная оболочка и арматурный каркас воспринимают усилия совместно с бетоном агрегатного блока (рис. 58);

третий — сталежелезобетонные с устройством мягкой прокладки в верхней части между бетоном агрегатного блока и сталежелезобетонной оболочкой (рис. 59).

6.12. Стальная спиральная камера, целиком воспринимающая гидравлическое давление, является наиболее простой, надежной и

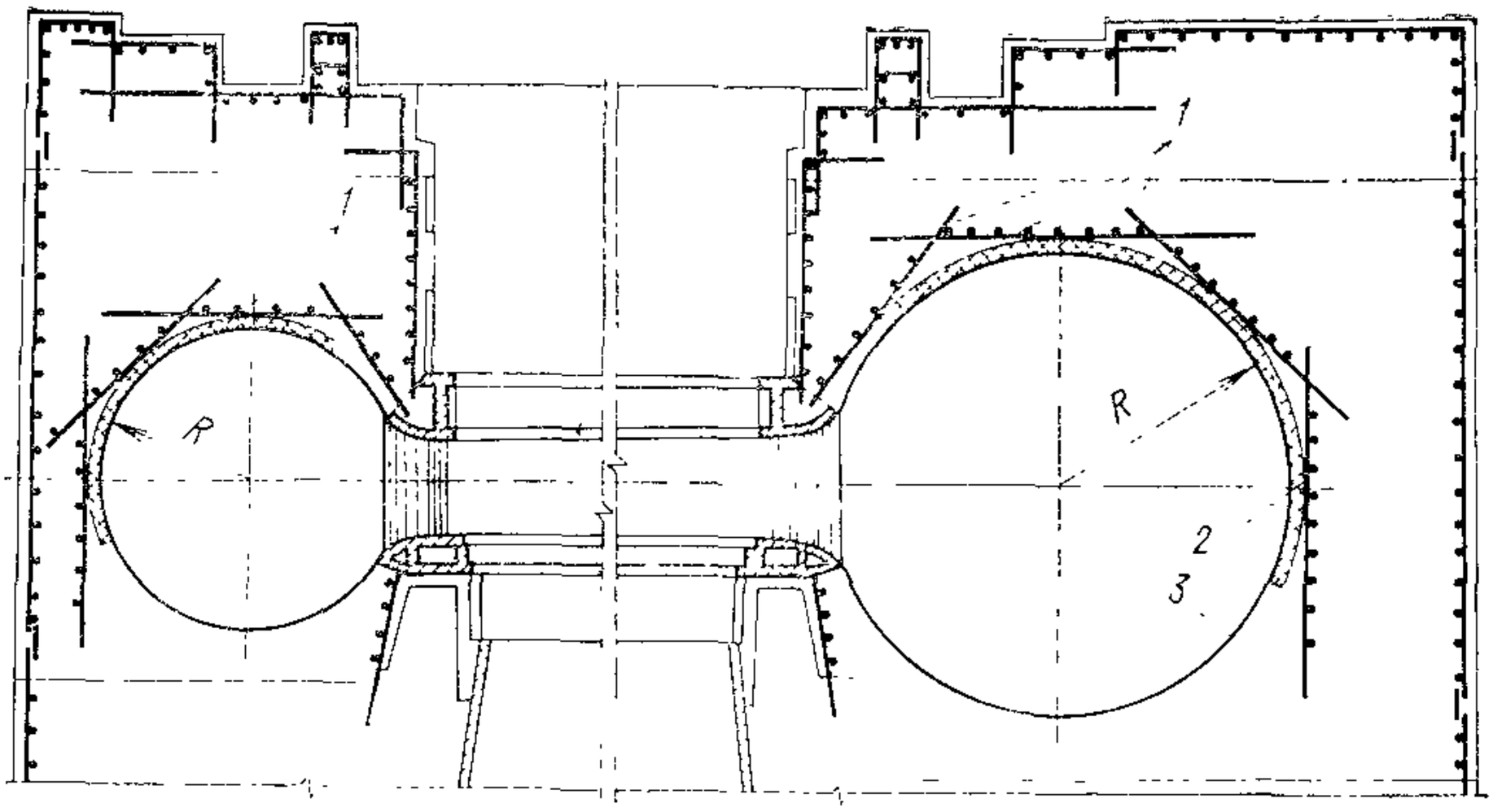


Рис. 57. Схема армирования стальной спиральной камеры с мягкой прокладкой

1 — конструктивная арматура ø 25 А-II; *2* — мягкая прокладка; *3* — стальная оболочка

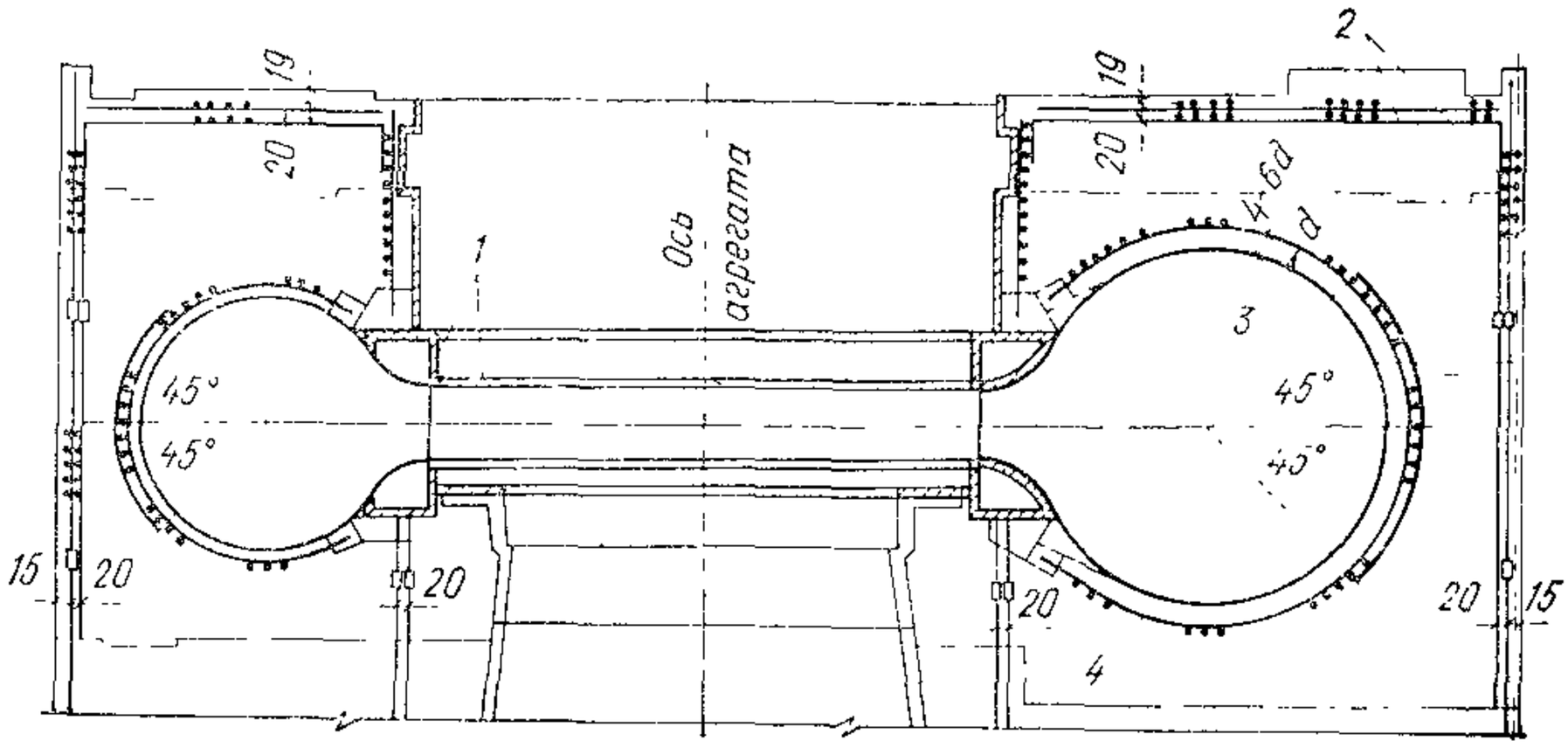
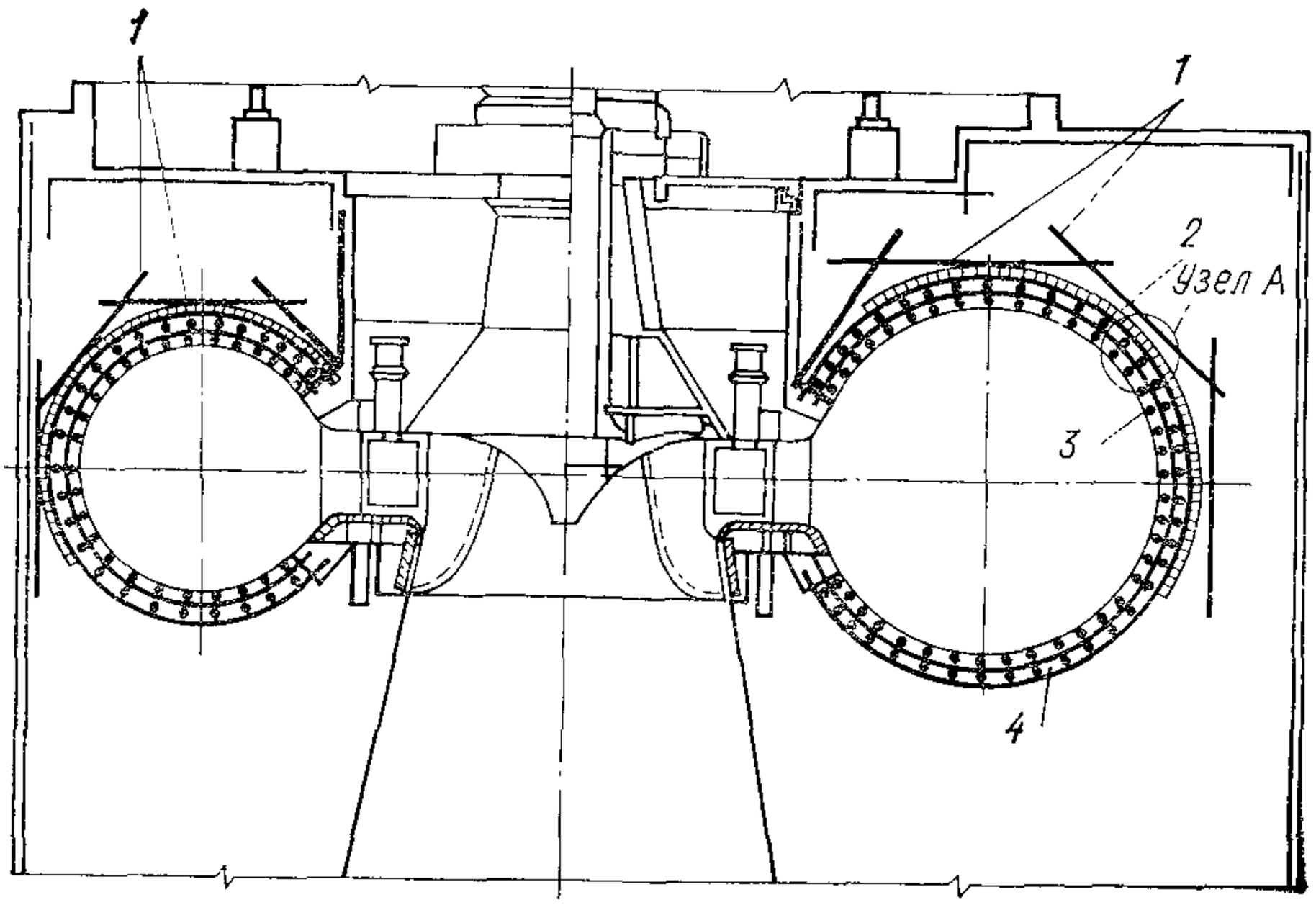


Рис. 58. Схема армирования сталежелезобетонной спиральной камеры без мягкой прокладки

1 — статор турбины; *2* — дисперсное армирование ø 25—32 А-II, шаг 20—25 см; *3* — стальная оболочка; *4* — армокаркас

рациональной конструкцией при условии возможности применения для ее изготовления обычных сталей. В этом типе спиральной камеры агрегатный блок армируется конструктивно сетками из арматуры класса А-II (см. рис. 57).

6.13. В агрегатных блоках со спиральной камерой сталежелезобетонной конструкции в массиве блока устанавливается расчетная арматура, обеспечивающая лимитированное трещинообразование в бетоне и раскрытие швов бетонирования до 0,3 мм. С этой же целью по периметру агрегатного блока применяется дисперсное армирование в виде спаренных сеток арматуры со стержнями диаметром 25—32 мм и шагом 20—25 мм (см. рис. 58). От стальной оболочки сталежелезобетонной спиральной камеры на расстоянии, равном 4—6 диаметрам арматуры, устанавливается кольцевая армату-



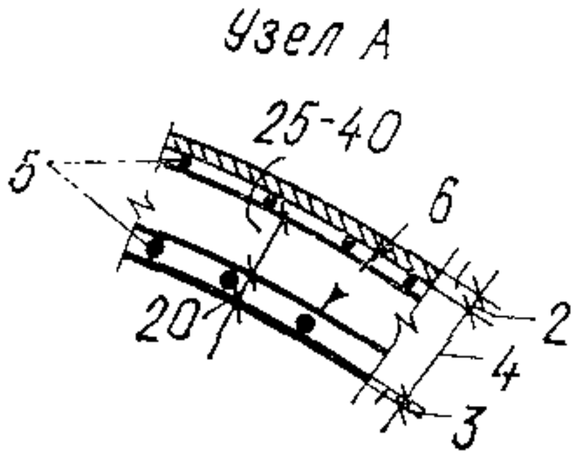


Рис. 59. Схема армирования сталежелезобетонной спиральной камеры с мягкой прокладкой

1 — конструктивная арматура; *2* — мягкая прокладка; *3* — стальная оболочка; *4* — железобетонное кольцо; *5* — торцевая арматура; *6* — кольцевая арматура

ра, замкнутая на статор турбины. По поверхности кольцевой арматуры устанавливается продольная арматура. Площади сечения кольцевой и продольной арматуры определяются расчетом. В случае многорядной арматуры расстояние между рядами стержней принимается равным 4—6 диаметрам кольцевой арматуры.

К статору турбины привариваются вертикальные стержни арматуры, являющиеся основой для формирования армокаркаса шахты турбины. Если шахта турбины имеет стальную облицовку, к ней привариваются анкеры, заводимые за армокаркас шахты.

6.14. Железобетонная оболочка сталежелезобетонной спиральной камеры с мягкой прокладкой армируется сетками, расположенными одна от другой на расстоянии 25—40 см. Нижняя арматурная сетка располагается на расстоянии 20 см от стальной оболочки (см. рис. 59).

6.15. Все арматурные сетки, устанавливаемые по периметру агрегатного блока в углах, сопрягаются между собой, а верхние сетки — с армокаркасами шахты турбины.

Вертикальные стержни армокаркаса железобетонной шахты генератора заводятся за горизонтальные сетки верхней плоскости блока на расстояние, обеспечивающее заделку шахты генератора в массив агрегатного блока.

Водоводы

6.16. Турбинные трубопроводы могут быть со стальной, железобетонной и сталежелезобетонной оболочками.

В приплотинных ГЭС и ГАЭС независимо от расхода воды ре-

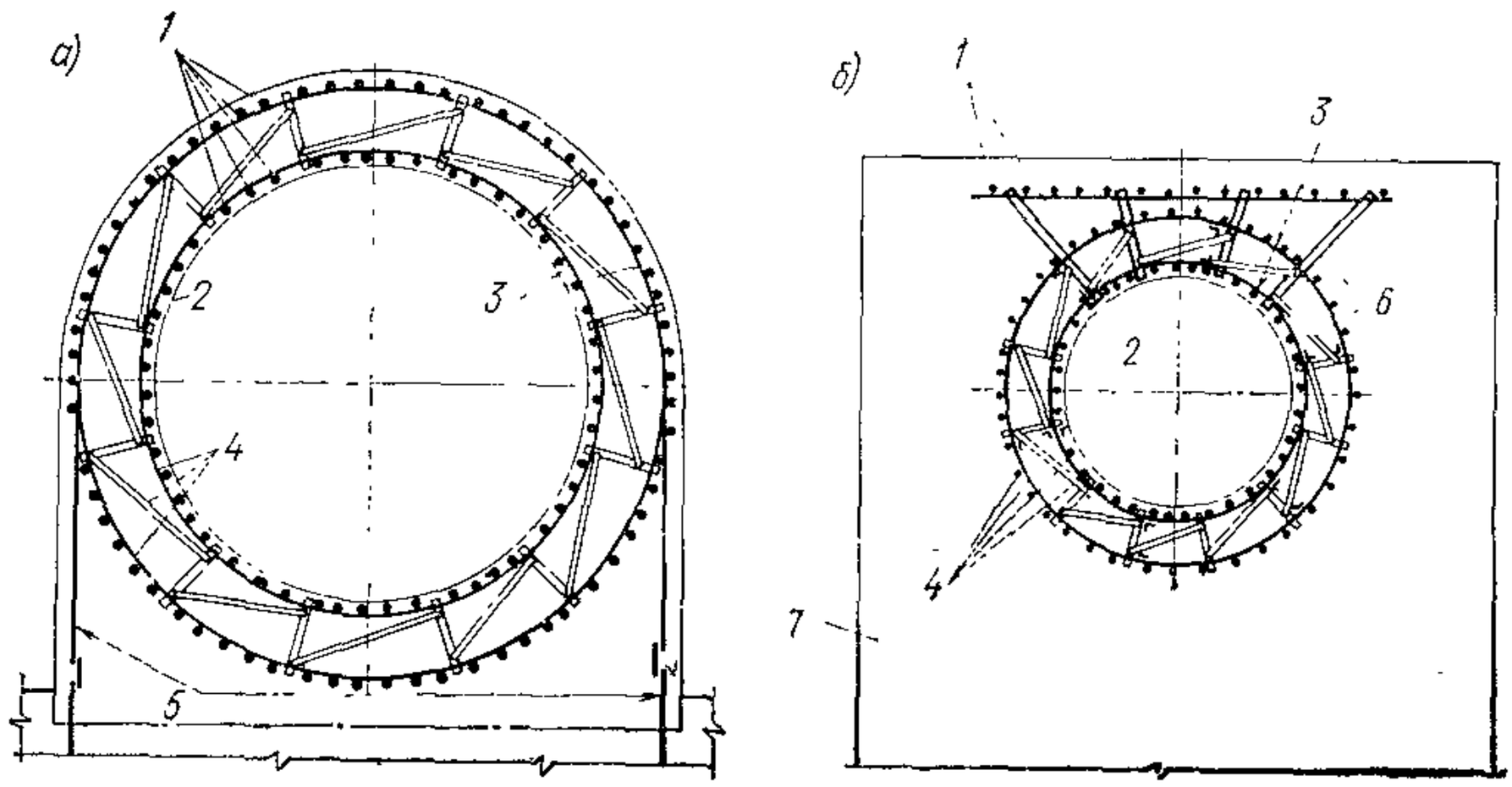


Рис. 60. Схема армирования сталежелезобетонных трубопроводов

а — выносного; *б* — встроенного; *1* — распределительная арматура ⌀ 25 А-II, шаг 50 см; *2* — стальная оболочка; *3* — рабочая арматура; *4* — армокаркас; *5* — конструктивная арматура ⌀ 25 А-II; *6* — уголковые связи: *7* — секция плотины

комендуется применять сталежелезобетонные трубопроводы, обладающие повышенной надежностью и долговечностью (рис. 60).

Толщину стальной оболочки в сталежелезобетонных трубопроводах рекомендуется принимать минимальной по условиям монтажа и транспортирования. Для стальной оболочки применяется листовая сталь марок МСт-3, М16С и 09ГС, а в качестве расчетной арматуры—сталь классов А-III и А-II.

Расчет сталежелезобетонных водоводов производится в соответствии с п. 3.37.

6.17. Сталежелезобетонные трубопроводы ГАЭС могут изготовляться непосредственно на трассе или монтироваться отдельными секциями, бетонируемыми в заводских условиях. В первом случае тонкая стальная оболочка усиливается двух- или многорядной кольцевой арматурой, в отдельных точках привариваемой к стальной оболочке для придания ей необходимой жесткости в период транспортирования и монтажа, для предотвращения потери устойчивости в момент бетонирования, а в забетонированном состоянии — для сопротивления скоростному потоку и образующемуся вакууму при опорожненном водоводе. При стендовом изготовлении отдельных звеньев раскрепление арматурного каркаса на стальную оболочку может не производиться.

АРМИРОВАНИЕ ШАХТЫ ГЕНЕРАТОРА

6.18. Армирование шахты генератора производится по контуру двойной арматурой, сетками или армокаркасами (рис. 61).

В отдельных наиболее напряженных зонах при необходимости устанавливается расчетная поперечная арматура. Вокруг отверстий в шахте устанавливается дополнительная компенсирующая арматура в соответствии с п. 8.26.

С целью максимальной индустриализации строительных работ армирование шахты допускается производить в виде кольцевого армокаркаса.

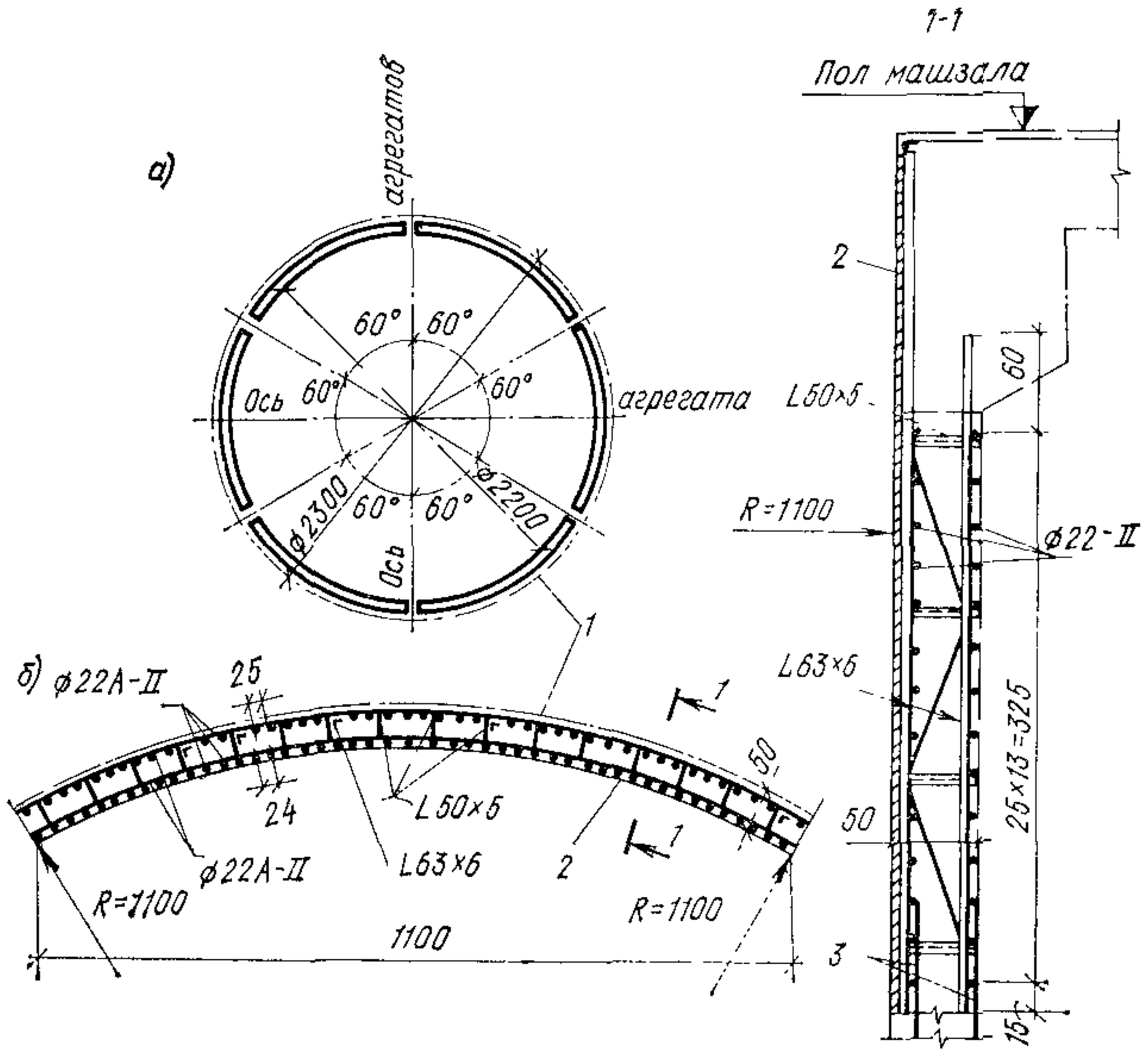


Рис. 61. Схема армирования шахты генератора

а -- разрезка каркаса на секции (шестерки); *б* — секция каркаса (шестерка); *1* — наружный контур шахты; *2* — стальной лист δ=6 мм; *3* — выпуски арматуры из массива

Применение армокаркасов позволяет перенести все основные работы по армированию на армозаводы, сведя к минимуму монтаж в блоке при обеспечении высокого качества изготовления арматурных изделий.

На рис. 61 приведена схема армирования шахты генератора.

Каркас изготовлялся полностью на армозаводе, разрезался на шесть частей и в таком виде доставлялся к месту монтажа.

Основу каркаса составляли вертикальные фермы, расположенные радиально через 0,75 м по окружности кольца фермы, состоявшие из двух вертикальных уголков, скрепленных горизонтальными и диагональными связями. К полкам вертикальных уголков ферм присоединялась на сварке горизонтальная кольцевая арматура каркаса, к которой в свою очередь точечной сваркой прикреплялась вертикальная арматура.

Для обеспечения необходимой жесткости и неизменяемости к секциям каркаса при транспортировании присоединялись дополнительные временные связи, которые после окончания монтажа каркаса снимались.

АРМИРОВАНИЕ МАССИВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ПОДПОРНЫХ СТЕН

6.19. В массивных бетонных конструкциях гидротехнических сооружений: массивно-контрфорсных плотинах, в высоких арочных и арочно-гравитационных плотинах, массивных гравитацион-

ных устоях плотин и головах судоходных шлюзов—расчетная арматура, как правило, не устанавливается.

Исключением являются отдельные элементы: быки, оголовки плотин, подпорные стены, фундаментные плиты и т. п., в которых требуется расчетная арматура, конструирование которой осуществляется в соответствии с настоящим Руководством.

6.20. Открытые поверхности бетонных сооружений, подвергающиеся одновременному воздействию низких температур наружного воздуха и попеременному увлажнению и высыханию в суровых

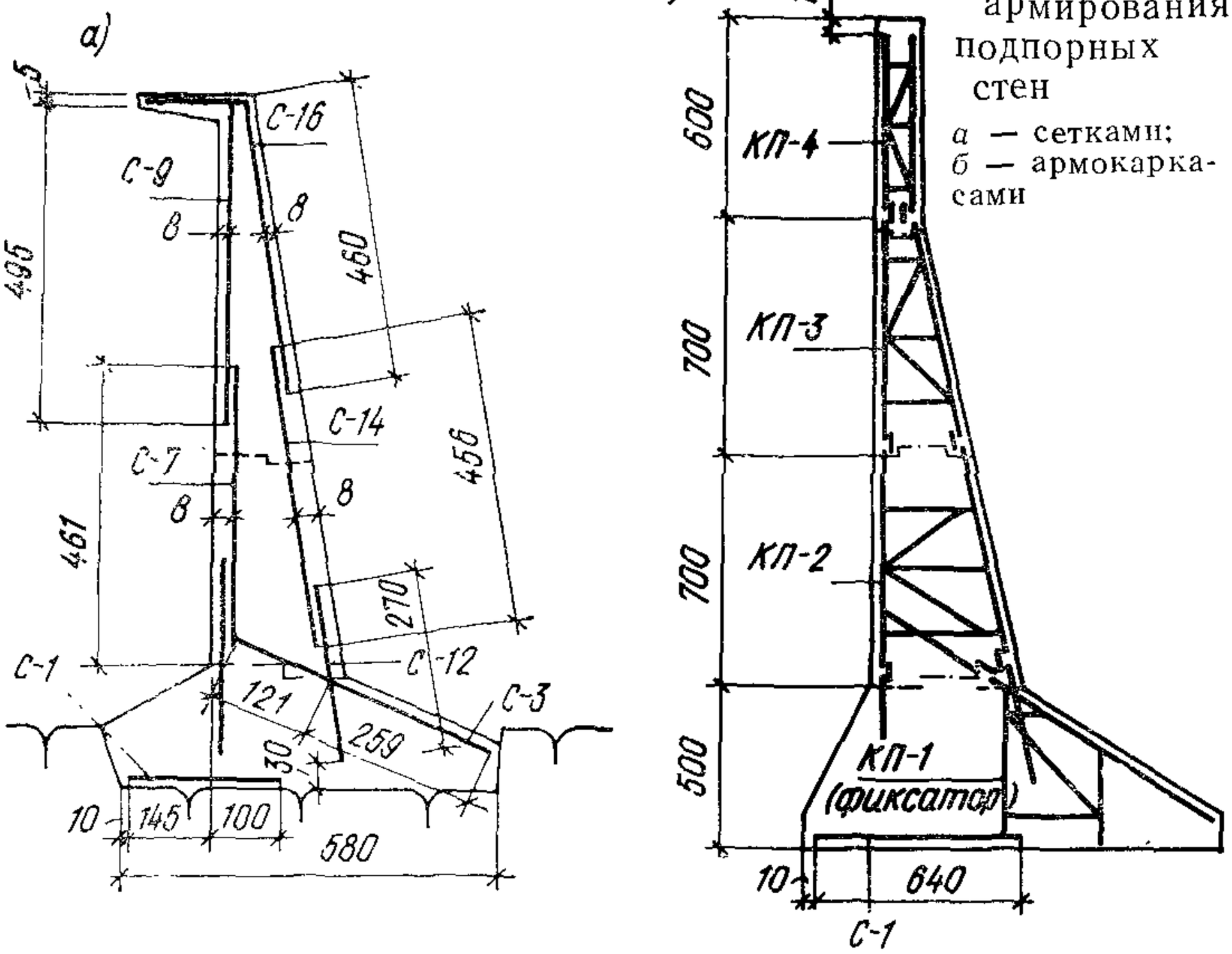


Рис. 62. Схема армирования подпорных стен

а — сетками; *б* — армокаркасами

климатических условиях, армируются сеткой из арматуры класса А-II диаметром 20—25 мм для горизонтального направления и диаметром 16 мм — для вертикального (наклонного) направления, шагом 25 см в каждом направлении. Для сооружений, предназначенных для остальных климатических условий, диаметр горизонтальных стержней сетки рекомендуется принимать 20 мм, а вертикальных (наклонных) — 16 мм.

6.21. Поверхности контакта бетона со скалой, грунтом засыпок, а также межсекционные швы подпорных стен, блоков и быков зданий ГЭС конструктивному армированию не подлежат.

6.22. В каждом конкретном случае при решении вопроса о конструктивном армировании бетонных массивов необходимо пользоваться «Временным руководством по конструктивному армированию бетонных плотин» $\left(\frac{\text{П-633-76}}{\text{Гидропроект.}}\right)$.

6.23. Подпорные стены рекомендуется армировать сварными армоконструкциями (сетками, каркасами или армоблоками), см. рис. 62.

7. ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ АРМОКОНСТРУКЦИЙ

Общие указания

7.1. Арматуру железобетонных конструкций рекомендуется проектировать в виде укрупненных блоков и пространственных каркасов. Необходимо стремиться к унификации арматуры и закладных деталей, минимальному количеству разных марок и диаметров арматурной стали, типов арматурных элементов: сеток и каркасов, шагов продольных и поперечных стержней.

Монтажная арматура в арматурных конструкциях должна максимально использоваться в качестве расчетной арматуры железобетонного элемента.

Штучную арматуру допускается применять лишь как исключение.

Таблица 40

Изделия (элементы)	Буквенные обозначения	Изделия (элементы)	Буквенные обозначения
Армоблоки	АБ	Каркасы арматурные для элементов железобетонных конструкций плоские	КР
Фермы арматурные горизонтальные	ФА-Г		
Фермы арматурные вертикальные	ФА-В		
Арки	А	Каркасы арматурные для элементов железобетонных конструкций пространственные	КП
Балки	Б		
Балки фундаментные	БФ		
Блоки туннелей, каналов, колодцев	БТ		
Блоки фундаментные	ФБ	Колонны	К
Изделия арматурные (комплект)	МА	Оболочки	ОБ
Изделия закладные для элементов железобетонных конструкций	МН	Пакеты арматурные (армопакеты)	ПА
Изделия соединительные для элементов железобетонных конструкций	МС	Сетки арматурные для элементов железобетонных конструкций	С

Примечание. Для марок элементов монолитных железобетонных конструкций принимают обозначения, предусмотренные табл. 40, с дополнительным индексом М (например, БМ — балки монолитные железобетонные, КМ — колонны монолитные).

7.2. Типовые изделия (элементы конструкций) обозначаются марками, присвоенными соответствующими стандартами, чертежами типовых изделий или каталогами. Если типовые изделия применяют с изменениями, например с дополнительными закладными деталями, мелкими отверстиями, к маркам, присвоенным типовым изделиям, добавляют буквенные индексы в алфавитном порядке, например ФБ 6—4,а — блоки фундаментные.

Нетиповые изделия обозначаются марками, состоящими из буквенных обозначений изделий в соответствии с табл. 40, с добавлением порядкового номера в пределах данного обозначения, например балки Б1, Б2. Нетиповые изделия в нескольких исполнениях, имеющих различия, не влияющие на их основную характеристику, обозначают теми же марками, что и изделия в основном исполнении, но с добавлением буквенных индексов, например Б1,а, Б1,б.

7.3. Типы армоконструкций должны назначаться с учетом принятого способа производства работ и обеспечивать возможность механизированной подачи бетона и тщательной его проработки.

7.4. При проектировании армоконструкций всех видов должны быть обеспечены возможность восприятия ими расчетных нагрузок и неизменяемость (жесткость) конструкций при их транспортировании, монтаже и в процессе укладки бетонной смеси.

7.5. Членение арматуры для образования армоконструкций рекомендуется производить преимущественно вдоль основных рабочих стержней, по осям опор, а в пролете — по сечениям, где действуют минимальные изгибающие моменты.

Ограничение размеров армоконструкций размерами блока бетонирования не обязательно. По соображениям производства работ допускается применять армоконструкции, пересекающие строительные швы между блоками бетонирования.

7.6. Форма армоконструкций, их размеры и вес должны увязываться с технологией изготовления, условиями транспортирования и монтажа, т. е. грузоподъемностью кранового оборудования и транспортных средств. При проектировании армоконструкций следует предусматривать как можно меньше сварки при монтаже в блоках бетонирования, возможность скорейшего освобождения кранов после подачи армоконструкций для монтажа, обеспечение устойчивого положения арматуры в блоках бетонирования и необходимые удобства при выполнении работ по подготовке блоков и укладке бетонной смеси вибраторами.

Ненесущие армоконструкции

7.7. Ненесущие армоконструкции (пакеты, сетки и армокаркасы) — рекомендуется применять в тех блоках бетонирования, где опалубка подвергается лишь боковому давлению бетонной смеси и не требует устройства лесов и других поддерживающих конструкций, т. е. в массивах, плитах, не перекрывающих пролетов, — плитах флютбетов, понуров, рисберм; в быках, устоях, водосливах, опорных конусах и цилиндрах и в других подобных сооружениях.

7.8. Формы армоконструкций должны обеспечивать возможность сборки и сварки (соединения) плоских и пространственных элементов по возможности без их кантовки.

ПАКЕТЫ И СЕТКИ

7.9. Арматурные пакеты состоят из рабочих стержней, располагаемых параллельно в одном направлении и соединенных поперечными монтажными элементами электросваркой.

Расстояние между рабочими стержнями может быть в пределах 100—600 мм.

Для изготовления арматурных пакетов из стержневой арматуры рекомендуется точечная контактная сварка. При ручной сварке в качестве монтажных элементов желательно применение угловой или швеллерной стали, что обеспечивает большую прочность при сварке пересечений «вкрест».

7.10. Максимальные размеры арматурных пакетов определяются условиями транспортирования и монтажа в блоке бетонирования.

Длина пакетов из условия допускаемой гибкости их при монтаже не должна превышать 400 d и 20 м.

Применение пакетов шириной более 3,2 м не рекомендуется.

7.11. Поперечные связи армопакетов рекомендуется выполнять из уголков или арматурной стали.

Расстояние между связями допускается принимать равным 100 d и не более 500 см. Стержни пакетов привариваются к уголковым связям на полную длину примыкания. Подбор сечения уголковых связей допускается производить по табл. 41.

При диаметре арматуры пакетов менее 50 мм допускается принимать связи из арматурной стали диаметром, равным половине диаметра рабочей арматуры.

При длине пакетов более 4 м в начале и конце пакета рекомендуется устанавливать диагональные крестовые связи-растяжки из стержней арматуры ∅ 12 мм, которые привариваются к каждому стержню точечной сваркой.

Более рационально применение рулонных пакетов на накладках из полосовой стали толщиной $\delta = 3—5$ мм, что позволяет увеличить их ширину и исключить повреждение стержней при транспортировании.

7.12. При проектировании сеток следует учитывать требования унификации габаритных размеров, шагов, диаметров продольной и поперечной арматуры. Сетки должны быть удобны для транспортирования и укладки их в блок бетонирования.

7.13. Для изготовления сварных сеток с использованием контактной точечной сварки применяется арматура классов А-I, А-II, А-III. Допускается сварка стержней при любых сочетаниях указанных классов арматурной стали.

7.14. В сетках с нормируемой прочностью крестообразных соединений, например принимаемых для армирования балок, сварка всех мест пересечения стержней (узлов) обязательна.

В сетках с рабочей арматурой периодического профиля, применяемых для армирования плит, допускается предусматривать сварку не всех пересечений стержней, при этом должны быть сварены все пересечения стержней в двух крайних рядах по периметру сетки, остальные узлы могут быть сварены через узел в шахматном порядке.

7.15. В зависимости от назначения арматурных сеток, конструктивных особенностей ячейки сетки могут иметь форму квадратов или прямоугольников с отношением сторон до 1 : 4. Стержни меньшего диаметра располагаются вдоль короткой стороны сетки.

Таблица 41

Шаг стержней, см	Диаметр стержней пакета, мм	Расстояние между связями, см	Размер уголка	Расстояние между связями, см	Размер уголка	Расстояние между связями, см	Размер уголка	Расстояние между связями, см	Размер уголка
		Ширина пакета B, см							
		320		240		160		120	
20	20—32	200—320	45×5	200—320	45×5	200—320	45×5	200—320	45×5
	36—40	360—400	63×6	360—400	45×5	360—400	45×5	360—400	45×5
	50	500	70×6	500	63×6	500	45×5	500	45×5
	60	500	80×8	600	70×6	500	63×6	500	45×5
	70	500	90×9	700	80×8	500	63×6	500	45×5
40	20—40	200—400	45×5	200—400	45×5	200—400	45×5	200—400	45×5
	45—60	450—500	63×6	450—500	63×6	450—500	45×5	450—500	45×5
	70	500	70×6	500	63×6	500	63×6	500	45×5
		Ширина пакета B, см							
		300		250		200		150	
25	20—32	200—320	45×5	200—320	45×5	200—320	45×5	200—320	45×5
	36—50	360—500	63×6	360—500	63×6	360—500	45×5	360—500	45×5
	60	500	70×6	500	70×6	500	45×5	500	45×5
	70	500	80×8	500	80×8	500	63×6	500	45×5
50	20—45	200—450	45×5	200—450	45×5	200—450	45×5	200—450	45×5
	50—60	500	63×6	500	63×6	500	45×5	500	45×5
	70	500	70×6	500	70×6	500	45×5	500	45×5
		Ширина пакета B, см							
		300		240		150		120	
15	20—28	200—280	45×5	200—280	45×5	200—280	45×5	200—280	45×5
	32—40	320—400	63×6	320—400	63×6	320—400	45×5	320—400	45×5
	45	450	70×6	450	63×6	450	45×5	450	45×5
	50	500	80×8	500	70×6	500	63×6	500	45×5
	60	500	90×9	500	80×8	500	63×6	500	63×6
	70	500	100×8	500	90×9	500	63×6	500	63×6
30	20—32	200—320	45×5	200—320	45×5	200—320	45×5	200—320	45×5
	36—40	360—400	45×5	360—400	45×5	360—400	45×5	360—400	45×5
	50	500	63×6	500	63×6	500	45×5	500	45×5
	60	600	70×6	500	63×6	500	45×5	500	45×5
	70	700	80×8	500	70×6	500	45×5	500	45×5

Сетки применяются для армирования плоских горизонтальных и вертикальных элементов сооружений, железобетонных плит, креплений напорных откосов земляных плотин, облицовок каналов, подпорных стен.

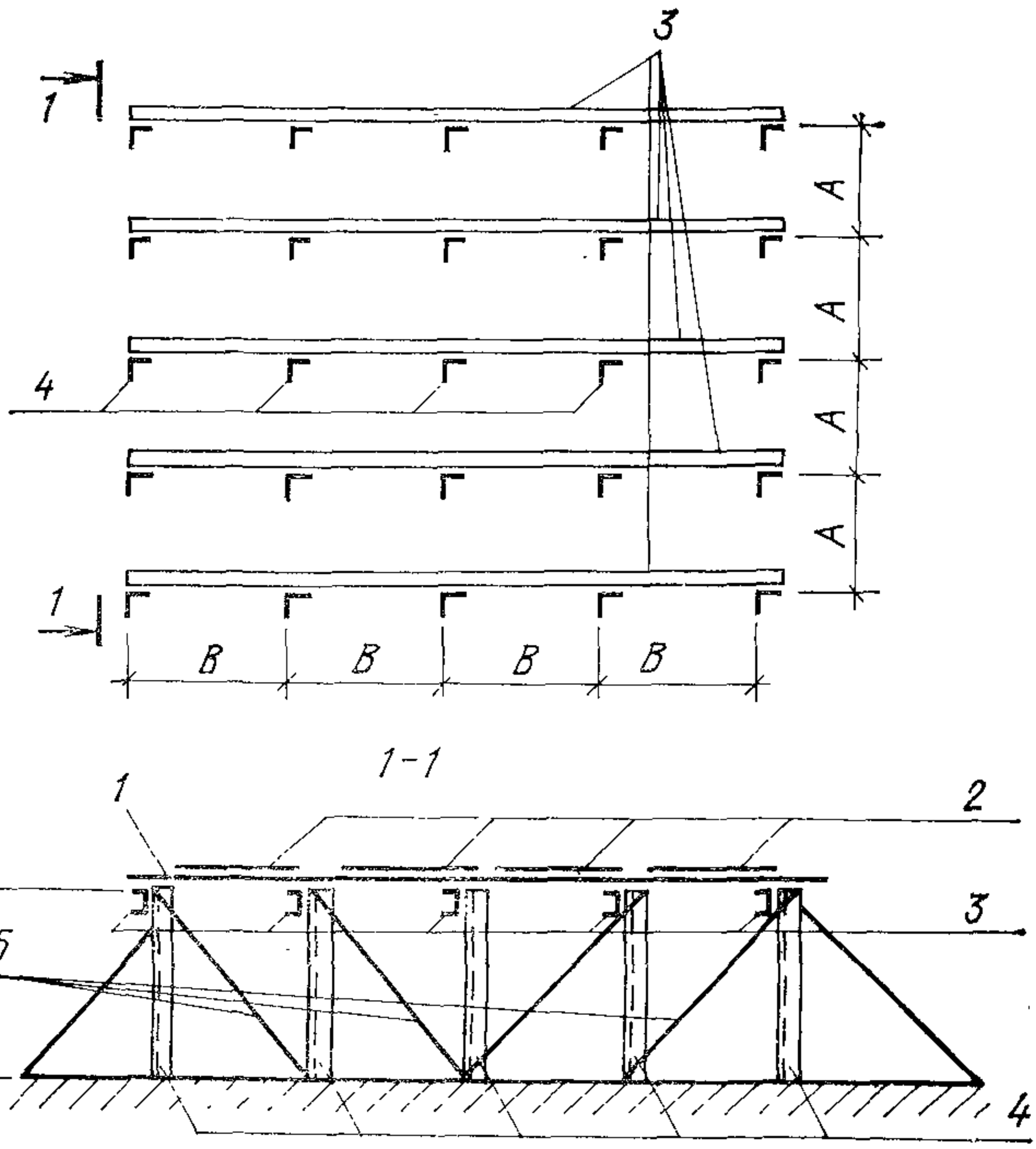


Рис. 63. Схема расположения поддерживающих конструкций

1 — пакеты расчетной арматуры (привариваются через один к ригелям); *2* — пакеты распределительной арматуры; *3* — ригели из швеллеров; *4* — стойки из уголков; *5* — связи; *A* — расстояние между уголками вдоль армопакетов расчетной арматуры (между ригелями из швеллеров); *B* — расстояние между уголками поперек укладываемых армопакетов расчетной арматуры

7.16. В стенах сетки и пакеты могут устанавливаться в проектное положение с помощью фиксаторов либо навешиваться на армофермы, если последние могут быть обоснованы расчетом.

На рабочих чертежах арматурных изделий и в случае необходимости на чертежах общих видов армирования железобетонных элементов показывается расположение поддерживающих конструкций (фиксаторов) для верхних сеток и пакетов, а в спецификациях предусматривается расход стали на их изготовление (рис. 63 и табл. 42, 43).

Таблица 42

Диаметр d, мм	20	25	28	32	36	40	50	60	70
Расстояние A, см	275	300	330	360	375	400	440	490	520

Таблица 43

Нагрузка q на 1 м ригеля, кгс/м	B, см	№ швеллера для ригеля	Размер уголка для стойки в зависимости от высоты h, см				
			400	350	300	250	200
100	800	12	70×6	63×6	63×6	63×6	45×5
	600	8	70×6	63×6	63×6	45×5	45×5
200	600	12	70×6	63×6	63×6	63×6	63×6
	500	10	70×6	63×6	63×6	63×6	63×6
400	600	16	80×8	80×8	70×6	70×6	63×6
	500	14	80×8	70×6	63×6	63×6	63×6
	400	12	70×6	63×6	63×6	63×6	63×6
600	500	16	90×9	80×8	80×8	80×8	70×6
	400	14	80×8	80×8	70×6	70×6	63×6
	350	12	80×8	80×8	70×6	63×6	63×6
	300	10	80×8	80×8	70×6	63×6	63×6
800	450	16	90×9	80×8	80×8	80×8	70×6
	400	16	90×9	80×8	80×8	70×6	70×6
	350	14	90×9	80×8	80×8	70×6	63×6
	300	12	80×8	80×8	80×8	70×6	63×6
1000	400	16	90×9	80×8	80×8	80×8	80×8
	350	14	90×9	80×8	80×8	80×8	70×6
	300	14	80×8	80×8	80×8	80×8	70×6
1200	370	16	90×9	90×9	90×9	80×8	80×8
	350	16	90×9	90×9	90×9	80×8	80×8
	300	14	90×9	80×8	80×8	80×8	70×6

7.17. Стыкование стержней сварных сеток в блоке бетонирования производится в соответствии с пп. 8.51—8.59. В сетках во всех случаях рекомендуется иметь стержни не более двух диаметров.

7.18. Сварные сетки, как правило, применяются со взаимно перпендикулярным расположением рабочих и распределительных стержней и без крюков на концах.

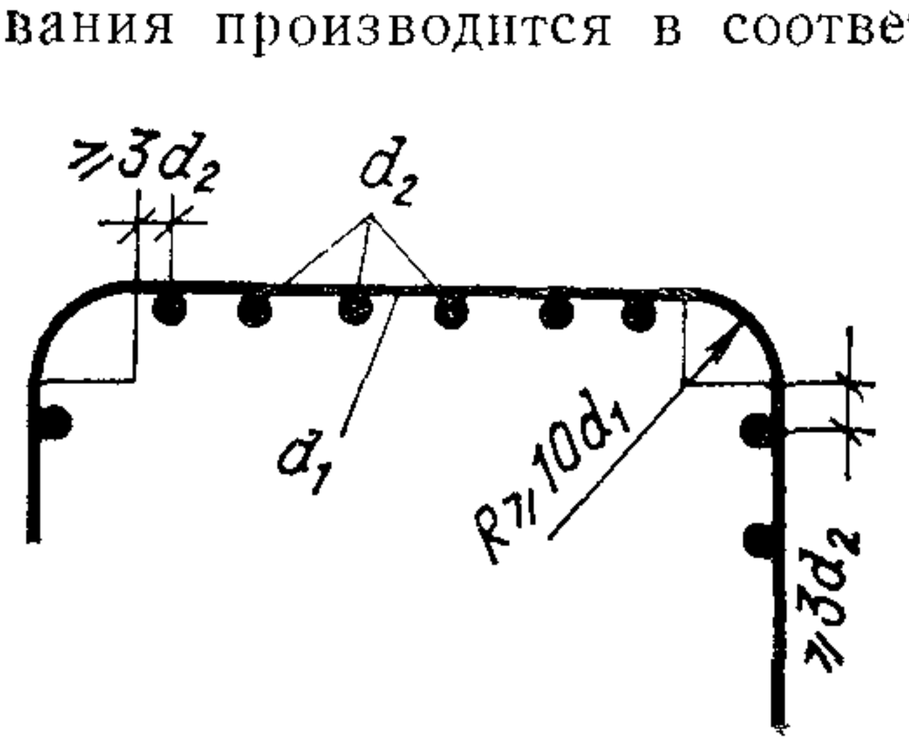


Рис. 64. Сварная сетка с гнутыми стержнями

7.19. Сварные сетки с гнутыми стержнями (рис. 64) при сгибании после сварки выполняются таким образом, чтобы места сварки находились вне пределов загиба и не ближе $3d$ от его концов.

АРМОКАРКАСЫ

7.20. Армокаркасы конструируются из рабочих стержней, расположенных у граней элемента и связанных между собой косыми или поперечными стержнями, необходимыми по схеме армирования, а также поперечными стержнями, заменяющими опалубочные тяжи или монтажные стойки, поддерживающие арматуру.

7.21. Схема вертикальных армокаркасов в стенах должна обеспечивать возможность крепления вертикальной опалубки к их узлам без тяжей. Сварка армокаркасов с выпусками из нижележащего бетона или заделка в нижележащий бетон обязательна.

7.22. В одном плоском арматурном каркасе рекомендуется применять продольные стержни не более двух различных диаметров, а поперечные стержни — одного диаметра.

7.23. Сварные каркасы должны быть, как правило, сварены во всех точках пересечения продольных и поперечных стержней.

7.24. Пространственные каркасы следует конструировать достаточно жесткими для возможности их складирования, перевозки и соблюдения проектного положения в блоке бетонирования. Пространственная жесткость каркасов обеспечивается постановкой в необходимых случаях связей на сварке в виде диагональных стержней, планок и т. п.

Несущие армоконструкции

7.25. Применение несущих сварных армоконструкций, содержащих рабочую арматуру и воспринимающих производственные нагрузки (от веса свежеуложенного бетона, строительных механизмов, транспортных машин и т. п.), допускается в случае, когда целесообразность такого использования подтверждается технико-экономическими расчетами по сравнению со сборными железобетонными элементами.

Увеличение площади сечения арматуры, определенной расчетом на эксплуатационные нагрузки, для восприятия нагрузок строительного периода не допускается.

7.26. Несущие арматурные конструкции представляют собой решетчатые сварные элементы, обладающие прочностью и жесткостью, достаточной для восприятия всех нагрузок, действующих на бетонируемую конструкцию до получения бетоном необходимой прочности.

7.27. Пространственные армофермы объединяют в себе две плоские фермы и более. С целью обеспечения жесткости и геометрической неизменяемости армоферм для основных элементов (стоек и поясов), работающих на сжатие, целесообразно применять сталь прокатных профилей, которая включается в расчетные сечения рабочих стержней арматуры при прочностном расчете железобетонных элементов.

7.28. Несущие армофермы рекомендуется применять для армирования отдельных балок, колонн, консолей подпорных стен, быков, устоев и других массивных сооружений.

7.29. Армофермам рекомендуется придавать форму и размеры, соответствующие сечению железобетонных элементов.

Расположение стержней в армофермах должно соответствовать целесообразному их использованию в железобетонном сечении. Например, в решетках ферм рекомендуется нисходящие раскосы использовать в качестве расчетной поперечной арматуры железобетонного элемента.

7.30. При назначении сечений элементов армокаркасов рекомендуется выполнять все растянутые элементы из круглой арматурной стали, а сжатые элементы — из уголковой (профильной) стали.

Нерасчетные элементы решетки необходимо стремиться выполнять из стержневой арматурной стали.

Стержни несущих легких армоферм должны быть преимущественно одиночными из круглой арматурной стали. В крупных армофермах, для сжатых поясов и стоек, допускаются стержни составных сечений из круглой стали и стали прокатных профилей.

7.31. В армофермах рекомендуется применять узлы с центральным присоединением раскосов и стоек к поясу (см. рис. 1 и 2 прил. 11).

7.32. Присоединение решетки к поясам фермы в виде змейки, как правило, осуществляется двусторонними сварными швами, рассчитанными на разность усилий в смежных панелях пояса. Разрезка стержней в вершине волны змейки не допускается. Стыки змейки должны делаться внахлестку и располагаться на прямых участках.

7.33. Присоединение стержней решетки к поясам армофермы фасонками рекомендуется только для наиболее ответственных несущих армоферм. Размеры фасонки должны обеспечивать равнопрочность ее с присоединяемыми стержнями, считая по наименьшему измерению фасонки.

7.34. Сварные швы, присоединяющие фасонку узла к поясному стержню, рассчитываются на усилие, равное разности осевых усилий двух смежных панелей, разделяемых данным узлом.

7.35. Вертикальные армофермы применяются для армирования колонн, подпорных стен, быков и т. д.

В отдельных случаях армофермы могут быть использованы для монтажа на них постоянного оборудования до бетонирования конструкции.

7.36. При высоте горизонтальной армофермы менее 1/8 ее пролета допускается придавать армоферме конструктивный строительный подъем.

Прогиб армофермы допускается определять приближенно, принимая момент инерции армофермы по сечению поясов, расстояние между которыми предполагается неизменным.

7.37. В балках-стенках высоту армоферм допускается назначать значительно меньше высоты балки-стенки, причем армоферма располагается в ее нижней зоне. При этом рекомендуется делать строительный шов в бетоне над верхним поясом армофермы и бетонировать балку-стенку в две-три очереди, с тем чтобы вес бетонной смеси, укладываемой во вторую очередь, воспринимался железобетонным сечением ее нижней части.

Армопанельные конструкции

7.38. Преимущества армопанельных конструкций заключаются в экономии опалубки и монтажной арматуры, в ускорении монтажа

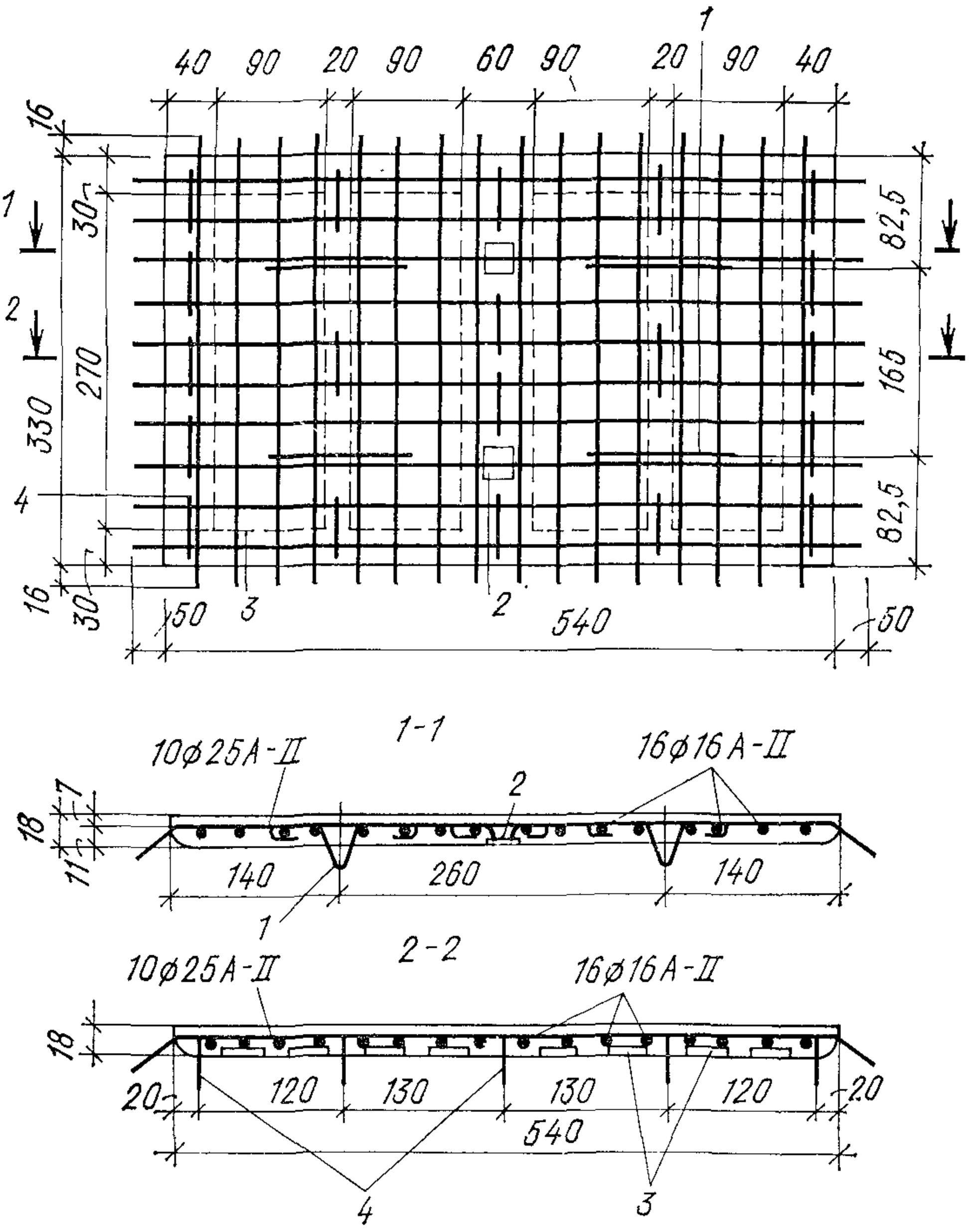


Рис. 65. Армирование плоско армопанели

1 — петли; *2* — закладная деталь; *3* — цилиндрические вмятины (показаны пунктиром); *4* — выпуски ∅ 16 А-I

и в улучшении условий бетонирования, в снижении трудозатрат и затрат кранового времени.

Применение армопанельных конструкций должно быть обосновано технико-экономическим сравнением вариантов.

7.39. Арматура армопанелей включает в себя рабочую и распределительную арматуру участка конструкций, соответствующего данной панели (рис. 65, 66).

7.40. Размеры армопанелей по длине и ширине рекомендуется принимать максимальными с учетом особенностей конструкции сооружений, технологии изготовления, условий транспортирования

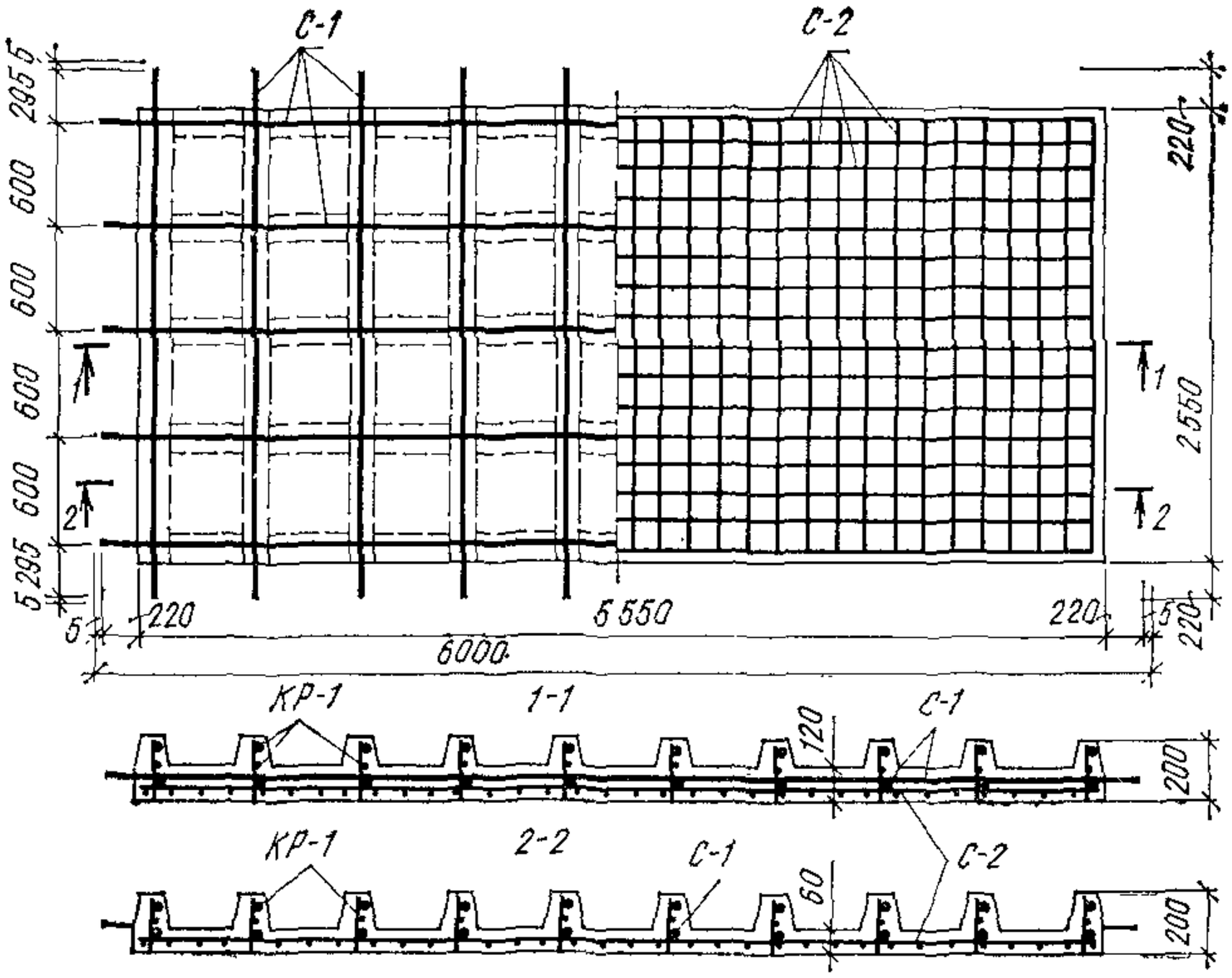


Рис. 66. Армирование ребристой армопанели

и монтажа, а толщину—наименьшей по условиям прочности и жесткости.

7.41. При расположении всей рабочей арматуры в армопанелях необходимо обеспечивать надежную связь армопанелей с бетоном заполнения. Образование трещин по контакту не допускается, что достигается соблюдением следующих требований:

а) расчетное сопротивление на срез необработанных швов-контактов принимается равным 11 кгс/см^2;

б) расчетное сопротивление на срез швов с обработанной контактной поверхностью 21 кгс/см^2;

в) если скалывающие напряжения не превосходят расчетного сопротивления, указанного в подпункте «а», допускается не обрабатывать контактные поверхности швов в сжатой и растянутой зонах;

г) при действии в сечении со швом-контактом сжимающих напряжений, нормальных к плоскости шва, расчетное сопротивление на срез рекомендуется увеличивать на величину, равную произведению сжимающих напряжений на коэффициент 0,65;

д) приведенные расчетные сопротивления относятся к бетонам марки не ниже М 200, жесткостью, характеризуемой ОНК не более 10 см для трещиностойких конструкций и более 5 см для нетрещиностойких конструкций;

е) при применении пластичных и литых бетонных смесей обязательна обработка контактных поверхностей.

Рекомендуемые способы обработки контактных поверхностей в зависимости от длительности перерыва в бетонировании приведены в табл. 44; при этом обеспечивается расчетное сопротивление шва $R_{шва}$: при сдвиге $R_{шва} \geqslant 20$ кгс/см^2, при отрыве $R_{шва} \geqslant \geqslant 0{,}5\ R_р$ кгс/см^2.

Таблица 44

Способ обработки	Возраст бетона 1-й очереди, сут			Площадь обработки $F_{шва}$, %	Рекомендуемая консистенция нового бетона, см	Примечание
	$t=0,3$	$t=0,3-5$	$t>5$			
Без обработки	+	—	—	0	1—3	—
Механическое удаление цементной пленки	—	+	—	100	3—5	Щетками снимается слой 3—4 мм для обнажения зерен крупного заполнителя
Нанесение замедлителей схватывания	—	+	—	100	3—5	
Сетчатая опалубка с мешковиной	—	+	+	100	3—5	—
Нанесение виброактивных цементных клеев	—	+	+	100	1—3	—
Формование цилиндрических штраб (вмятин)	—	—	+	25	6—7	Глубина штраб 40 мм, диаметр более 3 диаметров зерен крупного заполнителя
Формование призматических штраб («гробиков»)	—	—	+	25	5—7	

8. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ И СТЫКОВАНИЮ АРМАТУРЫ

Классификация и применение арматуры

8.1. Арматура по своему назначению подразделяется на рабочую (расчетную и конструктивную), распределительную и монтажную.

Рабочая арматура воспринимает растягивающие или сжимающие усилия. При этом необходимость установки и количество расчетной арматуры определяются расчетами конструкций, предусмотренными действующими нормативными документами. Конструктивная арматура устанавливается без расчетного обоснования для умень-

шения величины раскрытия трещин и ограничения их развития в глубину бетонного массива.

Распределительная арматура (главным образом в плитах) обеспечивает совместную работу стержней рабочей арматуры.

Монтажная арматура устанавливается дополнительно к рабочей арматуре для сборки арматурного каркаса и обеспечивает неизменное положение рабочих стержней в том случае, если такая сборка не может быть произведена за счет использования рабочей арматуры.

8.2. Для армирования железобетонных конструкций речных гидротехнических сооружений без предварительного напряжения применяется арматурная сталь в соответствии с главой СНиП II-21-75 и ГОСТ 5781—81 следующих видов:

горячекатаная гладкая класса А-I, диаметром от 6 до 40 мм;

горячекатаная периодического профиля класса А-II, диаметром от 10 до 80 мм;

горячекатаная периодического профиля класса А-III, диаметром от 6 до 40 мм;

обыкновенная арматурная проволока периодического профиля, класса Вр-1, диаметром 3—5 мм по ГОСТ 6727—80.

8.3. В качестве ненапрягаемой расчетной арматуры железобетонных конструкций следует преимущественно применять горячекатаную арматурную сталь класса А-III; горячекатаную арматурную сталь класса А-II рекомендуется применять в основном для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры, а для продольной расчетной арматуры — в случаях, когда использование арматуры класса А-III не допускается или нецелесообразно.

Сталь класса А-I рекомендуется применять для монтажной арматуры.

В зависимости от условий эксплуатации железобетонных конструкций и характера нагрузок рекомендуется применять арматурную сталь класса и марки в соответствии с прил. 2. Площади поперечных сечений и вес (масса) стержневой арматуры приведены в прил. 12.

В целях упорядочения производства арматурных изделий при проектировании железобетонных конструкций для объектов энергетического строительства следует руководствоваться сокращенным сортаментом арматурной стали согласно прил. 17.

Размещение арматуры. Особенности армирования

ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

8.4. Защитный слой бетона для рабочей арматуры обеспечивает совместную работу арматуры с бетоном на всех стадиях работы конструкции, а также защиту арматуры от внешних атмосферных, температурных и подобных воздействий.

8.5. Толщина защитного слоя бетона принимается: не менее 30 мм для рабочей арматуры и 20 мм — для распределительной арматуры и хомутов в балках и плитах высотой до 1 м, а также в колоннах с наименьшим размером сечения до 1 м; не менее 60 мм и не менее диаметра стержня — для рабочей и распределительной арматуры массивных конструкций с минимальным размером сечения более 1 м.

Расстояние от поверхности продольной арматуры до поверхности бетонной подготовки принимается не менее 35 мм.

8.6. Для сборных железобетонных элементов заводского изготовления проектной марки М 200 и выше толщина защитного слоя может быть уменьшена на 10 мм против указанных выше величин, но не менее диаметра стержня, уменьшенного на 5 мм.

8.7. При эксплуатации железобетонных конструкций в условиях агрессивной среды толщина защитного слоя бетона назначается с учетом требований главы СНиП II-28-73* «Защита строительных конструкций от коррозии» и принимается не менее 25 мм в слабоагрессивной среде, 30 мм — в среднеагрессивной и 35 мм — в сильноагрессивной среде для любой арматуры.

РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ

8.8. Расстояние в свету между арматурными стержнями по высоте и ширине сечения должно обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси.

Расстояние в свету между стержнями для немассивных конструкций принимается не менее наибольшего диаметра стержня, а также:

а) если стержни при бетонировании занимают горизонтальное или наклонное положение, не менее для нижней арматуры 25 мм и верхней — 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.

В массивных железобетонных конструкциях расстояние в свету между стержнями рабочей арматуры по ширине сечения определяется крупностью заполнителя бетона, но принимается не менее $2{,}5\,d$.

8.9. При стесненных условиях допускается располагать арматурные стержни попарно без зазора. При назначении расстояний между спаренными стержнями, при определении длины их анкеровки и нахлестки они рассматриваются как условный стержень с приведенным диаметром $d_{пр} = \sqrt{d_1^2 + d_2^2}$, где d_1 и d_2 — номинальные диаметры сближаемых стержней.

При стержнях одинакового диаметра $d_{пр} = 1{,}41\,d$.

8.10. Указанные в пп. 8.8 и 8.9 расстояния в свету между стержнями периодического профиля принимаются по номинальному диаметру без учета выступов и ребер.

При компоновке расположения арматуры в сечении со стесненными условиями диаметры стержней принимаются с учетом выступов и ребер.

8.11. Вертикальные арматурные стержни в быках, стенах, колоннах, а также горизонтальные стержни в плитах рекомендуется располагать равномерно, на равных расстояниях один от другого.

Стержни верхней арматуры плит толщиной более 1,5 м по условиям проработки укладываемой бетонной смеси рекомендуется располагать таким образом, чтобы в любом направлении на расстоя-

нии 2,5—4 м (в зависимости от конструкции), между ними оставались свободные просветы (окна) размером не менее 0,7×0,7 м.

8.12. Расстояние в свету между армофермами и армоблоками при отсутствии между ними штучных стержней, сеток, пакетов должно быть не более 1 м.

В случае заполнения промежутков сетками, пакетами или дополнительными стержнями наибольшее расстояние не ограничивается. При этом следует стремиться к возможной равномерности в распределении арматуры.

8.13. В массивных железобетонных плитах и стенах высотой 60 см и более при коэффициенте армирования $\mu \leqslant 0{,}008$, рассчитываемых по раскрытию трещин, допускается при надлежащем обосновании рассредоточенное распределение арматуры по сечению элемента, способствующее уменьшению максимальной ширины раскрытия трещин по высоте сечения, если такое армирование не приводит к повышенному расходу арматуры.

8.14. Число рядов стержней одного направления в нижней, верхней или вертикальной арматуре рекомендуется назначать в горизонтальных элементах с высотой сечения до 150 см — не более двух, а при высоте сечения свыше 150 см — не более трех. Расстояние в свету между рядами арматуры должно быть не менее наибольшего диаметра стержня и не менее 50 мм.

8.15. При ограниченной допускаемой величине раскрытия трещин, если все стержни одного диаметра не могут быть размещены в два ряда, допускается в первом (наружном) ряду размещать стержни меньшего диаметра, а во втором ряду устанавливать стержни более крупного диаметра, определенного из условия получения суммарной площади сечений, необходимой по расчету прочности. При этом диаметры стержней первого и второго рядов должны отличаться не более чем на 40 %.

ПРОДОЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ

8.16. Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах принимается не менее 0,05 % площади расчетного сечения бетона. Элементы с меньшим количеством арматуры относятся к бетонным элементам.

Указанное требование не распространяется на армирование, определяемое расчетом элемента для стадии транспортирования и возведения; в этом случае площадь сечения арматуры определяется только расчетом по прочности.

8.17. Диаметр продольных стержней внецентренно-сжатых элементов монолитных конструкций принимается не менее 12 мм. В колоннах с размером меньшей стороны более 250 мм диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм.

8.18. Диаметр продольных стержней внецентренно-сжатых элементов с расчетной сжатой арматурой для бетона марок ниже М 300 принимается не более 40 мм.

Для особо мощных колонн при бетоне марки выше М 200 и соответствующем технологическом обеспечении (резка, сварка и т. п.), а также в массивных внецентренно-сжатых элементах высотой сечения $h \geqslant 1$ м могут применяться стержни диаметром более 40 мм.

8.19. Во внецентренно-сжатых элементах, несущая способность которых при заданном эксцентрицитете продольной силы исполь-

зуется менее чем на 50 %, а также в элементах с гибкостью $l_0/r<17$, где по расчету сжатая арматура не требуется, а количество растянутой арматуры не превышает 0,3 %, допускается не устанавливать продольную и поперечную арматуру по граням, параллельным плоскости изгиба.

8.20. В линейных внецентренно-сжатых элементах с расчетной сжатой арматурой расстояния между осями стержней продольной арматуры принимаются не более 400 мм.

При расстоянии между рабочими (сжатыми) стержнями более 400 мм рекомендуется ставить конструктивную арматуру диаметром $d \geqslant 12$ мм, с тем чтобы расстояния между продольными стержнями были не более 400 мм, за исключением элементов, предусмотренных в п. 8.19.

8.21. В балках и ребрах шириной более 150 мм число продольных стержней, доводимых до опоры, должно быть не менее двух. В балках и ребрах шириной 150 мм и менее допускается доведение до опоры одного продольного стержня.

8.22. В плитах площадь сечения стержней на 1 м ширины плиты, доводимых до опоры, должна составлять не менее 1/3 площади сечения стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

В плитах толщиной менее 350 мм расстояние между стержнями не должно превышать 400 мм.

8.23. Расстояние между осями рабочих стержней в средней части пролета плиты и над опорой (вверху) должно быть не более 200 мм при толщине плиты до 150 мм и не более $1,5\,h$ и 500 мм при толщине плиты более 150 мм, где h — толщина плиты.

8.24. При прохождении рабочей арматуры плиты параллельно ребру необходимо укладывать перпендикулярную ему дополнительную арматуру сечением не менее 1/3 наибольшего сечения рабочей арматуры плиты в пролете, заводя ее в плиту в каждую сторону от грани ребра на длину не менее 1/4 расчетного пролета плиты. Если рабочая арматура плиты над опорой проходит перпендикулярно ребру, следует обрывать ее не ближе чем на расстоянии 1/4 расчетного пролета плиты от грани ребра.

8.25. В изгибаемых балочных элементах при высоте сечения более 700 мм, за исключением армированных армофермами, у боковых граней устанавливаются конструктивные продольные стержни на расстоянии между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1 % площади сечения бетона с размерами, равными по высоте элемента — расстоянию между этими стержнями, по ширине элемента — половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм.

АРМИРОВАНИЕ В МЕСТАХ ОТВЕРСТИЙ

8.26. Отверстия значительных размеров (более 500×500 мм) в железобетонных плитах, панелях и т. п. окаймляются дополнительной арматурой сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), которая требуется по расчету плиты как сплошной. Дополнительная арматура заводится за края отверстия на длину не менее длины перепуска $l_н=\lambda_н d$ (см. табл. 49).

8.27. Отверстия размером до 500×500 мм при раскладке сеток могут не учитываться, на чертеже делается примечание: «Отверстие

вырезать по месту». При бо́льших отверстиях плиту, стену в зоне отверстия рекомендуется армировать отдельно, не нарушая унификации сеток и армоконструкций.

ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ

8.28. В массивных железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений расчетная поперечная арматура может выполняться в виде косых стержней (отгибов) и хомутов.

8.29. В балках или плитах толщиной не более 1,5 м рекомендуется предусматривать отгибы для перевода рабочего стержня арматуры из нижней зоны в верхнюю и наоборот с использованием наклонного участка в качестве косого стержня, воспринимающего поперечную силу. При высоте сечения балки или плиты более 1,5 м продольные рабочие стержни арматуры должны быть преимущественно прямыми. В этом случае отгибы (косые стержни), воспринимающие поперечное усилие, могут быть поставлены отдельно и должны быть приварены к продольной верхней и нижней арматуре равнопрочным швом.

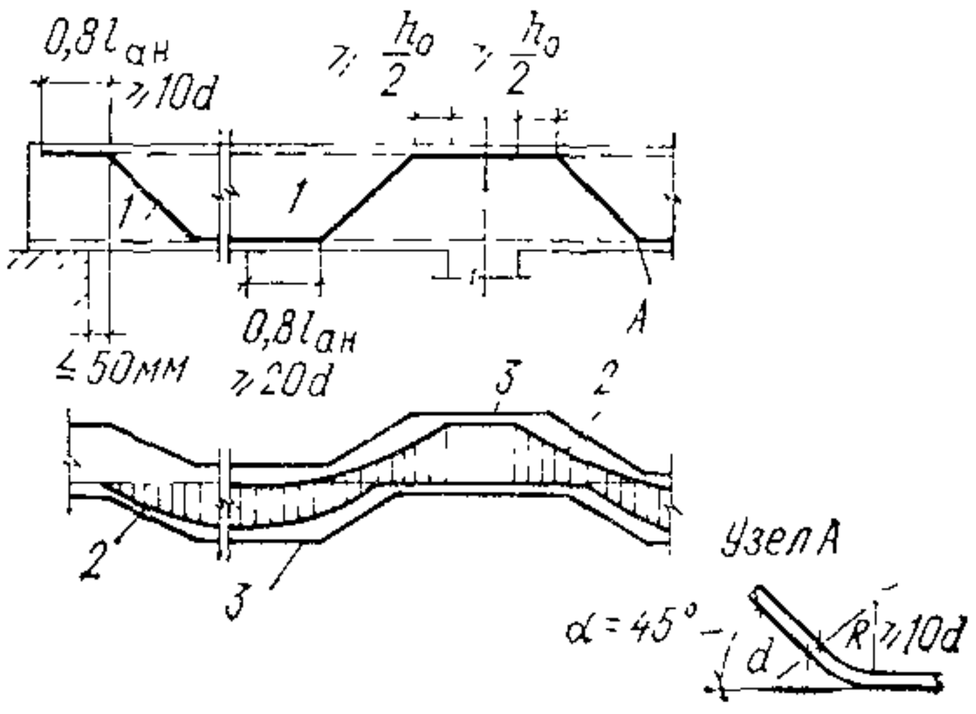


Рис. 67. Конструирование отгибов арматуры

1 — отогнутый стержень; *2* — эпюра моментов; *3* — эпюра материалов

8.30. Отгибы стержней арматуры осуществляются по дуге окружности радиусом не менее 10 d. На концах отогнутых стержней устраиваются прямые участки длиной не менее 0,8 $l_{ан}$, принимаемой по п. 8.48, но не менее 20 d в растянутой и 10 d в сжатой зонах. Прямые участки отогнутых гладких стержней класса А-I заканчиваются крюками. Начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального сечения, в котором отгибаемый стержень используется по расчету, не менее чем на 0,5 h_0, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того нормального сечения, в котором отгиб не требуется по расчету (рис. 67).

8.31. Угол наклона отгибов к продольной оси элемента, как правило, принимается равным 45°. В элементах высотой более 800 мм и в балках-стенках допускается увеличивать угол наклона отгибов до 60°, а в низких балках и в плитах уменьшать до 30°.

Стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее 2 d от боковых граней элемента, где d — диаметр отгибаемого стержня.

Расстояние от грани свободной опоры до верхнего конца первого отгиба (считая от опоры) должно быть не более 50 мм (см. рис. 67).

8.32. У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится сжатая продольная арматура, предусматривается также поперечная арматура, обеспечивающая закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении, за исключением элементов, предусмотренных в п. 8.19.

Расстояние между поперечными стержнями у каждой поверх-

ности должно быть не более удвоенной ширины грани элемента (удвоенной высоты) или не более 500 мм.

8.33. Во внецентренно-сжатых линейных элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при наличии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры хомуты ставятся на расстоянии не более 15 d при вязаных и 20 d при сварных каркасах, но не более 500 мм. В местах стыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки или если общее насыщение внецентренно-сжатого элемента продольной арматурой составляет более 3 %, расстояние между хомутами должно быть не более 10 d, но не более 300 мм.

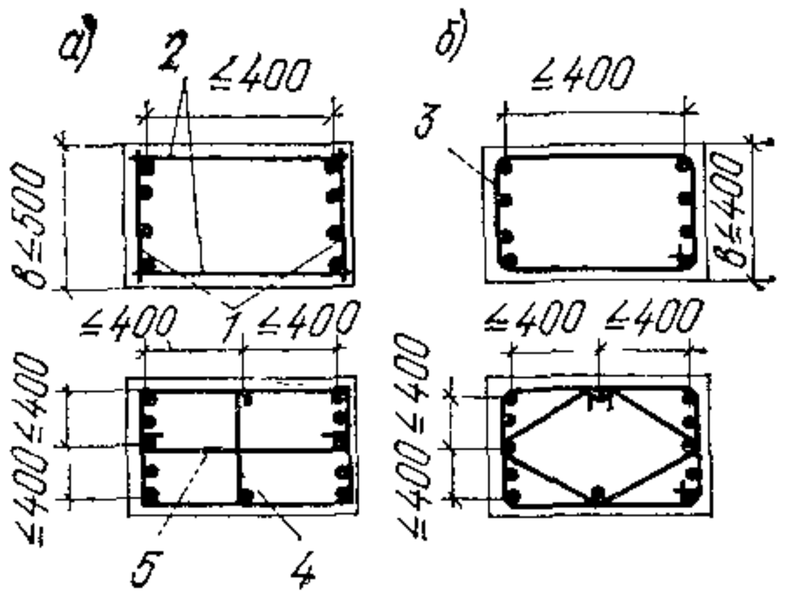


Рис. 68. Конструирование сварных и вязаных хомутов во внецентренно-сжатых элементах с расчетной сжатой арматурой

а — армирование сварными каркасами; *б* — армирование вязаными каркасами; *1* — плоские сварные каркасы; *2* — соединительные стержни; *3* — вязаный хомут; *4* — промежуточный плоский сварной каркас; *5* — шпилька

8.34. Конструкция хомутов во внецентренно-сжатых элементах при наличии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры должна быть такова, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегиба хомутов, а эти перегибы — на расстоянии не более 400 мм по ширине грани элемента. При числе продольных стержней у грани не более четырех и ширине грани элемента не более 500 мм при сварных и не более 400 мм при вязаных каркасах допускается охват всех продольных стержней одним хомутом (рис. 68).

8.35. В массивных внецентренно-сжатых элементах, рассчитанных без учета сжатой арматуры, расстояние между конструктивными поперечными связями (хомутами) допускается увеличить до двух высот (ширин) элемента (рис. 69).

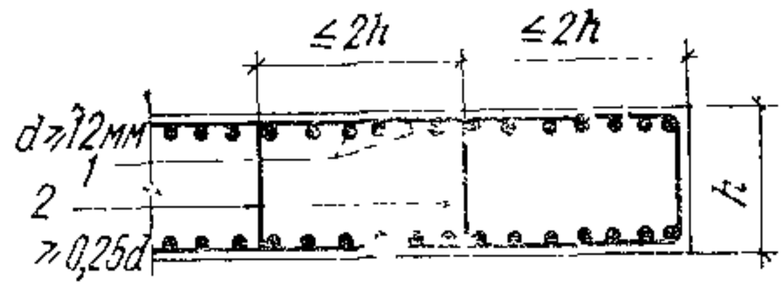


Рис. 69. Конструкция поперечных связей в массивных внецентренно-сжатых элементах, рассчитываемых без учета сжатой арматуры

1 — рабочая арматура; *2* — поперечные связи

8.36. Диаметр хомутов в каркасах внецентренно-сжатых элементов принимается не менее 0,25 d, где d — наибольший диаметр продольных стержней.

8.37. Для обеспечения анкеровки поперечной арматуры соединения продольных и поперечных стержней в сварных каркасах выполняются в соответствии с пп. 8.51 — 8.58. В вязаных каркасах хомуты конструируются таким образом, чтобы в местах их перегиба обязательно располагались продольные стержни.

При этом как в сварных, так и в вязаных каркасах диаметр продольных стержней должен быть более диаметра поперечных.

8.38. В балках и ребрах высотой более 150 мм, а также в многопустотных сборных плитах высотой более 300 мм необходимо устанавливать поперечную арматуру.

В сплошных плитах любой толщины, а также в балках и ребрах высотой 150 мм и менее, в многопустотных сборных плитах высо-

той 300 мм и менее допускается поперечную арматуру не устанавливать, если она не требуется по расчету.

8.39. Расстояние между вертикальными поперечными стержнями в элементах, не имеющих отогнутой арматуры, в случаях, когда поперечная арматура требуется по расчету, принимается:

а) на приопорных участках (не менее 1/4 пролета) при высоте сечения $h \leqslant 450$ мм — не более $h/2$ и не более 150 мм; при высоте $450 < h < 2000$ мм — не более $h/3$ и не более 500 мм; при высоте сечения $h \geqslant 2000$ мм — не более $h/3$;

б) на остальной части пролета при высоте сечения 300 мм $< h < 2000$ мм — не более $3/4\ h$ и не более 500 мм; при высоте сечения $h \geqslant 2000$ мм — не более $3/4\ h$.

8.40. В элементах, работающих на изгиб с кручением, при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направлений

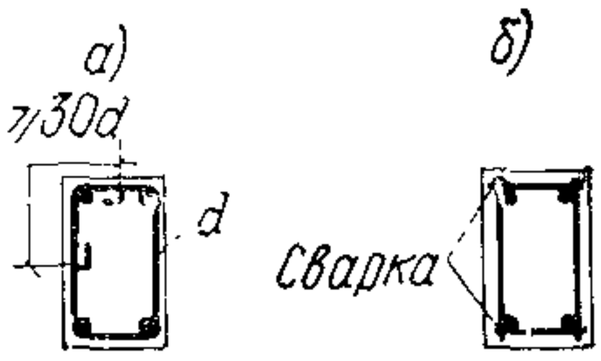


Рис. 70. Армирование балок, работающих на изгиб с кручением

а — вязаной арматурой; *б* — сварным каркасом

должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутый контур, а вязаные хомуты должны быть замкнутыми, с перепуском их концов на 30 d, где d — диаметр хомута (рис. 70).

Рекомендации настоящего пункта относятся к крайним балкам, к которым второстепенные балки или плиты примыкают лишь с одной стороны, а также к средним балкам, для которых расчетные нагрузки, передающиеся на балку от примыкающих к ней пролетов, различны и отличаются одна от другой более чем в два раза.

8.41. Поперечная арматура, устанавливаемая в зоне продавливания, должна иметь анкеровку по концам, выполненную приваркой или охватом продольной арматуры. Расстояние между поперечными стержнями принимается не более $1/3\ h$, ширина зоны постановки поперечной арматуры должна быть не менее $1{,}5\ h$, где h — толщина плиты.

РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНАЯ И МОНТАЖНАЯ АРМАТУРА

8.42. Распределительная арматура для элементов, работающих в одном направлении, назначается не более 10 % площади рабочей арматуры.

В балочных плитах распределительную арматуру рекомендуется устанавливать со стороны ближайшей к наружным поверхностям конструкции.

8.43. Площадь сечения распределительной арматуры в балочных плитах должна составлять не менее 10 % площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента.

Рекомендуемые соотношения между диаметрами рабочей и распределительной арматуры приведены в табл. 45.

8.44. Монтажную арматуру в арматурных конструкциях необходимо максимально использовать в качестве расчетной арматуры железобетонного элемента, в остальных случаях необходимость ее постановки должна быть обоснована.

Таблица 45

Диаметр, мм		Площадь, см²			Фактический процент принятой распределительной арматуры к рабочей	Наименьший диаметр распределительной арматуры, мм
рабочей арматуры	распределительной арматуры	рабочей арматуры	10%-ная рабочей арматуры	принятой распределительной арматуры		
60	20	28,27	2,83	3,14	11,1	16
55	18	23,76	2,38	2,55	10,7	16
50	16	19,64	2	2,01	10,2	16
45	16	15,9	1,6	2,01	12,6	16
40	14	12,57	1,26	1,54	12,2	10
36	12	10,18	1,02	1,13	11,1	10
32	10	8,04	0,8	0,79	9,8	8
28	10	6,16	0,62	0,79	12,8	8
25	8	4,91	0,5	0,5	10,1	8
22	8	3,8	0,4	0,5	13,2	6
20	6	3,14	0,31	0,28	8,9	6
18	6	2,55	0,26	0,28	11	6
16	6	2,01	0,2	0,28	13,9	6

Примечания: 1. Соотношения между диаметрами рабочей и распределительной арматуры определены для армосеток железобетонных конструкций с одинаковым шагом в обоих направлениях.

2. Рекомендуется увеличивать шаг распределительной арматуры до двух-трех стержней на 1 м.

Анкеровка арматуры

8.45. При проектировании железобетонных конструкций необходимо обеспечить надежную анкеровку арматуры в бетоне, препятствующую их взаимному смещению.

Анкеровка арматуры может осуществляться одним из следующих способов или их сочетанием (рис. 71):

сцеплением прямых стержней с бетоном;

крюками или лапками;

петлями;

приваркой поперечных стержней;

особыми приспособлениями (анкерами).

8.46. Стержни периодического профиля, а также гладкие арматурные стержни, применяемые в сварных каркасах и сетках, выполняются без крюков.

Растянутые гладкие стержни вязаных каркасов и вязаных

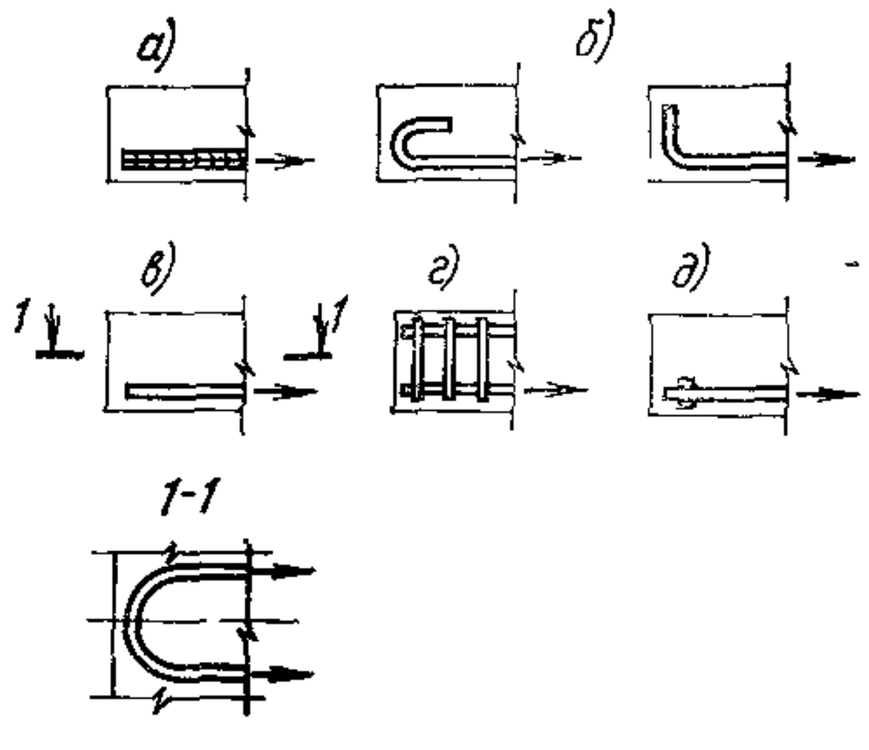


Рис. 71. Способы анкеровки арматуры

а — сцеплением прямых стержней с бетоном; *б* — крюками и лапками; *в* — петлями; *г* — приваркой поперечных стержней; *д* — анкерами

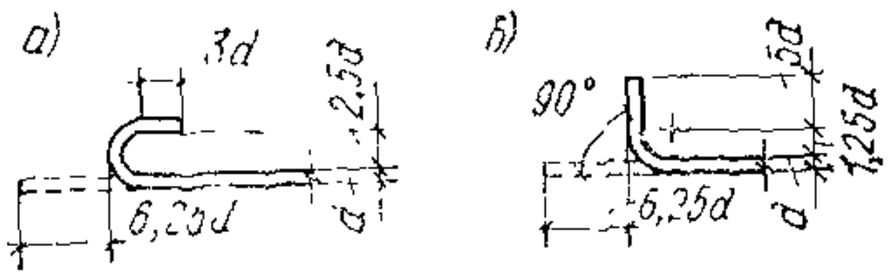


Рис. 72. Размеры крюков и лапок на концах гладких стержней рабочей арматуры

а — крюк; *б* — лапка

сеток должны заканчиваться крюками, лапками или петлями.

Размеры крюков и лапок для анкеровки гладких стержней арматуры принимаются по рис. 72.

8.47. При проектировании гнутых стержней диаметры и углы загиба принимаются по табл. 46.

Таблица 46

Класс арматуры	Минимальный диаметр загиба в свету при диаметре стержня d, мм		Максимальный угол загиба, град
	до 20	20 и более	
A-I, B-I	2,5d	2,5d	Не ограничен
A-II	4d	6d	90
A-III	6d	8d	90

8.48. Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры заводятся за нормальное или наклонное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, на длину не менее $l_{ан}$, определяемую по формуле

$$l_{ан} = \left(m_{ан}\frac{R_a}{R_{пр}} + \Delta\lambda_{ан}\right)d, \qquad (195)$$

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. 47. При этом гладкие арматурные стержни оканчиваются крюками, выполненными в соответствии с п. 8.46, или должны иметь приваренную поперечную арматуру по длине заделки.

Величины относительной длины анкеровки $\lambda_{ан}=\frac{l_{ан}}{d}$, вычисленной по формуле (195) для разных марок бетона и для разных классов арматуры, приведены в табл. 48.

Если анкеруемые стержни поставлены с запасом по площади сечения против требуемой расчетом по прочности, длину анкеровки $l_{ан}$ можно уменьшить, вычисляя ее по формуле (195) с умножением R_a, на отношение необходимой по расчету и фактической площади сечения арматуры.

Продольная растянутая арматура железобетонных элементов, анкеруемая в смежных бетонных массивах (например, консоли бычков зданий ГЭС и плотин, конструкции типа подпорных стен и др.), заводится в сжатую зону на длину $l_{ан}$, определенную по формуле (195). Определение границы сжатой зоны производится по п. 1.10 главы СНиП II-56-77.

Таблица 47

Условия работы арматуры	Параметры для определения длины анкеровки арматуры							
	периодического профиля				гладкой			
	$m_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$ не менее	$l_{ан}$, мм не менее	$m_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$ не менее	$l_{ан}$, мм не менее
Заделка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
Заделка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200

Таблица 48

Условия работы	Класс арматуры	Относительная длина анкеровки арматуры при марке бетона								
		М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600
В растянутом бетоне $l_{ан} \geqslant 250$ мм	A-I	47	39	34	30	27	25	24	23	21
	A-II	38	32	28	25	23	22	21	20	20
	A-III	45	37	33	29	26	25	23	22	21
В сжатом бетоне $l_{ан} \geqslant 200$ мм	A-I	32	27	23	21	19	18	17	16	15
	A-II	27	23	20	18	17	16	15	14	13
	A-III	32	27	24	21	19	18	17	16	15

Допускается заводить растянутую арматуру на длину $l_{ан}$, рассчитанную по формуле (195) с параметрами по верхней строке табл. 47, за плоскость, проведенную под углом 45° из сжатой зоны анкеруемого элемента в глубину бетонного массива (рис. 73, *е*).

8.49. При невозможности выполнения рекомендаций п. 8.48 необходимо применять специальные меры по анкеровке продольных стержней (рис. 73, *б—д*):

а) устраивать на концах стержней специальные анкеры в виде пластин, уголков и т. п.; в этом случае площадь контакта анкера с бетоном из условия прочности бетона на смятие должна быть не менее $N_a / 2{,}5\, R_{пр}$, где N_a — усилие, приходящееся на анкеруемый стержень; толщину анкеруемой пластины следует принимать не менее $0{,}2\, d$ анкеруемого стержня и не менее 6 мм, длину заделки стержня следует определять расчетом на выкалывание и принимать не менее $10\, d$;

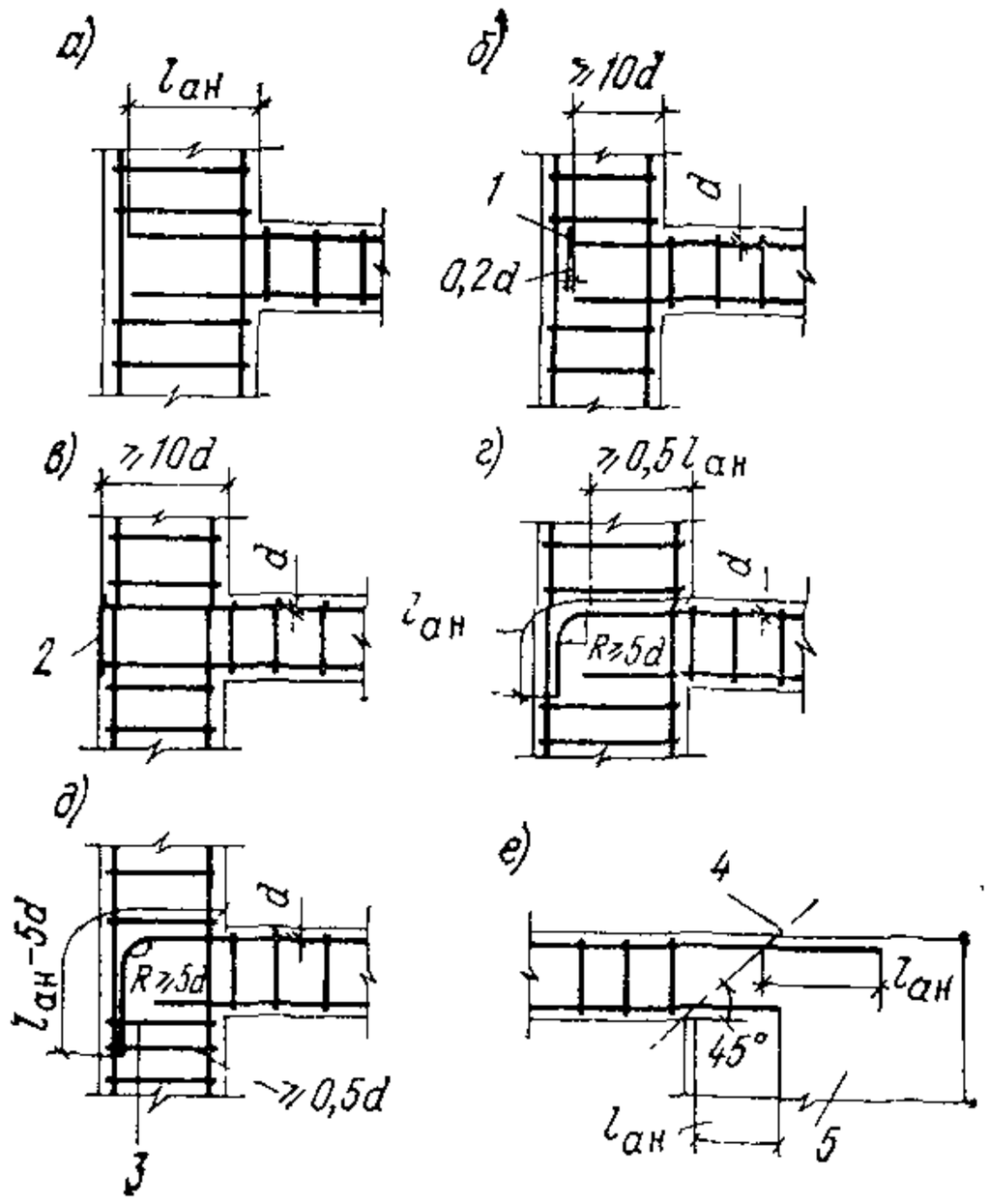


Рис. 73. Анкеровка арматуры на защемленных опорах

а, е — запуском стержней на длину $l_{ан}$; *б* — приваркой анкерующих стержней; *в* — приваркой стержней к закладным деталям; *г* — отгибом стержней; *д* — отгибом стержней и постановкой дополнительных хомутов; *1* — анкерующая деталь; *2* — закладная деталь; *3* — дополнительные хомуты, препятствующие разгибанию стержня; *4* — граница сжатой зоны; *5* — бетонный массив

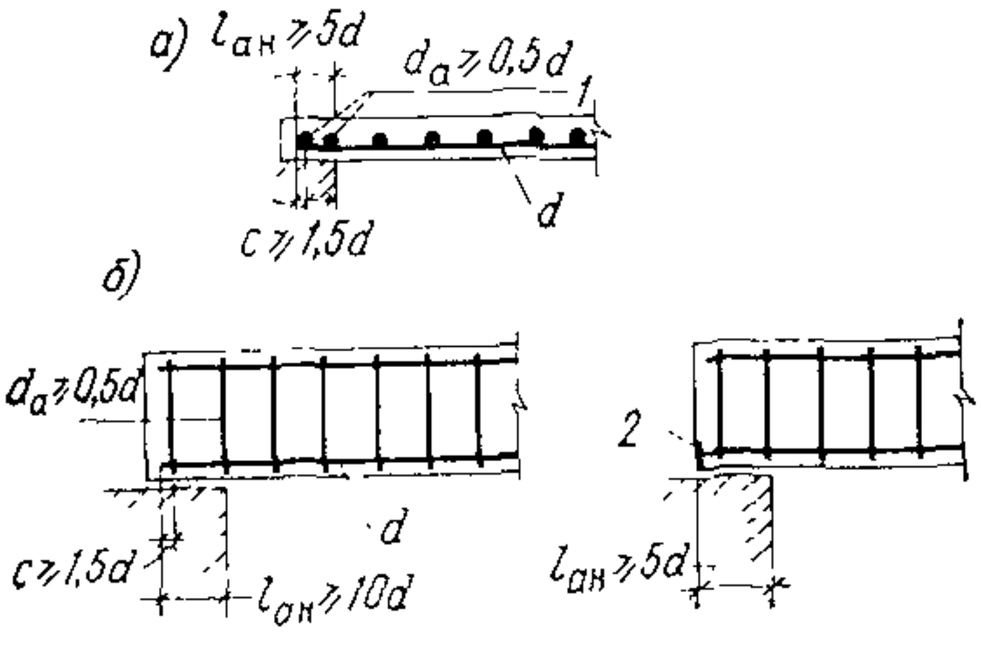


Рис. 74. Анкеровка арматуры на свободных опорах

а — при отсутствии расчетной поперечной арматуры; *б* — при наличии расчетной поперечной арматуры; *1* — анкерующие стержни; *2* — анкерующая пластина

б) отгибать анкеруемый стержень на 90° по дуге круга радиусом в свету не менее $5\,d$, при этом длину прямого участка у начала заделки следует принимать не менее $0{,}5\,l_{ан}$;

в) приваривать на длине заделки не менее двух поперечных анкерующих стержней диаметром не менее $0{,}5\,d$ продольных стержней. В этом случае длину анкеровки $l_{ан}$, определенную по п.8.48 для стержней периодического профиля, рекомендуется уменьшать на $5d$, а гладкие стержни выполнять без крюков.

Дополнительные сведения об анкеровке арматуры угловых сопряжений элементов приведены в пп. 8.70 и 8.71.

8.50. В тонкостенных конструкциях для обеспечения анкеровки всех продольных стержней арматуры, доходящих до опоры, на крайних свободных опорах изгибаемых элементов необходимо выполнять следующие требования:

а) если поперечная арматура не требуется по расчету, длину запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры $l_{ан}$ следует принимать не менее $5\,d$. В сварных сетках и каркасах с продольной рабочей арматурой из гладких стержней к каждому растянутому продольному стержню на длине $l_{ан}$ должен быть приварен хотя бы один поперечный (анкерующий) стержень, расположенный от конца каркаса (сетки) на расстоянии $c \geqslant 1{,}5\,d$. Диаметр анкерующего стержня d_a в балках и ребрах должен быть не менее половины диаметра продольных стержней (рис. 74, *а*);

б) если поперечная арматура требуется по расчету, длину запуска стержней за внутреннюю грань свободной опоры следует при-

нимать не менее 10 d. При применении гладких стержней на длине $l_{ан}$ к каждому продольному стержню приваривается не менее двух поперечных (анкерующих) стержней диаметром $d_а \geqslant 0{,}5\,d$, при этом расстояние от крайнего анкерующего стержня до конца каркаса принимается не более 1,5 d (рис. 74, *б*).

Если длина запуска стержней на свободной опоре, определенная в соответствии с п. 8.48 и табл. 47, меньше 10 d, а также при приварке концов стержней к надежно заанкерованным закладным деталям разрешается принимать $l_{ан} < 10\,d$, но не менее 5 d (рис. 74).

Стыки арматуры

СВАРНЫЕ СТЫКИ

8.51. Арматура из горячекатаной стали периодического профиля, горячекатаной гладкой стали, как правило, изготавливается с применением для соединений стержней контактной сварки — точечной и стыковой, а также в указанных ниже случаях дуговой (ванной и протяженными швами).

Типы сварных соединений арматуры назначаются и выполняются в соответствии с государственными стандартами и нормативными документами на сварную арматуру и закладные детали для железобетонных конструкций (см. прил. 13).

Соединения, не предусмотренные государственными стандартами, допускается выполнять по рабочим чертежам, утвержденным в установленном порядке.

8.52. Контактная точечная сварка применяется при изготовлении сварных каркасов, сеток и закладных деталей с нахлесточными соединениями стержней.

8.53. Контактная стыковая сварка применяется для соединения по длине заготовок арматурных стержней. Диаметр соединяемых стержней принимается не менее 10 мм.

Контактную сварку стержней диаметром менее 10 мм допускается применять только в заводских условиях при наличии специального оборудования.

8.54. Для соединения встык горизонтальных и вертикальных стержней диаметром 20 мм и более при монтаже арматуры и сборных железобетонных конструкций рекомендуется предусматривать ванную сварку в инвентарных съемных формах (поз. 3—6 прил. 13), а для соединения встык стержней диаметром менее 20 мм — дуговую сварку швами с накладками из круглой стали или внахлестку (поз. 7, 8 прил. 13).

При этом в спецификацию арматуры включаются накладки (подкладки) для стыкования стержней.

8.55. Дуговая сварка протяженными швами применяется:

а) для соединения стержней арматуры из горячекатаных сталей диаметром более 8 мм между собой и с сортовым прокатом (закладными деталями) в условиях монтажа арматурных изделий, 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.

8.56. При отсутствии оборудования для контактной сварки допускается применять дуговую сварку в следующих случаях:

а) для соединения по длине заготовок арматурных стержней из горячекатаной стали 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 (косынками, лапками, крюками и т. п.);

в) при выполнении не рассчитываемых по прочности крестовых соединений, арматурных сеток из стержней диаметром 8 мм и более.

8.57. Крестовые соединения арматуры железобетонных конструкций можно выполнить дуговой сваркой с принудительным формированием шва в соответствии с «Рекомендациями по проектированию дуговой сварки крестовых соединений арматуры железобетонных конструкций», разработанных ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР (М., 1973).

8.58. При изготовлении сварных сеток и каркасов контактной точечной сваркой угол между пересекающимися свариваемыми стержнями рекомендуется принимать прямым. При изготовлении сеток на многоточечных машинах этот угол может отличаться от прямого, но должен быть не менее 60°.

Дуговую сварку пересекающихся рабочих арматурных стержней из стали класса А-II, марки Ст.5 и 18Г2С, а также из стали класса А-III, марки 35ГС применять не рекомендуется.

8.59. Допускается стыкование стержней сваркой в любом сечении по длине изделия. Стыки, осуществляемые дуговой сваркой, *рекомендуется располагать таким образом*, чтобы они не препятствовали бетонированию, т. е. устраивать их в местах, менее насыщенных арматурой, избегать устройства нескольких стыков в одном сечении и т. п.

8.60. В конструкциях, рассчитываемых на выносливость, допускается стыковать в одном сечении до 100 % стыков при условии постановки дополнительных плавающих стержней, площадь сечения которых определяется равнопрочностью сечения со стыками сечению без стыков в соответствии с формулой (156), и длиной заделки не менее 30 d. Применение стыков внахлестку (без сварки и со сваркой) для растянутой рабочей арматуры в этих конструкциях не рекомендуется.

СТЫКИ АРМАТУРЫ ВНАХЛЕСТКУ (БЕЗ СВАРКИ)

8.61. Стыки рабочей арматуры внахлестку применяются при стыковании сварных и вязаных каркасов и сеток, при этом диаметр рабочей арматуры принимается не более 36 мм.

Стыки стержневой рабочей арматуры внахлестку не рекомендуется *располагать в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно-*растянутых элементов в местах полного использования арматуры. Такие стыки не допускаются в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто.

8.62. Стыки растянутой или сжатой рабочей арматуры, а также сварных сеток и каркасов в рабочем направлении должны иметь длину перепуска (нахлестки) $l_н$ не менее величины, определяемой по формуле

$$l_н = \left(m_н \frac{\sigma_a}{R_{пр}} + \Delta\lambda_н \right) d, \qquad (196)$$

где σ_a — напряжение в арматуре в месте стыка внахлестку с наиболее напряженной стороны.

Значения $m_н$ и $\Delta\lambda_н$, а также минимальные значения $l_н$ и $\lambda_н$ для определения длины перепуска стыков арматуры внахлестку приведены в табл. 49.

Таблица 49

Условия работы	Параметры для определения длины стыка арматуры внахлестку							
	периодического профиля				гладкой			
	$m_н$	$\Delta\lambda_н$	$\lambda_н$ (не менее)	$l_н$, мм (не менее)	$m_н$	$\Delta\lambda_н$	$\lambda_н$ (не менее)	$l_н$, мм (не менее)
Стык в бетоне:								
растянутом	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
сжатом	0,65	8	15	200	1	8	15	200

В случае спаренного расположения стержней длина нахлестки устанавливается по формуле (196), принимая значение $d=d_{пр}$, определяемое по п. 8.9.

8.63. Стыки сварных сеток и каркасов, а также растянутых стержней вязаных каркасов и сеток внахлестку без сварки, как правило, располагаются вразбежку. При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых в одном месте или на расстоянии менее длины перепуска $l_н$, должна составлять не более 50 % общей площади сечения растянутой арматуры при стержнях периодического профиля и не более 25 % при гладких стержнях.

Смещение середины стыков, расположенных в разных местах, должно быть не менее $1{,}5\,l_н$.

Стыкование отдельных стержней, сварных сеток и каркасов без разбежки допускается при конструктивном армировании (без расчета), а также на тех участках, где арматура используется не более чем на 50 %.

8.64. В каждой из стыкуемых в растянутой зоне сварных сеток с рабочими стержнями из гладкой стали на длине нахлестки должно быть не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным стержням сетки (рис. 75).

Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры периодического профиля классов А-II и А-III выполняются без попереч-

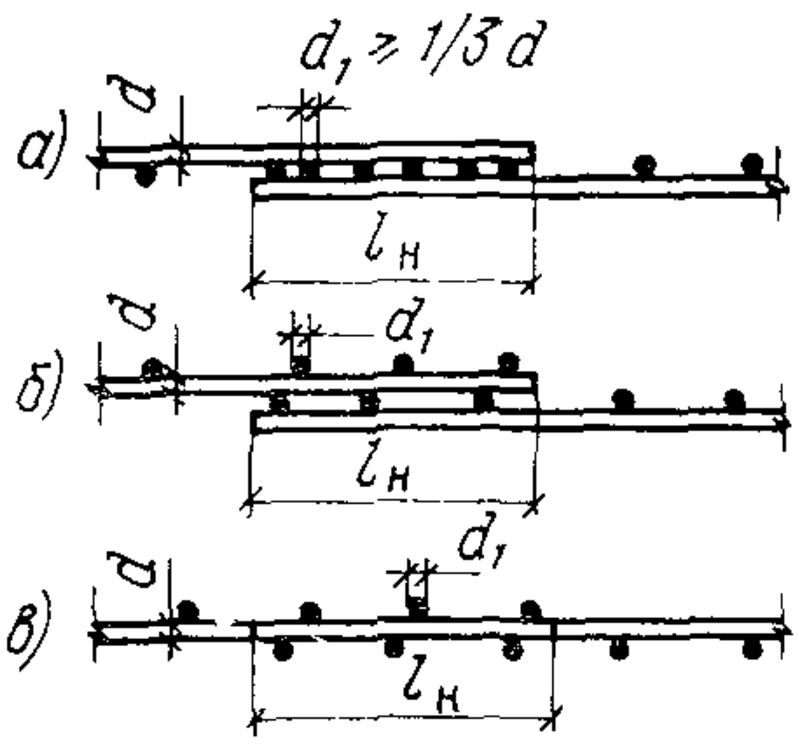


Рис. 75. Стыки сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры класса А-I

а — с расположением распределительных (поперечных) стержней в одной плоскости; *б*, *в* — то же, в разных плоскостях

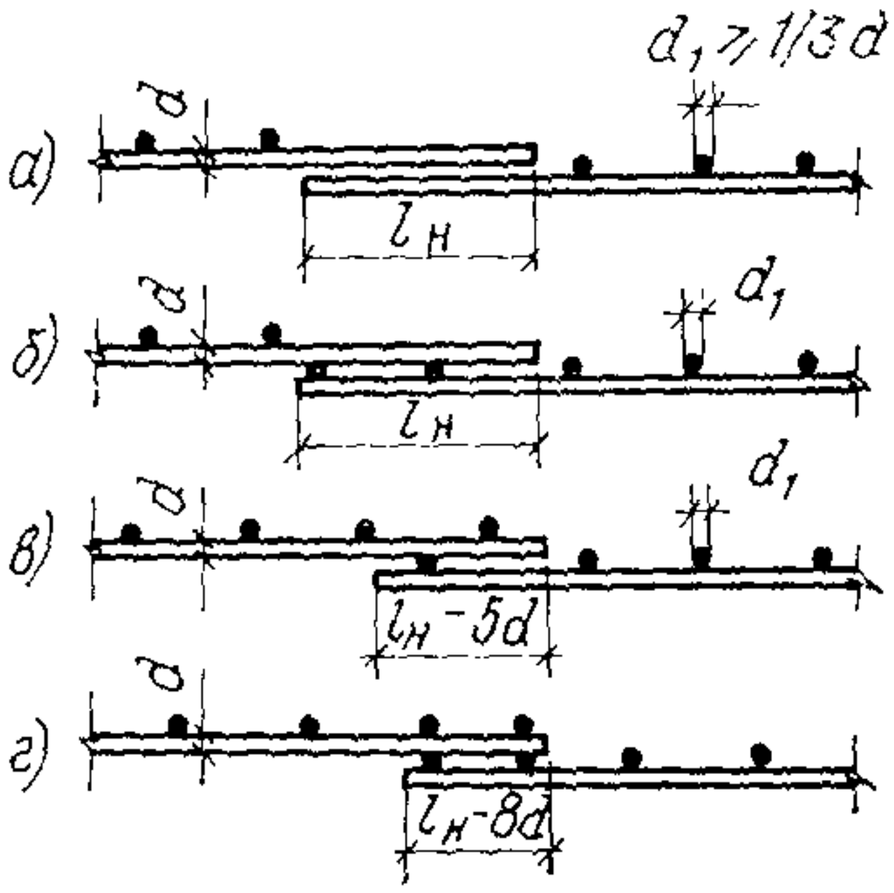


Рис. 76. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры классов А-II и А-III

а — без анкерующих поперечных стержней в пределах стыка на двух сетках; *б* — то же, на одной сетке; *в* — с одним анкерующим стержнем в пределах стыка на двух сетках; *г* — с двумя анкерующими стержнями в пределах стыка на двух сетках

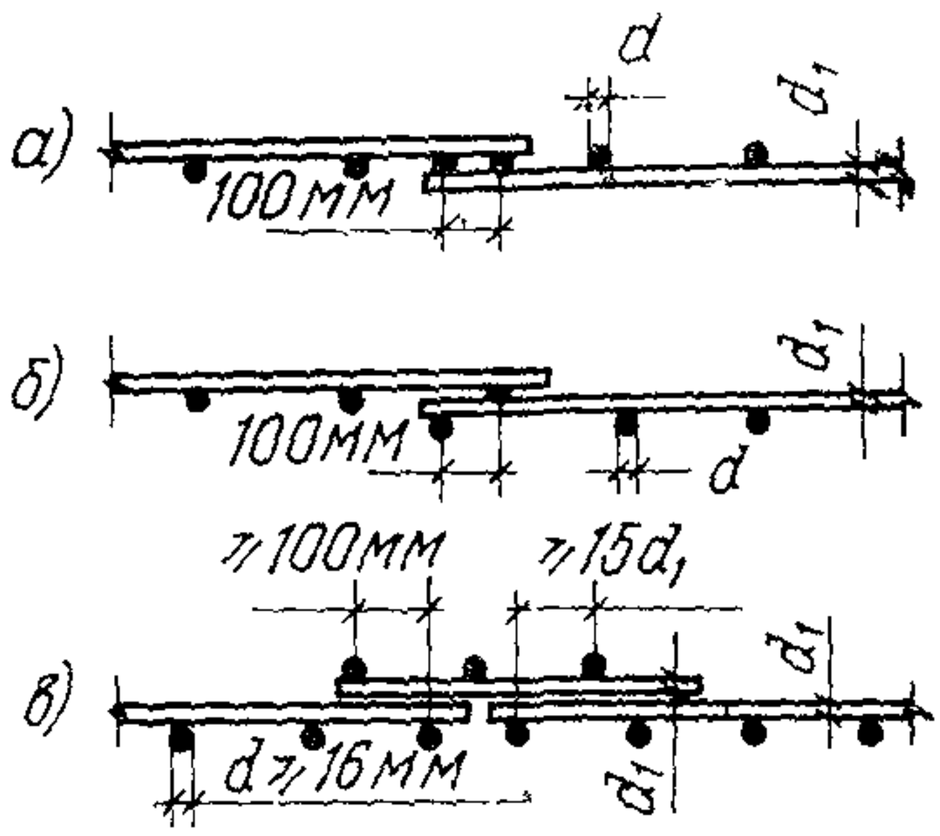


Рис. 77. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении распределительной арматуры

а — стык с расположением рабочих стержней в одной плоскости; *б* — то же, в разных плоскостях; *в* — стык впритык с наложением дополнительной стыковой сетки при диаметре рабочей арматуры 16 мм и более

ных стержней в пределах стыка в одной или в обеих стыкуемых сетках (рис. 76).

8.65. При стыковании внахлестку сварных и вязаных каркасов центрально- и внецентренно-сжатых колонн в пределах стыка ставятся дополнительные хомуты на расстоянии не более 10*d*.

8.66. Стыки сварных сеток в направлении распределительной арматуры выполняются внахлестку с перепуском на 100 мм, считая между крайними рабочими стержнями сеток (рис. 77, *а*,*б*).

При диаметре рабочей арматуры 16 мм и более сварные сетки в нерабочем направлении допускается укладывать впритык одна к другой, перекрывая стык специальными стыковыми сетками, укладываемыми с перепуском в каждую сторону от стыка не менее 15 диаметров распределительной арматуры и не менее 100 мм (рис. 77, *в*). Стыки сварных сеток в нерабочем направлении допускается укладывать впритык без нахлестки и без дополнительных стыковых сеток в следующих случаях:

а) при укладке сварных полосовых сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях;

б) при наличии в местах стыков дополнительного конструктивного армирования в направлении распределительной арматуры.

8.67. При стыке внахлестку стыкуемые стержни располагаются по возможности вплотную один к другому, расстояние в свету между стыкуемыми стержнями не должно превышать 4 *d*. Стыки внахлестку не следует располагать близко один к другому. Расстояние между ними в свету должно быть не менее 2 *d* (*d* — диаметр стыкуемых стержней) и не менее 30 мм.

8.68. Стыки сварных сеток в рабочем направлении можно выполнять внахлестку с расположением распределительных стержней в одной или разных плоскостях.

Армирование угловых сопряжений

8.69. Во входящих углах сопряжений железобетонных элементов в растянутой зоне рекомендуется предусматривать установку дополнительной арматуры в виде коротышей, которые привариваются к основной арматуре и заводятся в обе стороны от вершины входящего угла на расстояние не менее 0,3 высоты элемента. Площадь сечения коротышей должна составлять 20 % площади сечения основной рабочей арматуры (рис. 78).

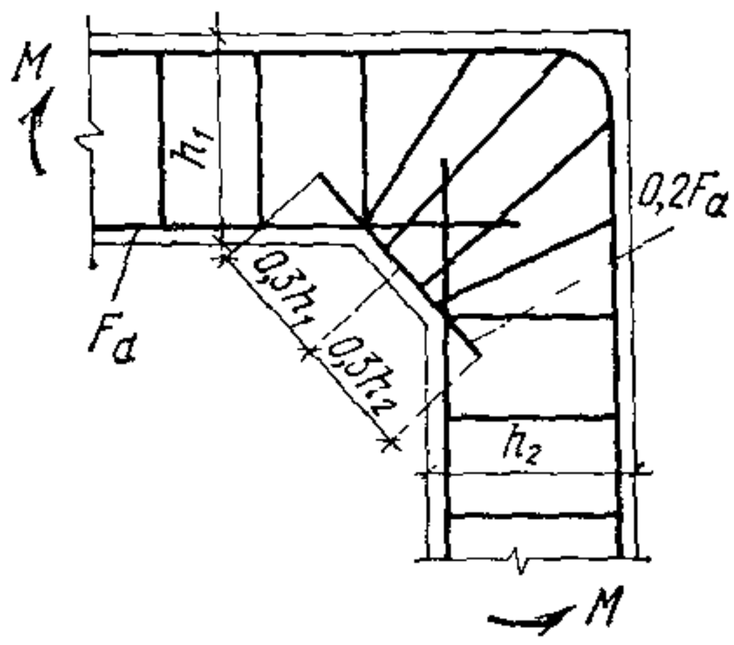


Рис. 78. Схема армирования входящего угла сопряжения железобетонных элементов в растянутой зоне

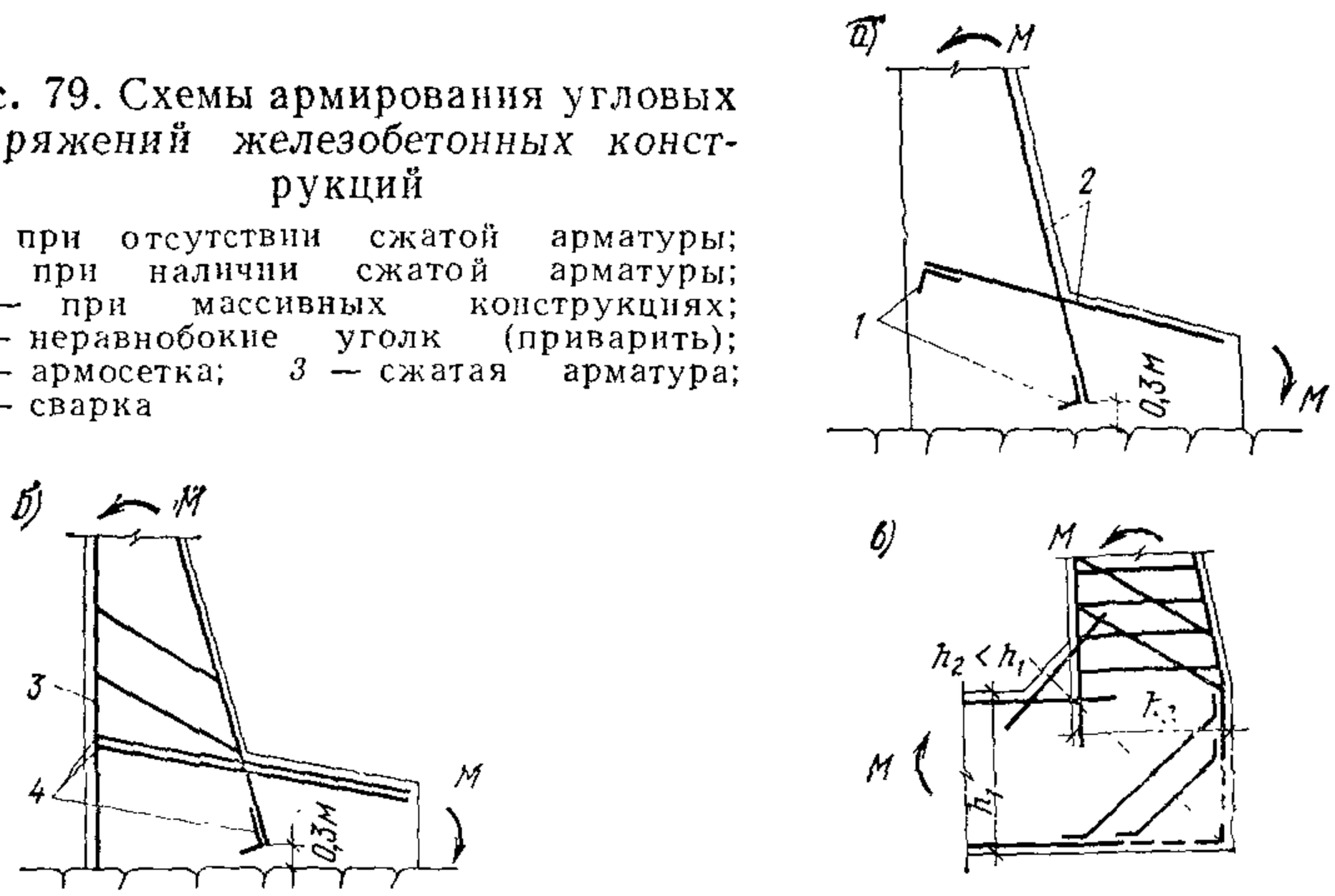


Рис. 79. Схемы армирования угловых *сопряжений железобетонных конструкций*

а — при отсутствии сжатой арматуры; *б* — при наличии сжатой арматуры; *в* — при массивных конструкциях; *1* — неравнобокие уголк (приварить); *2* — армосетка; *3* — сжатая арматура; *4* — сварка

8.70. Расчетную (рабочую) арматуру в углах сопряжения элементов следует надежно анкеровать в соответствии с пп. 8.48 и 8.49.

8.71. В уголковых подпорных стенах высотой более 12 м расчетная арматура граней, образующих входящий угол, анкеруется в сжатой зоне смежного элемента (рис. 79) на величину, определяемую по табл. 48.

Величину сжатой зоны элемента разрешается определять методом сопротивления материалов. Если длина анкеровки $l_{ан}$ получится больше величины сжатой зоны, рекомендуется:

а) при отсутствии сжатой арматуры — приваривать к концам анкеруемых стержней коротыши из арматурной стали длиной 6 d или из уголков с размером полки не менее 4 d (рис. 79, *а*);

б) при наличии сжатой арматуры — приваривать рабочие растянутые стержни к сжатой арматуре (рис. 79, *б*).

8.72. Угловые сопряжения массивных железобетонных конструкций рекомендуется конструировать в соответствии с рис. 79, *в*.

Глава 3

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ТОНКОСТЕННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СО СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРОЙ

9. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

9.1. Настоящая глава Руководства распространяется на проектирование предварительно напряженных железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, армированных стержневой горячекатаной арматурой периодического профиля с натяжением ее на упоры до бетонирования элементов.

9.2. Предварительное напряжение железобетонных элементов следует применять при необходимости:

а) увеличения сопротивления конструкций образованию трещин в бетоне или ограничения их раскрытия;

б) повышения жесткости конструкций;

в) повышения выносливости конструкций, работающих на воздействие многократно повторяющейся нагрузки;

г) снижения расхода арматурной стали (за счет применения высокопрочной стали);

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

9.3. В рабочих чертежах предварительно напряженных конструкций рекомендуется указывать марку бетона, вид арматуры, величину усилий или контролируемых напряжений и последовательность напряжения арматуры, прочность бетона к моменту обжатия (передаточную прочность), условия и порядок отпуска натянутой арматуры, разность температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств при термообработке (пропаривании) элементов, принятую для определения потерь предварительного напряжения, допустимую степень обжатия бетона и требуемый момент трещинообразования (для элементов, рассчитываемых на трещиностойкость), а также места для захвата элементов при подъеме и монтаже, места их опирания при транспортировании и складировании, монтажную прочность элементов, схему поверочных испытаний.

Основные положения по расчету

9.4. Предварительно напряженные железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельным состояниям первой группы) при всех сочетаниях нагрузок и воздействий и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельным состояниям второй группы) только при основном сочетании нагрузок и воздействий.

Расчет по предельным состояниям первой группы включает: расчет на прочность с проверкой устойчивости положения и формы конструкции; расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки.

Расчет по предельным состояниям второй группы включает: расчет по образованию трещин в случаях, когда по условиям нор-

мальной эксплуатации сооружения не допускается образование трещин, или по раскрытию трещин; расчет по деформациям в случаях, когда величина перемещений (прогибов, углов поворота) может ограничить возможность нормальной эксплуатации конструкции или находящихся на ней механизмов.

Примечание. Расчет по деформациям производится по рекомендациям главы 1. При этом жесткость элементов $B_к$ при кратковременном действии нагрузок определяется по формулам:

для трещиностойких предварительно напряженных элементов

$$B_к = 0{,}8\, E_б I_п; \tag{197}$$

для участков элементов, рассчитываемых по раскрытию трещин,

$$B_к = 0{,}7\, E_б I_п. \tag{198}$$

При длительном действии нагрузок жесткость конструкции B определяется по формуле (179)

$$B = B_к \frac{q + p}{\delta q + p}.$$

9.5. Расчет на прочность, а также по образованию или раскрытию трещин следует производить для всех стадий: изготовление, транспортирование, монтаж и эксплуатация.

Расчет предварительно напряженных элементов в стадии изготовления производится на воздействие усилия от обжатия напрягаемой арматурой и собственного веса элемента при его подъеме. При этом расчетное сопротивление бетона принимается равным его прочности в момент обжатия.

Расчет элементов на выносливость производится для стадии эксплуатации.

Расчет по деформациям допускается не производить, если на основании опытной проверки или практики применения железобетонных конструкций установлено, что жесткость конструкций в стадии эксплуатации достаточна.

9.6. Оценка наступления предельных состояний первой группы железобетонных конструкций гидротехнических сооружений производится из условия (1) $k_{\text{II}} n_c N_p \leqslant m R$.

Коэффициент условий работы m принимается по табл. 52 и 55.

9.7. Рекомендации по классификации и учету нагрузок и воздействий приведены в пп.1.4—1.6 и 1.8.

При отнесении температурных воздействий к особому сочетанию нагрузок их рекомендуется учитывать при расчете конструкций по второму предельному состоянию, к которым предъявляется требование трещиностойкости.

9.8. При расчете конструкций по первому предельному состоянию нагрузки принимаются с коэффициентами перегрузки в соответствии с п. 1.2.

При расчете конструкций на выносливость и по предельным состояниям второй группы коэффициенты перегрузки принимаются равными 1.

9.9. При расчете сборных предварительно напряженных конструкций на усилия, возникающие при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузка от собственного веса элемента вводится в расчет с коэффициентом динамичности, равным 1,3, при этом коэффициент перегрузки к собственному весу принимается равным 1.

При надлежащем обосновании коэффициент динамичности может приниматься равным 1,5.

Продолжение табл. 50

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см²		Примечание
б) подвергнутого тепловой обработке	определяется по формулам (205) и (206) на уровне центров тяжести продольной арматуры A и A' с учетом потерь по поз. 1—4 настоящей таблицы Потери вычисляются по формулам поз. 5, *а* настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент 0,85		—
Б. Вторые потери			
6. Усадка бетона тяжелого проектной марки:	Для бетона естественного твердения:	Для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении:	Дополнительные рекомендации по определению потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона см. п. 9.15
а) М 400 и ниже	400	350	
б) М 500	500	400	
в) М 600 и выше	600	500	
7. Ползучесть бетона	$2000\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}\leqslant 0{,}6$;	То же, что для бетона естественного твердения, с умножением получен-	—

Продолжение табл. 50

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см²	Примечание
	2 мм; l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров формы или стенда), мм	от деформации анкеров можно принимать равными нулю
4. Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций	$k \frac{\Delta l}{l} E_a$, где k — коэффициент, определяемый при натяжении арматуры домкратом по формуле $k = \frac{t-1}{2}$; Δl — сближение упоров по линии действия усилия N_0, определяемое из расчета деформации формы; l — расстояние между наружными гранями упоров; t — число групп стержней, натягиваемых неодновременно	При одновременном натяжении всех стержней, опирающихся на одну упорную конструкцию, потери предварительного напряжения от ее деформации принимаются равными нулю. При отсутствии данных о технологии изготовления элементов и конструкции формы потери предварительного напряжения от деформации форм принимаются равными 300 кгс/см²
5. Быстронатекающая ползучесть бетона: а) естественного твердения	$500 \frac{\sigma_{б.н}}{R_0}$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} \leqslant 0{,}6$; $300 + 1500\left(\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} - 0{,}6\right)$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} > 0{,}6$, где $\sigma_{б.н}$ —	—

Таблица 50

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см²	Примечание
А. Первые потери		
1. Релаксация напряжений арматуры при механическом способе натяжения стержневой арматуры из горячекатаной стали классов A-IV и A-V	$0{,}1\sigma_0$ — 200 (здесь σ_0 принимается без учета потерь)	Для горячекатаной арматурной стали класса A-IIIв, упрочненной вытяжкой до натяжения арматуры, потери напряжения от релаксации принимают равными нулю
2. Температурный перепад (разность температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения при пропаривании или прогреве бетона)	12,5 Δt, где Δt — разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилие натяжения, град	При передаче усилия от натяжения арматуры на стальные опорные балки или несущую конструкцию опалубки, расположенные внутри камер пропаривания, или на металлическую опалубку потери напряжения арматуры от температурного перепада можно принимать равными нулю ($\Delta t = 0$). Расчетная величина Δt при отсутствии точных данных принимается равной 65 °С — для конструкций, рассчитываемых по прочности, и 50 °С — для конструкций, рассчитываемых по трещиностойкости
3. Деформация анкеров, расположенных у натяжных устройств	$\frac{\lambda}{l} E_a$, где λ — обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т. п., принимаемое равным	При наличии на стенде надежного контроля за отсутствием потерь от обжатия анкерующих устройств потери

Продолжение табл. 50

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см²	Примечание
Деформация анкеров, расположенных у натяжных устройств, смещение упоров	$\frac{\Delta l}{l} \cdot E_a$, где Δl — сумма обжатий анкеров и смещений упоров; l — длина натягиваемого стержня	
Трение арматуры о стенки каналов, мундштуков, о поверхности конструкций при натяжении на бетон	$\sigma_0 \left(1 - \frac{1}{e^{\mu\theta + kx}}\right)$, где σ_0 — напряжение в арматуре в начале натяжения; μ — коэффициент трения; θ — сумма углов поворота; k — коэффициент, принимаемый равным 0,0015; x — расстояние от точки натяжения до рассматриваемого сечения	
Деформация стальной формы	$\frac{\Delta l}{l} \cdot E_a$, где Δl — сумма обжатий стыков формы; l — длина натягиваемого стержня	
Деформация бетона при быстронатекающей ползучести	$40 \frac{\sigma_{б.н}}{R_0}$, где $\sigma_{б.н}$ — напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры от усилия предварительного обжатия и изгибающего момента от собственного веса элемента; R_0 — передаточная прочность бетона	
Деформация бетона при усадке	$1500 - 300 \frac{R_0}{100}$	
Деформация бетона при ползучести	$150 \frac{\sigma_{б.н}}{R_0}$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} \leqslant 0{,}75$	
Релаксация напряжений в арматуре	$0{,}1\sigma_0 - 20$ при электротермическом способе натяжения; $0{,}1\sigma_0$ при механическом способе натяжения	
Деформация бетона при быстронатекающей ползучести	$400 \left(\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} - 0{,}3\right)$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} > 0{,}6$, где $\sigma_{б.н}$ — см. поз. 5 настоящей таблицы	Принимается в случае, если при эксплуатационных нагрузках сжатая зона предварительно напряженных элементов не обеспечена расчетом в стадии изготовления, транспортирования и монтажа от образования трещин, нормальных к продольной оси, рекомендуется учитывать снижение трещиностойкости растянутой при эксплуатации зоны элемента (пп. 12.9 и 12.19).
Деформация бетона при усадке	$1500 - 300 \frac{R_0}{100}$	Принимается в случае, если при эксплуатационных нагрузках сжатая зона предварительно напряженных элементов не обеспечена расчетом в стадии изготовления, транспортирования и монтажа от образования трещин, нормальных к продольной оси, рекомендуется учитывать снижение трещиностойкости растянутой при эксплуатации зоны элемента (пп. 12.9 и 12.19).
Деформация бетона при ползучести	$150 \frac{\sigma_{б.н}}{R_0}$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} \leqslant 0{,}75$	Принимается в случае, если при эксплуатационных нагрузках сжатая зона предварительно напряженных элементов не обеспечена расчетом в стадии изготовления, транспортирования и монтажа от образования трещин, нормальных к продольной оси, рекомендуется учитывать снижение трещиностойкости растянутой при эксплуатации зоны элемента (пп. 12.9 и 12.19).
Релаксация напряжений в арматуре	$0{,}1\sigma_0 - 20$ при электротермическом способе натяжения; $0{,}1\sigma_0$ при механическом способе натяжения	Принимается в случае, если при эксплуатационных нагрузках сжатая зона предварительно напряженных элементов не обеспечена расчетом в стадии изготовления, транспортирования и монтажа от образования трещин, нормальных к продольной оси, рекомендуется учитывать снижение трещиностойкости растянутой при эксплуатации зоны элемента (пп. 12.9 и 12.19).

9.10. В случае, если при эксплуатационных нагрузках сжатая зона предварительно напряженных элементов не обеспечена расчетом в стадии изготовления, транспортирования и монтажа от образования трещин, нормальных к продольной оси, рекомендуется учитывать снижение трещиностойкости растянутой при эксплуатации зоны элемента (пп. 12.9 и 12.19).

Для элементов, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, образование таких трещин не допускается.

9.11. При определении усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях, вызванных температурными воздействиями или осадкой опор, а также при определении реактивного давления грунта жесткость элементов определяется по формулам (197) и (198).

9.12. При расчете предварительно напряженных конструкций помимо усилий от внешних нагрузок рекомендуется учитывать усилия в арматуре и бетоне, возникающие от предварительного напряжения арматуры.

9.13. Принимаемые в расчетах величины предварительного напряжения σ_0 и σ_0' соответственно в напрягаемой части арматуры A и A' без учета потерь для стержневой арматуры должны составлять не более $0{,}95\,R_{a_{II}}$.

9.14. При расчете предварительно напряженных элементов рекомендуется учитывать потери предварительного напряжения арматуры, проявляющиеся в период изготовления элементов (первые потери) и в период их хранения и эксплуатации (вторые потери).

Величину потерь предварительного напряжения при натяжении арматуры на упоры рекомендуется определять по табл. 50.

Суммарная величина потерь, принимаемая в расчетах конструк-

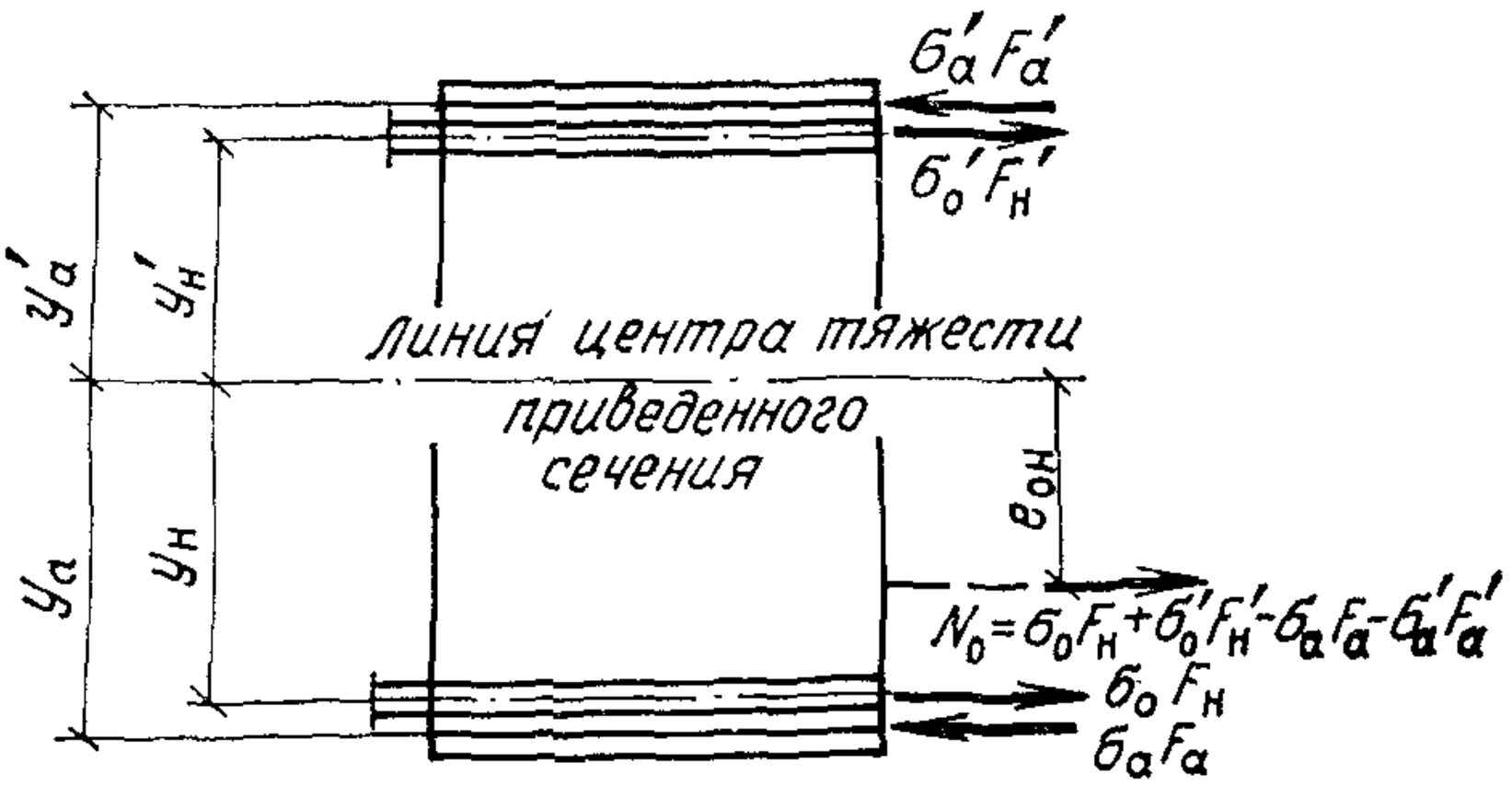


Рис. 80. Схема усилий предварительного напряжения арматуры в поперечном сечении железобетонного элемента

ций, для стадии эксплуатации должна быть не менее 1000 кгс/см^2.

9.15. *При определении потерь предварительного напряжения* от усадки и ползучести бетона рекомендуется учитывать следующие положения:

а) величины потерь от усадки и ползучести бетона, определяемые по табл. 50, могут быть уточнены, если известна продолжительность периода со дня изготовления элемента до его испытания, загружения эксплуатационной нагрузкой или погружения в воду. Уточнение величины потерь производят путем умножения на коэффициент β, определяемый по формуле

$$\beta = \frac{4t}{100 + 3t}, \qquad (199)$$

но принимаемый не более 1.

В формуле (199) t — время в сутках, отсчитываемое при определении потерь от ползучести — со дня обжатия бетона, от усадки — со дня окончания бетонирования;

б) для конструкций, находящихся в период эксплуатации в воде, но до этого длительное время (более 3 мес) остающихся на воздухе, коэффициент β рекомендуется принимать равным 1, вводя дополнительно в расчет восстановление напряжений от последующего набухания бетона в размере 200 кгс/см^2 (уменьшая на эту величину потери от усадки бетона);

в) при расчете конструкций, предназначенных для эксплуатации в районе IV А, согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике, потери предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона рекомендуется увеличивать на 25 %;

г) величину потерь от усадки и ползучести бетона допускается принимать по экспериментальным данным.

9.16. Усилие предварительного обжатия N_0 и эксцентрицитет точки приложения этой силы относительно центра тяжести приведенного сечения (рис. 80) определяются по формулам:

$$N_0 = \sigma_0 F_н + \sigma'_0 F'_н - \sigma_а F_а - \sigma'_а F'_а; \qquad (200)$$

$$e_{o.н} = \frac{\sigma_0 F_н y_н + \sigma'_а F'_а y'_а - \sigma'_0 F'_н y'_н - \sigma_а F_а y_а}{N_0}, \qquad (201)$$

где σ_a и σ'_a — определяются по п. 9.19.

При расчетах по образованию и раскрытию трещин и на выносливость усилие N_0 учитывается как внешняя сжимающая сила.

Примечание. При несимметричном сечении и двустороннем напряжении арматуры направление эксцентрицитета принимается условно, при этом отрицательное значение величины $e_{0.н}$, полученное по формуле (201), означает, что сила N_0 расположена от центральной оси сечения в сторону арматуры A'.

9.17. Величина N_0 вводится в расчет с коэффициентом точности натяжения арматуры

$$m_т = 1 \pm \Delta m_т. \qquad (202)$$

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

Значение $\Delta m_т$ при механическом способе натяжения арматуры принимается равным 0,1.

При определении потерь предварительного напряжения арматуры, а также при расчете по раскрытию трещин и по деформациям значения $\Delta m_т$ принимаются равными нулю.

При изготовлении элементов на заводах железобетонных конструкций, оборудованных средствами автоматического контроля натяжения арматуры, значения $m_т$ допускается принимать по результатам статистической обработки опытных данных при обеспеченности 0,95 и точности 0,04.

Значения $m_т$ при механическом способе натяжения арматуры принимаются:

а) $m_т = 0{,}9$ — при расчете по образованию или раскрытию трещин предварительно обжатых граней сечения и при расчете на поперечные силы;

б) $m_т = 1{,}1$ — при расчете по образованию или раскрытию трещин предварительно растянутых граней сечения, а также при расчете на прочность для арматуры, расположенной в сжатой зоне сечения;

в) $m_т = 1$ — в остальных случаях.

9.18. Величины напряжений арматуры σ_0 и σ'_0 принимают:

а) в стадии изготовления — с учетом первых потерь;

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

Для элементов с напрягаемой арматурой без анкеров на длине зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ значения σ_0 и σ'_0 снижаются путем умножения их на отношение $l_x/l_{п.н}$, где l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения.

Значение $l_{п.н}$ определяется для элементов конструкций, эксплуатируемых при расчетных зимних температурах наружного воздуха $t \geqslant$ минус 40 °С по формуле

$$l_{п.\,н} = \left(0{,}3\,\frac{\sigma_0}{R_0} + 10\right) d, \qquad (203)$$

при $t <$ минус 40 °С по формуле

$$l_{п.\,н} = \left(0{,}3\,\frac{\sigma_0}{R_0} + 20\right) d. \qquad (204)$$

Здесь σ_0 принимается с учетом первых потерь по поз. 1—4 табл. 50.

При мгновенной передаче усилия обжатия на бетон значение $l_{п.н}$ увеличивается в 1,25 раза. При диаметре стержней более 18 мм мгновенная передача усилий не допускается.

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

9.19. Величины сжимающих напряжений в ненапрягаемой арматуре σ_a и σ'_a принимаются численно равными:

а) для стадий эксплуатации, транспортирования и монтажа — сумме потерь напряжения от усадки и ползучести бетона (поз. 5—7 табл. 50);

б) для стадии изготовления — потерям напряжения от быстронатекающей ползучести (поз. 5 табл. 50);

в) при определении потерь от быстронатекающей ползучести — нулю.

Если ненапрягаемая арматура A' расположена в растянутой при предварительном обжатии зоне, напряжение σ'_a принимается равным нулю.

9.20. Величины напряжений в бетоне $\sigma_{б.н}$ и $\sigma'_{б.н}$, создающиеся от обжатия его предварительно напряженной арматурой, определяются в предположении упругой работы элемента, при этом усилие предварительного обжатия N_0 рассматривается как внешняя сжимающая сила:

$$\sigma_{б.н} = \frac{m_т N_0}{F_п} + \frac{m_т N_0 e_{о.н}}{I_п} y; \quad (205)$$

$$\sigma'_{б.н} = \frac{m_т N_0}{F_п} - \frac{m_т N_0 e_{о.н}}{I_п} y, \quad (206)$$

где y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна.

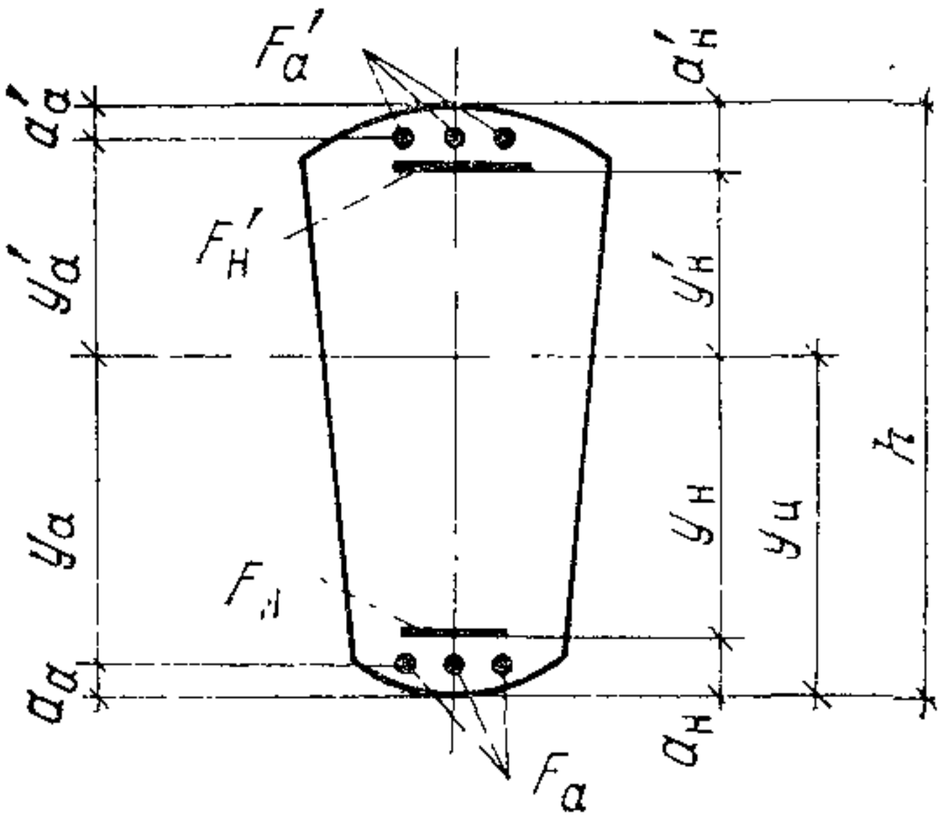


Рис. 81. Поперечное сечение элемента

9.21. При определении геометрических характеристик приведенного сечения в расчет вводят полное сечение бетона с учетом ослабления его пазами, отверстиями и т. д., а также площадь сечения всей продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, умноженную на коэффициент приведения, принимаемый равным $n = \frac{E_a}{E_б}$.

Геометрические характеристики приведенного сечения (рис. 81) определяются по формулам:

площадь приведенного сечения

$$F_п = F + nF_н + nF'_н + nF_a + nF'_a; \quad (207)$$

статический момент приведенного сечения относительно растянутой грани

$$S_п = S + nF_н a_н + nF'_н (h - a'_н) + nF_a a_a + nF'_a (h - a'_a); \quad (208)$$

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой грани

$$y_{\text{ц}} = \frac{S_{\text{п}}}{F_{\text{п}}}; \qquad (209)$$

момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{\text{п}} = I + nF_{\text{н}}y_{\text{н}}^2 + nF'_{\text{н}}y'^2_{\text{н}} + nF_{\text{а}}y_{\text{а}}^2 + nF'_{\text{а}}y'^2_{\text{а}}, \qquad (210)$$

здесь S — статический момент бетонного сечения относительно растянутой грани.

9.22. Сжимающие напряжения в бетоне $\sigma_{б.н}$ в стадии предварительного обжатия не должны превышать величин (в долях от передаточной прочности бетона R_0), указанных в табл. 51.

Таблица 51

Напряженное состояние сечения	Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия в долях передаточной прочности бетона $\sigma_{б.н}/R_0$, не более			
	при расчетной зимней температуре наружного воздуха, °С			
	минус 40 и выше		минус 40 и ниже	
	при обжатии			
	центральном	внецентренном	центральном	внецентренном
Напряжение $\sigma_{б.н}$ уменьшается или не изменяется при действии внешних нагрузок	0,65	0,75	0,55	0,65
Напряжение $\sigma_{б.н}$ увеличивается при действии внешних нагрузок	0,5	0,55	0,4	0,45

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

2. Расчетная зимняя температура наружного воздуха определяется как средняя температура наиболее холодной пятидневки.

Передаточную прочность бетона R_0 следует принимать не менее 70 % соответствующей проектной марки бетона по прочности на сжатие ($R_0 \geqslant 0{,}7\ R$).

Величины $\sigma_{б.н}$ определяются на уровне крайнего сжатого волокна бетона с учетом первых потерь по поз. 1—4 табл. 50 с коэффициентом точности натяжения арматуры $m_{\text{т}} = 1$.

При превышении сжимающих напряжений $\sigma_{б.н}$. величин табл. 51 рекомендуется повышать передаточную прочность бетона или увеличивать размеры сечения.

9.23. Величины напряжений $\sigma_{\text{к}}$ и $\sigma'_{\text{к}}$ в напрягаемой арматуре A и A', контролируемые по окончании натяжения и указываемые на рабочих чертежах, принимаются равными величинам σ_0 и σ'_0 (п. 9.13) за вычетом потерь, определяемых по поз. 3 табл. 50.

10. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Бетон

10.1. При проектировании предварительно напряженных железобетонных конструкций гидротехнических сооружений рекомендуется предусматривать тяжелые бетоны в соответствии с разд. 2.

10.2. Для изделий из предварительно напряженного железобетона срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его проектным маркам по прочности, морозостойкости и водонепроницаемости, принимаемтся 28 дней.

Передаточную прочность бетона R_0 рекомендуется принимать не менее 70 % принятой проектной марки бетона.

10.3. Проектную марку бетона по прочности на сжатие рекомендуется принимать не менее 200, а для элементов, погружаемых в грунт забивкой или вибрированием, — не менее 400.

10.4. Марка бетона по водонепроницаемости должна быть не ниже В4, в конструкциях морских гидротехнических сооружений — не ниже В6.

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА

10.5. Величины нормативных и расчетных сопротивлений бетона в зависимости от проектных марок бетона по прочности на сжатие и на осевое растяжение рекомендуется принимать по табл. 7.

10.6. Коэффициенты условий работы бетона $m_б$ для расчета конструкций по предельным состояниям первой группы рекомендуется принимать по табл. 52.

Таблица 52

Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы бетона	Коэффициент условий работы бетона $m_б$	
	условное обозначение	значение
1. Многократное повторение нагрузки	$m_{б_1}$	Принимается в соответствии с главой СНиП II-21-75
2. Железобетонные конструкции плитные и ребристые при толщине плиты (ребра) 60 см и более	$m_{б_2}$	1,15
3. То же, при толщине плиты (ребра) менее 60 см	m_{σ_2}	1

Примечания: 1. При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов условий работы.

2. В необходимых случаях коэффициенты условий работы принимаются согласно указаниям соответствующих нормативных документов.

При расчете по предельным состояниям второй группы коэффициент условий работы бетона принимается равным 1, за исключением расчета при действии многократно повторяющейся нагрузки.

10.7. Расчетные сопротивления бетона при расчете железобетонных конструкций на выносливость $R'_{пр}$ и $R'_{р}$ принимаются в соответствии с главой СНиП II-21-75.

10.8. Величина начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_б$ принимается по табл. 9.

10.9. Начальный коэффициент поперечной деформации бетона μ принимается равным 0,15, а модуль сдвига бетона — равным $G = 0{,}4\ E_б$.

Объемный вес тяжелого бетона при отсутствии опытных данных допускается принимать равным 2,3—2,5 тс/м^3.

Арматура

10.10. Для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций гидротехнических сооружений применяется арматура следующих видов и классов:

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

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

Для закладных деталей и соединительных накладок применяется, как правило, прокатная углеродистая сталь класса С 38/23.

10.11. В качестве напрягаемой арматуры тонкостенных предварительно напряженных железобетонных элементов рекомендуется преимущественно применять горячекатаную арматурную сталь классов А-V, А-IV и упрочненную вытяжкой арматуру класса А-IIIв.

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных элементов, находящихся под воздействием агрессивной среды, рекомендуется преимущественно применять горячекатаную арматурную сталь классов А-IV и А-IIIв.

Ненапрягаемая арматура принимается по рекомендациям пп. 2.17 и 2.21.

10.12. Выбор вида и марок стали для арматуры, а также прокатных сталей для закладных деталей производится в соответствии с прил. 2 и 3.

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ АРМАТУРЫ

10.13. Расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой и второй групп определяются по формуле (4)

$$R_а = \frac{R^н_а}{k_а}.$$

Коэффициент безопасности по арматуре $k_а$ принимается по табл. 53.

10.14. Величины нормативных и расчетных сопротивлений основных видов рабочей арматуры, применяемой в тонкостенных предварительно напряженных железобетонных конструкциях

Таблица 53

Вид и класс арматуры	Коэффициент безопасности по арматуре k_a при расчете конструкций по предельным состояниям	
	первой группы	второй группы
Стержневая арматура классов:		
A-IV, A-V	1,15	1
Стержневая арматура, упрочненная вытяжкой, класса A-IIIв с контролем:		
напряжений и удлинений	1,1	1
только удлинений	1,2	1

гидротехнических сооружений, рекомендуется принимать по табл. 54, остальных видов арматуры — по табл. 15.

Таблица 54

Вид и класс арматуры	Нормативные сопротивления растяжению и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{a\,II}$, кгс/см²	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²			
		растяжению			сжатию $R_{a.c}$
		продольной, поперечной *(хомутов и отогнутых стержней)* при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a.x}$		
Горячекатаная периодического профиля класса:					
A-IV	6000	5200	4200		4000
A-V	8000	6950	5550		4000
Упрочненная вытяжкой класса A-IIIв с контролем:					
напряжений и удлинений	5500	5000	3600		4000
только удлинений	5500	4500	3200		4000

10.15. Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы повышаются или снижаются путем умножения на соответствующие коэффициенты условий работы.

Коэффициенты условий работы арматуры рекомендуется принимать по табл. 55.

Таблица 55

Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы арматуры	*Коэффициент условий работы* арматуры	
	условное обозначение	значение
Многократное повторение нагрузки	m_{a_1}	Принимается в соответствии с главой СНиП II-21-75
Железобетонные элементы, содержащие в поперечном сечении стержней рабочей арматуры:		
менее 10	m_{a_2}	1,1
10 и более	m_{a_2}	1,15

Примечания: 1. При наличии нескольких факторов, действующих одновременно, в расчет вводится произведение соответствующих коэффициентов условий работы.

2. В необходимых случаях коэффициенты условий работы арматуры принимаются согласно соответствующим нормативным документам.

3. Коэффициенты условий работы арматуры m_{a_2} для сооружений III и IV классов с рабочей арматурой классов A-IV и A-V принимаются уменьшенными на 0,05.

4. Коэффициент условий работы арматуры для расчетов по предельным состояниям второй группы принимается равным 1.

10.16. Расчетные сопротивления напрягаемой растянутой стержневой арматуры при расчете железобетонных конструкций на выносливость определяются согласно главе СНиП II-21-75.

10.17. Величины модуля упругости стержневой напрягаемой арматуры принимаются по табл. 56, ненапрягаемой — по табл. 17.

Таблица 56

Класс стержневой арматуры	Модуль упругости арматуры E_a, кгс/см²
A-IIIв, A-IV	2 000 000
A-V	1 900 000

11. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Расчет по прочности железобетонных элементов

11.1. 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. Кроме того, должен производиться расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв) в соответствии с главой СНиП II-21-75.

11.2. Допускается установка в сечении элемента арматуры из сталей разных видов и классов. Арматура каждого вида и класса вводится в расчет по прочности со своим расчетным сопротивлением. При этом содержащиеся в формулах данного раздела произведения $R_a F_a$, $R_{a.c} F_a'$ и т. д. следует рассматривать как суммы произведений расчетных сопротивлений каждого вида арматуры на ее площадь.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

11.3. Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, должен производиться в зависимости от соотношения между величиной относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_0}$, определяемой из соответствующих условий равновесия, и граничным значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_a.

11.4. Величина ξ_R определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{4000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)}, \qquad (211)$$

где ξ_0 — характеристика сжатой зоны бетона, равная для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях

$$\xi_0 = 0,85 - 0,0008\, R_{пр}; \qquad (212)$$

$R_{пр}$ — значения принимаются по табл. 7;

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

для напрягаемой арматуры классов A-IV и A-V

$$\sigma_A = m_a R_a + 4000 - \sigma_0; \qquad (213)$$

для напрягаемой арматуры класса A-IIIв

$$\sigma_A = m_a R_a - \sigma_0; \qquad (214)$$

σ_0 — определяется при коэффициенте $m_т$, меньшем 1 (при механическом способе натяжения арматуры $m_т=0{,}9$), с учетом потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента.

Допускается значения ξ_R для тяжелого бетона принимать по табл. 57.

Таблица 57

Класс растянутой арматуры	Граничные значения ξ_R при марке бетона			
	М 300	М 400	М 500	М 600
A-I	0,65	0,60	0,56	0,54
A-II и A-III	0,60	0,56	0,52	0,50
A-IIIв	0,67	0,63	0,60	0,57
A-IV и A-V	0,51	0,48	0,44	0,42

Примечание. При $\sigma_0 \ll 0{,}95\ R_{aII}$ значение ξ_R следует определять по формуле (211).

11.5. Напрягаемая арматура, расположенная в сжатой от действия внешних сил зоне и имеющая сцепление с бетоном, вводится в расчет с напряжением σ_c, равным $(4000 - m_т\sigma_0')$ кгс/см², но не более $R_{a.c}$, где σ_0' определяется с учетом всех потерь, проявляющихся в стадии, для которой производится расчет (см. п. 9.14), здесь $m_т$ принимается больше единицы, для механического способа натяжения арматуры $m_т=1{,}1$.

В расчетах по определению количества продольной напрягаемой арматуры, т. е. когда площадь сечения арматуры $F_н$ и $F_н'$ не известна, допускается в первом приближении при вычислении σ_0' принимать величину потерь, равную 1000 кгс/см².

При расчетах элементов на усилия, действующие в стадии их обжатия, напряжение в предварительно напряженной арматуре, расположенной в сжатой зоне сечения, принимается $\sigma_c = (3300 - m_т\sigma_0')$ кгс/см², и при определении σ_0' учитываются только первые потери.

11.6. Если для элементов, к которым предъявляются требования недопущения трещин или ограничения их раскрытия (для стадий изготовления, транспортирования и монтажа), из расчета по прочности на эксплуатационные нагрузки установка предварительно напряженной арматуры $F_н'$ не требуется, ее рекомендуется устанавливать конструктивно в пределах 20—30 % площади сечения арматуры $F_н$.

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

11.7. 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 конструктивно.

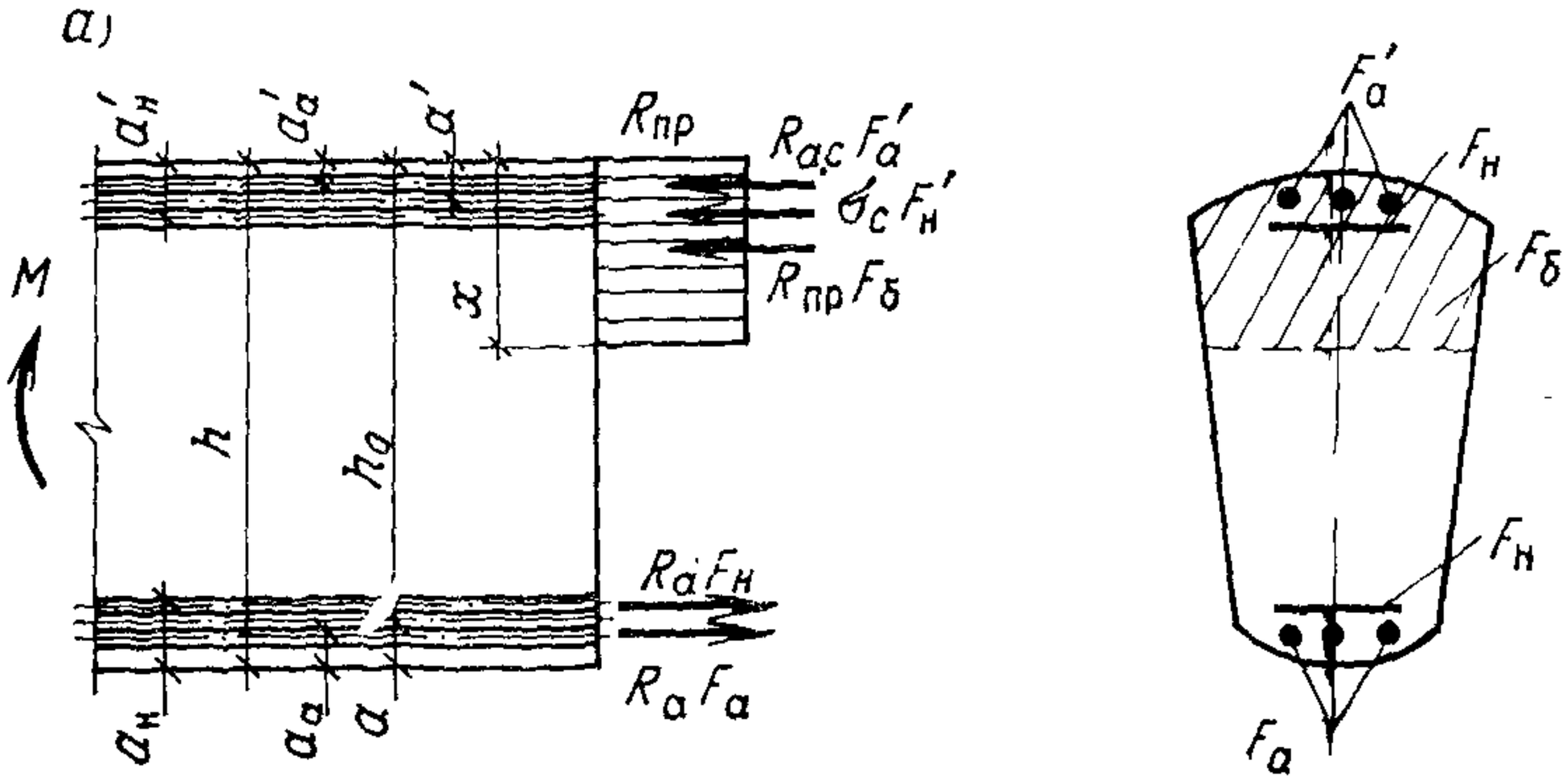


Рис. 82. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного предварительно напряженного элемента, при расчете его по прочности

а — любой симметричной формы; *б* — прямоугольной формы

11.8. Расчет изгибаемых железобетонных элементов любой симметричной формы (рис. 82, *а*), кроме элементов кольцевого сечения с арматурой, равномерно распределенной по окружности, при соблюдении условия $\xi \leqslant \xi_R$ следует производить из условия

$$k_н n_с M \leqslant m_б R_{пр} S_(+ m_{} R_{а.с} F'_а (h_0 - a'_а) + m_а \sigma_с F'_н (h_0 - a'_н), \qquad (215)$$

при этом высота сжатой зоны x определяется из условия

$$m_а R_а F_а + m_а R_а F_н - m_а R_{а.с} F'_а - m_а \sigma_с F'_н = m_б R_{пр} F_б. \qquad (216)$$

11.9. При высоте сжатой зоны бетона x, определенной по формулам (215) и (216), менее $2a'$, расчет рекомендуется производить без учета сжатой арматуры.

11.10. Если вновь определенная высота сжатой зоны по формулам (215) и (216) без учета сжатой арматуры более $2a'$ расчет следует производить из условия (220).

ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ

11.11. Расчет прямоугольных сечений с арматурой, сосредоточенной у сжатой и растянутой граней сечения (*рис. 82, б*) при $x \leqslant \xi_R h_0$ производится по формулам:

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5\, x) + m_а R_{а.с} F'_а (h_0 - a'_а) + m_а \sigma_c F'_н (h - a'_н); \quad (217)$$

$$m_а R_а F_н + m_а R_а F_а - m_а R_{а.с} F'_а - m_а \sigma_c F'_н = m_б R_{пр} b x. \quad (218)$$

11.12. Прочность прямоугольных сечений проверяется в зависимости от высоты сжатой зоны следующим образом.

Определяется высота сжатой зоны бетона по формуле

$$x = \frac{m_а R_а F_н + m_а R_а F_а - m_а R_{а.\,с} F'_а - m_а \sigma_с F'_н}{m_б R_{пр} b}; \quad (219)$$

а) при $x < 0$ прочность сечения проверяется из условия

$$k_н n_c M \leqslant (m_а R_а F_н + m_а R_а F_а)(h_0 - a'); \quad (220)$$

б) при $x \leqslant 2a'$ арматура $F'_а$ и $F'_н$ в расчете не учитывается.

Высота сжатой зоны бетона определяется вновь по формуле (219) без учета арматуры $F'_н$ и $F'_а$, а прочность проверяется из условия

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5\, x). \quad (221)$$

Если вновь определенная высота сжатой зоны будет равна $x > 2a'$, расчет рекомендуется производить в соответствии с п. 11.10;

в) при $2a' < x \leqslant \xi_R h_0$ должно соблюдаться условие (217);

г) при $x > \xi_R h_0$ прочность сечения определяется из условия

$$k_н n_c M \leqslant m_б R_{пр} \xi_R (1 - 0{,}5\, \xi_R)\, b h_0^2 + m_а R_{а.с} F'_а (h_0 - a') + m_а \sigma_c F'_н (h_0 - a'_н). \quad (222)$$

При невыполнении условия (222) рекомендуется повысить марку бетона либо увеличить размеры сечения, либо увеличить площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры, определив требуемую площадь сечения по формуле

$$F'_а = \frac{k_н n_c M - m_б R_{пр} \xi_R (1 - 0{,}5 \xi_R)\, b h_0^2 - m_а \sigma_c F'_н (h_0 - a'_н)}{m_а R_{а.\,с} (h_0 - a'_а)}. \quad (223)$$

11.13. Прочность прямоугольных сечений с двойной симметричной арматурой проверяется в зависимости от высоты сжатой зоны, определенной по формуле (219) без учета арматуры $F'_н$ и $F'_а$, при $x \leqslant 2a'$ — из условия (221); при $2a' < x < \xi_R h_0$ — из условия

$$k_н n_c M \leqslant m_а R_а F_н (h_0 - a'_н) + m_а R_а F_а (h_0 - a'_а). \quad (224)$$

11.14. Подбор продольной напрягаемой арматуры $F_н$ для сечений прямоугольной формы при заданной площади сечения арматуры $F_а$, $F'_а$ и $F'_н$ производится следующим образом. Вычисляется величина x по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_н n_c M - m_а R_{а.\,с} F'_а (h_0 - a'_а) - m_а \sigma_c F'_н (h_0 - a'_н)\right]}{m_б R_{пр} b}}; \quad (225)$$

а) при $x \leqslant 2\,a'$ в соответствии с пп. 11.9 и 11.10 арматура $F'_{н}$ и $F_{а}$ в расчете не учитывается. Высоту сжатой зоны бетона рекомендуется пересчитывать без учета арматуры $F'_{н}$ и $F'_{а}$ по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_{н}n_{с}M}{m_{б}R_{пр}b}}, \qquad (226)$$

при этом площадь сечения арматуры $F_{н}$ при $x < 2\,a'$ определяется по формуле

$$F_{н} = \frac{m_{б}R_{пр}bx - m_{а}R_{а}F_{а}}{m_{а}R_{а}}; \qquad (227)$$

если высота сжатой зоны, определенная по формуле (226), получится $x > 2\,a'$, площадь сечения арматуры $F_{н}$ рекомендуется определять по формуле (230);

б) при $2\,a' < x \leqslant \xi_R h_0$ площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне, вычисляется по формуле

$$F_{н} = \frac{m_{б}R_{пр}bx + m_{а}R_{а.\,с}F'_{а} + m_{а}\sigma_{с}F'_{н} - m_{а}R_{а}F_{а}}{m_{а}R_{а}}; \qquad (228)$$

в) при $x > \xi_R h_0$ требуется увеличить площадь сечения или повысить марку бетона, или увеличить сжатую ненапрягаемую арматуру. Требуемая площадь сечения сжатой арматуры определяется по формуле (223). Площадь сечения напрягаемой арматуры определяется при этом по формуле

$$F_{н} = \frac{m_{б}R_{пр}\xi_R bh_0 + m_{а}R_{а.\,с}F'_{а} + m_{а}\sigma_{с}F'_{н} - m_{а}R_{а}F_{а}}{m_{а}R_{а}}. \qquad (229)$$

Если принятая площадь сечения сжатой арматуры $F'_{а}$ из конструктивных соображений значительно превышает ее требуемое значение, площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется с учетом фактического значения $F'_{аф}$.

11.15. Если площадь сечения сжатой арматуры не задана, а величина сжатой зоны бетона x, определенная по формуле (226), больше $2\,a'$, допускается в предварительных расчетах площадь сечения растянутой арматуры определять по формуле

$$F_{н} = \frac{k_{н}n_{с}M - m_{а}R_{а}F_{а}(h_0 - a')}{m_{а}R_{а}(h_0 - a')}. \qquad (230)$$

11.16. Подбор продольной арматуры для сечений прямоугольной формы с двойной симметричной арматурой при $x \leqslant 2\,a'$, определенном по формуле (226), производится по формуле (227); при $2\,a' < x \leqslant \xi_R h_0$ по формуле

$$F_{н} = \frac{k_{н}n_{с}M - m_{а}R_{а}F_{а}(h_0 - a'_{а})}{m_{а}R_{а}(h_0 - a'_{н})}. \qquad (231)$$

11.17. Продольную ненапрягаемую арматуру, расположенную в сжатой зоне (если ее сечение не задано), рекомендуется подбирать по формуле (223). Если величина $F'_{а}$ получается равной нулю или

отрицательной, это означает, что она по расчету не требуется и может быть поставлена конструктивно.

ТАВРОВЫЕ И ДВУТАВРОВЫЕ СЕЧЕНИЯ

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

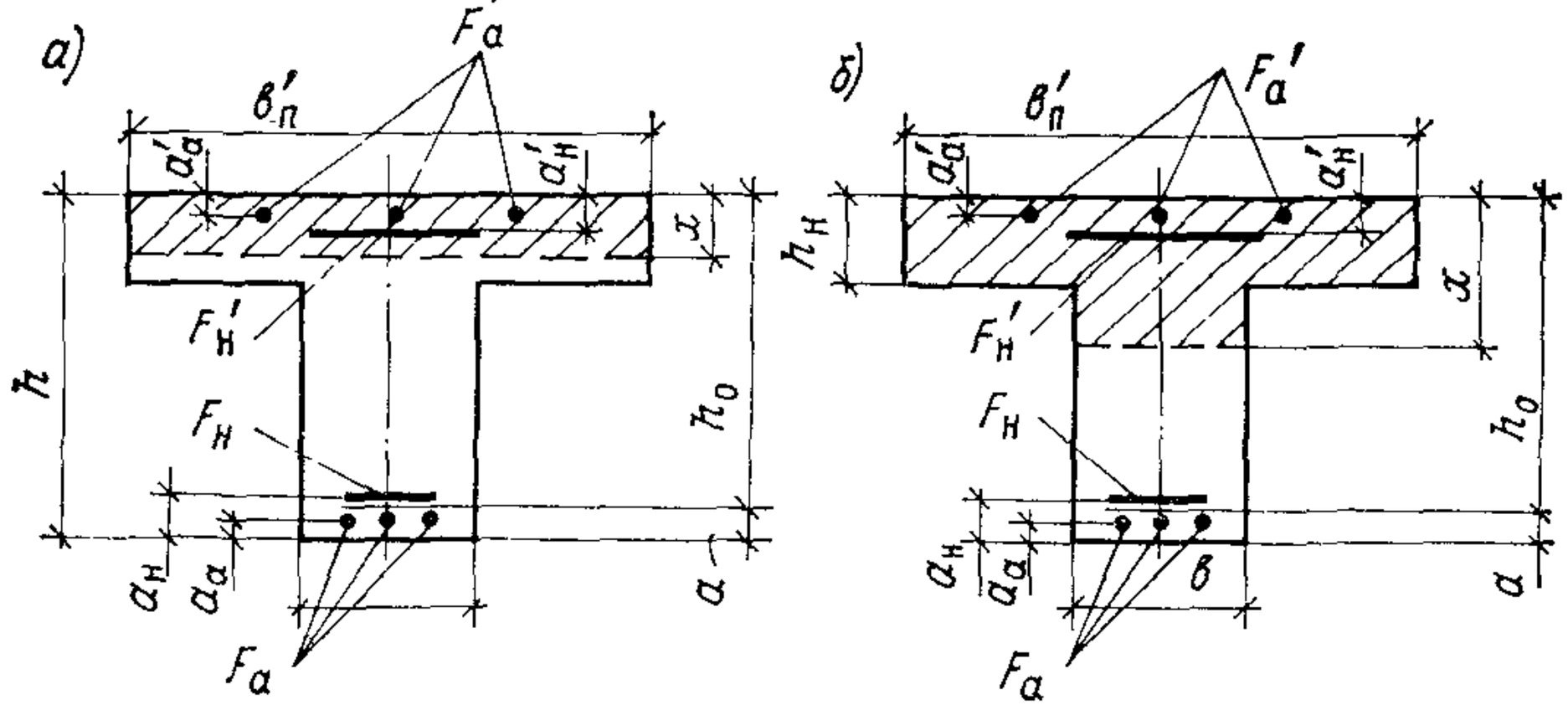


Рис. 83. Форма сжатой зоны в сечении изгибаемого предварительно напряженного железобетонного элемента с полкой в сжатой зоне

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

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 83, *а*), т. е. соблюдается условие

$$m_а R_а F_н + m_а R_а F_а \leqslant m_б R_{пр} b_п' h_п' + m_а R_{а.с} F_а' + m_а \sigma_с F_н', \qquad (232)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b_п'$ в соответствии с пп. 10.12 и 10.13;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 83, *б*), т. е. условие (232) не соблюдается, расчет производится в зависимости от высоты сжатой зоны по формуле

$$x = \frac{m_а R_а F_н + m_а R_а F_а - m_а R_{а.с} F_а' - m_а \sigma_с F_н' - m_б R_{пр} (b_п' - b) h_п'}{m_б R_{пр} b}; \qquad (233)$$

при $x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия

$$k_н n_с M \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5\, x) + m_б R_{пр} (b_п' - b)\, h_п' (h_0 - 0{,}5\, h_п') + m_а R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а') + m_а \sigma_с F_н' (h_0 - a_н'); \qquad (234)$$

при $x > \xi_R h_0$ — из условия

$$k_н n_с M \leqslant m_б R_{пр} \xi_R (1 - 0{,}5\, \xi_R)\, b h_0^2 + m_б R_{пр} (b_п' - b)\, h_п' (h_0 - 0{,}5\, h_п') + m_а R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а') + m_а \sigma_с F_н' (h_0 - a_н'). \qquad (235)$$

При невыполнении условия (235) рекомендуется увеличить размеры сечения либо повысить марку бетона, либо увеличить количество сжатой ненапрягаемой арматуры.

При этом требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры определяется по формуле

$$F_{\text{а}}^{'}=\frac{k_{\text{н}}n_{\text{с}}M-m_{\text{б}}\xi_R\left(1-0{,}5\xi_R\right)R_{\text{пр}}bh_0^2-m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\left(b_{\text{п}}^{'}-b\right)h_{\text{п}}^{'}\left(h_0-0{,}5h_{\text{п}}^{'}\right)-m_{\text{а}}\sigma_{\text{с}}F_{\text{н}}^{'}\left(h_0-a_{\text{н}}^{'}\right)}{m_{\text{а}}R_{\text{а. с}}\left(h_0-a_{\text{а}}^{'}\right)}. \quad (236)$$

Примечания: 1. При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение $h_{\text{п}}^{'}$ равным средней высоте свесов.

2. Ширина сжатой полки $b_{\text{п}}^{'}$, вводимая в расчет, не должна превышать величин, указанных в п. 11.20.

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

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

$$k_{\text{н}}n_{\text{с}}M\leqslant m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b_{\text{п}}^{'}h_{\text{п}}^{'}(h_0-0{,}5\,h_{\text{п}}^{'})+m_{\text{а}}R_{\text{а.с}}F_{\text{а}}^{'}(h_0-a_{\text{а}}^{'})+$$
$$+m_{\text{а}}\sigma_{\text{с}}F_{\text{н}}^{'}(h_0-a_{\text{н}}^{'}), \quad (237)$$

площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне, определяется как для прямоугольного сечения шириной $b_{\text{п}}^{'}$ в соответствии с пп. 10.14—10.16;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т. е. условие (237) не соблюдается, площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне, при заданной площади сечения арматуры $F_{\text{а}}$, $F_{\text{а}}^{'}$ и $F_{\text{н}}^{'}$ определяется в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2\left[k_{\text{н}}n_{\text{с}}M-m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\left(b_{\text{п}}^{'}-b\right)h_{\text{п}}^{'}\left(h_0-0{,}5h_{\text{п}}^{'}\right)-m_{\text{а}}R_{\text{а. с}}F_{\text{а}}^{'}\left(h_0-a_{\text{а}}^{'}\right)-m_{\text{а}}\sigma_{\text{с}}F_{\text{н}}^{'}\left(h_0-a_{\text{н}}^{'}\right)\right]}{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}b}}; \quad (238)$$

при $x\leqslant\xi_Rh_0$ — по формуле

$$F_{\text{н}}=\frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}bx+m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\left(b_{\text{п}}^{'}-b\right)h_{\text{п}}^{'}+m_{\text{а}}R_{\text{а. с}}F_{\text{а}}^{'}+m_{\text{а}}\sigma_{\text{с}}F_{\text{н}}^{'}-m_{\text{а}}R_{\text{а}}F_{\text{а}}}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}}; \quad (239)$$

при $x>\xi_Rh_0$ требуется увеличить площадь сечения или повысить марку бетона, или увеличить площадь сечения ненапрягаемой сжатой арматуры, определив ее по формуле (236).

Площадь сечения арматуры $F_{\text{н}}$ рекомендуется определять по формуле

$$F_{\text{н}}=\frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\xi_Rbh_0+m_{\text{б}}R_{\text{пр}}\left(b_{\text{п}}^{'}-b\right)h_{\text{п}}^{'}+m_{\text{а}}R_{\text{а. с}}F_{\text{а}}^{'}+}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}}$$
$$\frac{+m_{\text{а}}\sigma_{\text{с}}F_{\text{н}}^{'}-m_{\text{а}}R_{\text{а}}F_{\text{а}}}{}. \quad (240)$$

11.20. Вводимая в расчет ширина свесов 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 — $^1/_2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами и $h_п' < 0{,}1\,h, -6\,h_п'$;

в) при консольных свесах полки:

при	$h_п' \geqslant 0{,}1h$	$6h_п'$
»	$0{,}05h \leqslant h_п' < 0{,}1h$	$3h_п'$
»	$h_п' < 0{,}05h$	свесы не учитываются

КОЛЬЦЕВЫЕ СЕЧЕНИЯ

11.21. Расчет изгибаемых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geqslant 0{,}5$ с арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при числе продольных стержней не менее 6), рекомендуется производить как для внецентренно-сжатых элементов в соответствии с п. 11.32, принимая в формулах (257) и (263) величину продольной силы $N=0$ и подставляя в формулу (256) вместо Ne_0 значение изгибающего момента M.

Примеры расчета к пп. 11.7—11.20

Пример 51. *Дано.* Железобетонный элемент таврового сечения (рис. 84) с размерами: $h=60$ см, $h_п=15$ см, $b_п=150$ см, $b=30$ см,

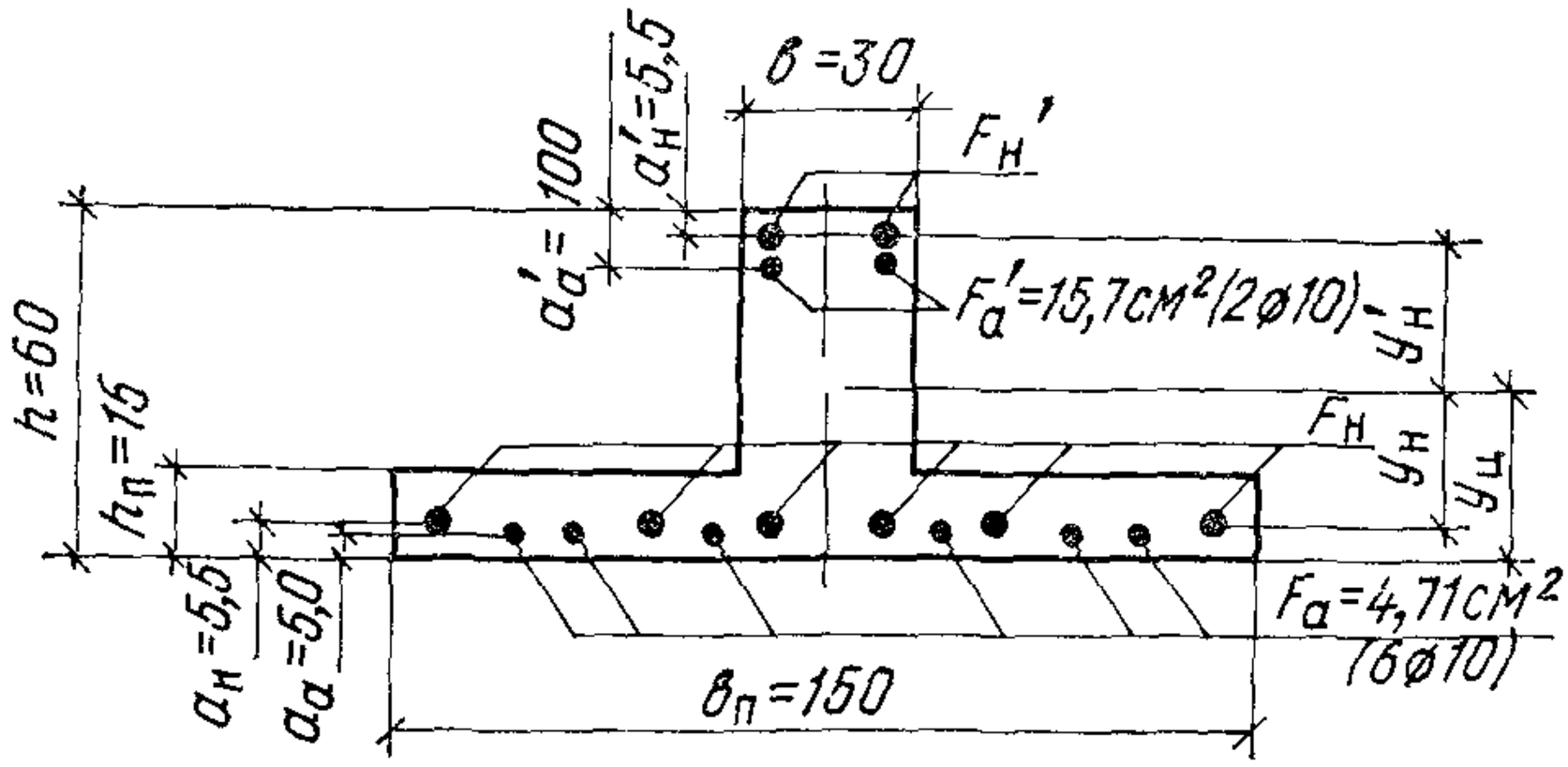


Рис. 84. К примеру 51

$a_н=5{,}5$ см, $a_а=5$ см, $a_а'=10$ см, $a_н'=5{,}5$ см, $l=10$ м; бетон марки М 400, $R_{пр}=175$ кгс/см², $E_б=300\,000$ кгс/см², $m_б=1$; предварительно напряженная арматура класса A-IV, $R_а=5000$ кгс/см², $R_{а.с}=4000$ кгс/см², $R_{аII}=6000$ кгс/см², $E_а=2\,000000$ кгс/см²; ненапрягаемая арматура класса A-II, $R_а=R_{а.с}=2700$ кгс/см²,

$m_а=1,1$; площадь сечения ненапрягаемой арматуры сжатой $F_а'=1,57$ см² (2⌀10), растянутой — $F_а=4,71$ см² (6⌀ 10). Натяжение всех стержней напрягаемой арматуры производится одновременно механическим способом. Опорные балки, воспринимающие усилия от натяжения арматуры, располагаются внутри камеры пропаривания. Расчетные изгибающие моменты: со стороны ребра $M_1=30$ тс·м; со стороны полки $M_2=44$ тс·м. Сооружение III класса — $k_н=1,15$, сочетание нагрузок основное — $n_с=1$.

Требуется определить площадь сечения напрягаемой продольной арматуры.

Расчет: $h_0=h-a_н=60-5,5=54,5$ см.

1. Определяем продольную арматуру в ребре. Расчет ведем согласно п. 11.19. Проверяем условие (237) без учета площади напрягаемой сжатой арматуры $m_б R_{пр} b_п' h_п' (h_0-0,5\,h_п')+m_а R_{а.с} F_а' (h_0-a_а')=1\cdot175\cdot150\cdot15\,(54,5-0,5\cdot15)+1,1\cdot2700\cdot4,71\,(54,5-5)=192$ тс·м $>k_н n_с M=1,15\cdot1\cdot30=34,5$ тс·м, т. е. граница сжатой зоны проходит в полке. Расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b=b_п'=150$ см в соответствии с п. 11.14.

По формуле (226) без учета сжатой арматуры определяем высоту сжатой зоны бетона:

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2k_н n_с M}{m_б R_{пр} b}}=54,5-$$

$$-\sqrt{54,5^2-\frac{2\cdot1,15\cdot1\cdot3\,000\,000}{1\cdot175\cdot150}}=2,47 \text{ см}.$$

$x<2\,a'=11$ см, следовательно, сжатая арматура не учтена правильно, $x<\xi_R h_0=0,48\cdot54,5=26,16$ см, где ξ_R определено по табл. 57.

Площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в ребре, определяем по формуле (227)

$$F_н'=\frac{m_б R_{пр} b x-m_а R_а F_а}{m_а R_а}=$$

$$=\frac{1\cdot175\cdot150\cdot2,47-1,1\cdot2700\cdot1,57}{1,1\cdot5000}=10,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_н'=12,32$ см² (2⌀ 28).

2. Определяем продольную арматуру в полке. Расчет ведем как для прямоугольного сечения, так как полка находится в растянутой зоне. По формуле (225) определяем высоту сжатой зоны бетона.

Для определения входящей в формулу (225) величины $\sigma_с$ принимаем (в соответствии с рекомендациями п. 11.5) суммарные потери $\Sigma\sigma_п=1000$ кгс/см².

Определяем предварительное напряжение в напрягаемой арматуре сжатой зоны (см. п. 9.13) $\sigma_0'=0,95\,R_{аII}-\Sigma\sigma_п=0,95\cdot6000-1000=5700-1000=4700$ кгс/см².

По п. 11.5 определяем $\sigma_с$:

$\sigma_с=4000-m_т\sigma_0'=4000-1,1\cdot4700=-1170$ кгс/см².

Определяем высоту сжатой зоны бетона:

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2\left[k_н n_с M-m_а R_{а.с} F_а'(h_0-a_а')-\right.}{m_б R_{пр} b}\rightarrow}$$

$$\rightarrow\overline{\rightarrow\overline{-m_{\text{а}}\sigma_{\text{с}}F'_{\text{н}}\left(h_0-a'_{\text{н}}\right)]}}=$$

$$=54{,}5-\sqrt{54{,}5^2-\frac{2\,[1{,}15\cdot1\cdot4\,400\,000-1{,}1\cdot2700\cdot1{,}57(54{,}5-}{1\cdot175\cdot30}}\rightarrow$$

$$\rightarrow\overline{\rightarrow\overline{-10)+1{,}1\cdot1170\cdot12{,}32\,(54{,}5-5{,}5)]}}=25{,}7\ \text{см};$$

$x=25{,}7<\xi_R h_0=0{,}48\cdot54{,}5=26{,}2$ см.

Площадь сечения напрягаемой арматуры опр еделяем по формуле (228)

$$F_{\text{н}}=\frac{m_{\text{б}}R_{\text{пр}}bx+m_{\text{а}}R_{\text{а. с}}F'_{\text{а}}+m_{\text{а}}\sigma_{\text{с}}F'_{\text{н}}-m_{\text{а}}R_{\text{а}}F_{\text{а}}}{m_{\text{а}}R_{\text{а}}}=$$

$$=\frac{1\cdot175\cdot30\cdot25{,}7+1{,}1\cdot2700\cdot1{,}57-1{,}1\cdot1170\cdot12{,}32-}{1{,}1\cdot5000}\rightarrow$$

$$\leftarrow\frac{-1{,}1\cdot2700\cdot4{,}71}{}=20\ \text{см}^2.$$

Принимаем $F_{\text{н}}=22{,}81$ см^2 (6 $\varnothing$ 22).

Далее следует уточнить принятую величину потерь напряжения ($\Sigma\sigma_{\text{п}}=1000$ кгс/см^2), для чего определяем по формулам (207)—(210) геометрические характеристики сечения.

$F_{\text{п}}=150\cdot15+45\cdot30+n\ 22{,}81+n_1\ 4{,}71+n\ 12{,}32+n_1\ 1{,}57=$
$=3878{,}3$ см^2.

$$n=\frac{E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}}=\frac{2\,000\,000}{300\,000}=6{,}67;\quad n_1=\frac{E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}}=\frac{2\,100\,000}{300\,000}=7.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани сечения равен

$S_{\text{п}}=150\cdot15\cdot7{,}5+45\cdot30\cdot37{,}5+6{,}67\cdot22{,}81\cdot5{,}5+7\cdot4{,}71\cdot5+6{,}67\times$
$\times12{,}32\cdot54{,}5+7\cdot1{,}57\cdot50=73531{,}5$ см^3.

Расстояние от нижней грани полки до центра тяжести приведенного сечения равно

$$y_{\text{ц}}=\frac{S_{\text{п}}}{F_{\text{п}}}=\frac{73531{,}5}{3878{,}3}=19\ \text{см}.$$

Момент инерции приведенного сечения равен

$$I_{\text{п}}=\frac{150\cdot15^3}{12}+150\cdot15\cdot11{,}5^2+\frac{30\cdot45^3}{12}+30\cdot45\cdot18{,}5^2+$$

$$+6{,}67\cdot22{,}81\cdot13{,}5^2+7\cdot4{,}71\cdot14^2+6{,}67\cdot12{,}32\cdot35{,}5^2+$$

$$+7\cdot1{,}57\cdot31^2=1177912\ \text{см}^4.$$

Определяем потери напряжения по табл. 50.

а) Первые потери:

1. от релаксации

$\sigma_{\text{п}_1}=0{,}1\ \sigma_0-200=0{,}1\cdot5700-200=370$ кгс/см^2;

2. от деформации анкеров

$$\sigma_{\text{п}_2}=\frac{\lambda}{l}E_{\text{а}}=\frac{2\cdot2\,000\,000}{10\,000}=400\ \text{кгс/см}^2.$$

Потери от температурного перепада и деформации формы (п. 2 и 4 табл. 50) при принятой технологии изготовления железобетонных элементов принимаются равными нулю;

3. от быстронатекающей ползучести.

Для определения указанных потерь вычисляем σ_0, N_0, $e_{0.н}$ и $\sigma_{б.н}$ (см. пп. 9.16 и 9.20) с учетом потерь $(\sigma_{п_1}+\sigma_{п_2})$:

$\sigma_0=0{,}95\ R_{aII}-(\sigma_{п_1}+\sigma_{п_2})=5700-(370+400)=4930$ кгс/см²;

$N_0=(F_н+F'_н)\ \sigma_0=(22{,}81+12{,}32)\ 4930=173190{,}9$ кгс;

$$e_{0.н}=\frac{\sigma_0\left(F_н y_н-F'_н y'_н\right)}{N_0}=\frac{4930\,(22{,}81\cdot 13{,}5-12{,}32\cdot 35{,}5)}{173190{,}9}=-3{,}7\ \text{см};$$

напряжения в бетоне на уровне арматуры соответственно $F_н$ и $F'_н$:

$$\sigma_{б.н}=\frac{m_т N_0}{F_п}-\frac{m_т N_0 e_{0.н}}{I_п}y_н=\frac{1\cdot 173190{,}9}{3878{,}3}-$$

$$-\frac{1\cdot 173190{,}9\cdot 3{,}7}{1177912}13{,}5=37{,}3\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\sigma'_{б.н}=\frac{m_т N_0}{F_п}-\frac{m_т N_0 e_{0.н}}{I_п}\ y'_н=\frac{1\cdot 173190{,}9}{3878{,}3}-$$

$$-\frac{1\cdot 173190{,}9\cdot 3{,}7}{1177919}35{,}5=64\ \text{кгс/см}^2.$$

Передаточную прочность бетона R_0 принимаем равной $R_0=0{,}7\ R=0{,}7\cdot 400=280$ кгс/см².

Так как $\dfrac{\sigma'_{б.н}}{R_0}=\dfrac{64{,}0}{280}=0{,}23<0{,}6$, потери определяем по формуле

$$\sigma'_{п_4}=0{,}85\cdot 500\ \frac{\sigma'_{б.н}}{R_0}=0{,}85\cdot 500\cdot 0{,}23=97{,}1\ \text{кгс/см}^2.$$

б) Вторые потери:

4. от усадки бетона

$\sigma_{п_4}=350$ кгс/см².

5. от ползучести бетона

$$\sigma_{п_5}=0{,}85\cdot 2000\ \frac{\sigma'_{б.н}}{R_0}=0{,}85\cdot 2000\cdot 0{,}23=391\ \text{кгс/см}^2.$$

Суммарные потери, проявляющиеся в стадии эксплуатации, равны

$\Sigma\sigma_п=370+400+97{,}1+350+391=1608$ кгс/см².

Вычисляем σ'_0 и σ_c с учетом определенных потерь:

$$\sigma'_0=0{,}95R_{aII}-\sum\sigma_п=5700-1608=4092\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\sigma_c=4000-m_т\sigma'_0=4000-1{,}1\cdot 4092=-501{,}2\ \text{кгс/см}^2.$$

Определяем вновь высоту сжатой зоны бетона при уточненном значении напряжения σ_c в сжатой арматуре

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_н n_c M - m_a R_a F_a^{'}\left(h_0 - a_a^{'}\right) - \right.}{m_б R_{пр} b}}$$

$$\left. - m_a \sigma_c F_н^{'}\left(h_0 - a_н^{'}\right)\right] =$$

$$= 54{,}5 - \sqrt{54{,}5^2 - \frac{2\left[1{,}15 \cdot 1 \cdot 4400000 - 1{,}1 \cdot 2700 \cdot 1{,}57 \times \right.}{1 \cdot 175 \cdot 30}}$$

$$\left. \times (54{,}5 - 10) + 1{,}1 \cdot 501{,}2 \cdot 12{,}32\,(54{,}5 - 5{,}5)\right] = 23 \text{ см}.$$

$x < \xi_R h_0 = 26{,}2$ — площадь сечения напрягаемой арматуры определяем по формуле (228)

$$F_н = \frac{1 \cdot 175 \cdot 30 \cdot 23 + 1{,}1 \cdot 2700 \cdot 1{,}57 - 1{,}1 \cdot 501{,}2 \cdot 12{,}32 - }{1{,}1 \cdot 5000}$$

$$- \frac{- 1{,}1 \cdot 2700 \cdot 4{,}71}{1{,}1 \cdot 5000} = 19 \text{ см}^2.$$

Окончательно принимаем $F_н = 18{,}85$ см^2 ($6 \varnothing 20$).

Проверяем требования п. 9.22, для чего определяем величину N_0 с учетом потерь по поз. 1—4 табл. 50.

$$N_0 = \left(F_н + F_н^{'}\right)\sigma_0 = (18{,}85 + 12{,}32)\,4930 = 153668{,}1 \text{ кгс}.$$

$$e_{о.\,н} = \frac{4930\,(18{,}85 \cdot 13{,}5 - 12{,}32 \cdot 35{,}5)}{153668{,}1} = -5{,}9 \text{ см}.$$

Напряжения в бетоне на уровне крайнего сжатого волокна равны

$$\sigma_{б.\,н} = \frac{m_т N_0}{F_п} - \frac{m_т N_0 e_{о.\,н}}{I_п}(h - y_ц) = \frac{1 \cdot 153668{,}1}{3878{,}3} +$$

$$+ \frac{1 \cdot 153668{,}1 \cdot 5{,}9}{1177912}(60 - 19) = 71{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

$$\frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} = \frac{71{,}2}{280} = 0{,}25 < 0{,}55 \text{ (см табл. 51)},$$

т. е. величина обжатия бетона в пределах допустимого.

Пример 52. *Дано.* Железобетонная предварительно напряженная балка двутаврового сечения (рис. 85, *а*), $h = 140$ см, $h_0 = 127{,}5$ см, $b = 25$ см, $b_п = b_п^{'} = 60$ см, $h_п = 25$ см, $h_п^{'} = 20$ см, $a_{н_1} = a_н^{'} = a_{a_1}^{'} = 5{,}5$ см, $a_{a_2}^{'} = 14{,}5$ см, $a_{н_2} = 19{,}5$ см; бетон марки М 400, $R_{пр} = 175$ кгс/см^2 $m_б = 1$, арматура напрягаемая класса А-IV, $F_н^{'} = 24{,}13$ см^2 ($3 \varnothing 32$), $R_a = 5000$ кгс/см^2; $R_{aII} = 6000$ кгс/см^2, $R_{a.c} = 4000$ кгс/см^2; ненапрягаемая класса А-II, $F_{a_1}^{'} = 2{,}26$ см^2 ($2 \varnothing 12$), $F_{a_2}^{'} = 2{,}26$ см^2 ($2 \varnothing 12$), $R_a^{'} = R_{a.c} = 2700$ кгс/см^2; $m_a = 1{,}1$.

Потери предварительного напряжения $\Sigma\sigma_п$ для стадии эксплуатации составляют 1000 кгс/см^2. Натяжение арматуры производится механическим способом. Расчетный изгибающий момент

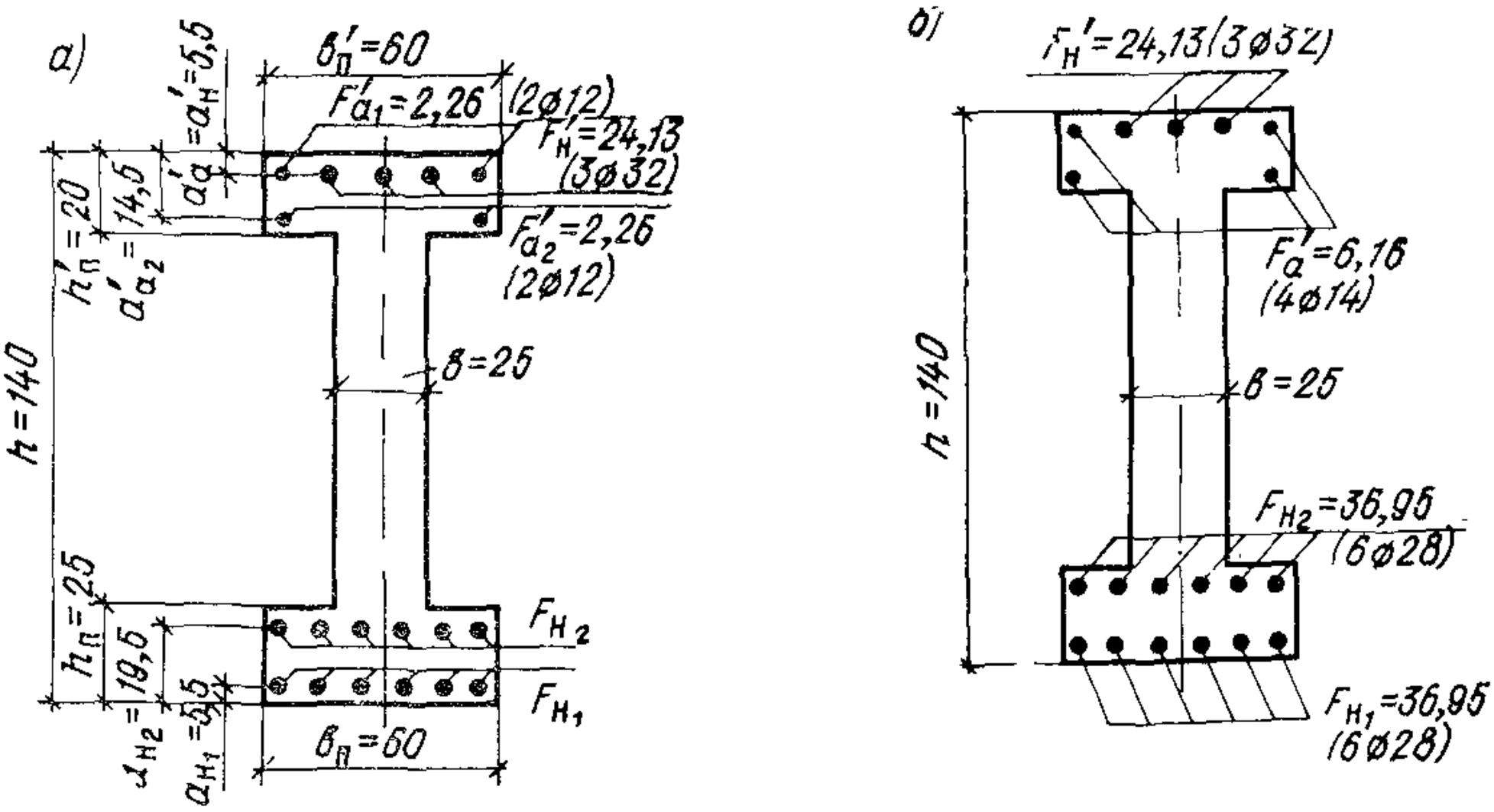


Рис. 85. К примеру 52

а — предварительное армирование; *б* — окончательное армирование

$M=336$ тс·м. Сооружение III класса — $k_н=1,15$; сочетание нагрузок основное — $n_с=1$. Требуется определить площадь сечения напрягаемой продольной арматуры в растянутой зоне.

Расчет. Расчет ведем согласно п. 11.19.

Для проверки условия (237) определяем по п. 11.5 напряжение $\sigma_с=4000-m_т\sigma_0'$, где $\sigma_0'=0,95\,R_{аII}-\Sigma\sigma_п=0,95\cdot6000-1000=$ $=4700$ кгс/см².

$\sigma_с=4000-1,1\cdot4700=-1170$ кгс/см².

Проверяем условие (237):

$m_б R_{пр} b_п' h_п' (h_0-0,5\,h_п')+m_а R_{а.с} F_а' (h_0-a_а')+m_а\sigma_с F_н' (h_0-a_н')=1\times$ $\times 175\cdot60\cdot20\ \ (127,5-0,5\cdot20)+1,1\cdot2700\cdot4,52(127,5-10)-1,1\cdot1170\times$ $\times 24,13\ (127,5-5,5)=22\,463\,619$ кгс·см $<k_н n_с M=1,15\cdot1\times$ $\times 33\,600\,000=38\,640\,000$ кгс·см, т. е. граница сжатой зоны проходит в ребре. Определяем высоту сжатой зоны бетона с учетом свесов полок в сжатой зоне по формуле (238)

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2\left[k_н n_с M-m_а R_{а.с}F_а'(h_0-a_а')-m_а\sigma_с F_н'(h_0-a_н')-m_б R_{пр}(b_п'-b)h_п'(h_0-0,5h_п')\right]}{m_б R_{пр} b}}=$$

$$=127,5-\sqrt{127,5^2-\frac{2\left[1,15\cdot1\cdot33\,600\,000-1,1\cdot2700\cdot4,52\times(127,5-10)+1,1\cdot1170\cdot24,13\,(127,5-5,5)-1\cdot175\,(60-25)\times20\cdot117,5\right]}{1\cdot175\cdot25}}=63\ \text{см}.$$

$x=63>\xi_R h_0=0,48\cdot127,5=61,2$ см.

В соответствии с п. 11.19б следует увеличить площадь сечения арматуры $F_a^{'}$, расположенной в сжатой зоне сечения:

$$F_a^{'} = \frac{k_н n_c M - m_б R_{пр} \xi_R \left(1 - 0{,}5\xi_R\right) b h_0^2 - m_б R_{пр} \left(b_п^{'} - b\right) \times}{m_a R_{a.\,c} \left(h_0 - a_a^{'}\right)} \rightarrow$$

$$\leftarrow \frac{\times h_п^{'} \left(h_0 - 0{,}5 h_п^{'}\right) - m_a \sigma_c F_н^{'} \left(h_0 - a_н^{'}\right)}{} =$$

$$= \frac{1{,}15 \cdot 1 \cdot 33\,600\,000 - 1 \cdot 175 \cdot 0{,}48 \,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}48)\, 25 \cdot 127{,}5^2 =}{1{,}1 \cdot 2700 \,(127{,}5 - 10)} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{- 1 \cdot 175 \,(60 - 25)\, 20 \,(127{,}5 - 0{,}5 \cdot 20) + 1{,}1 \cdot 1170 \times}{} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{\times 24{,}13 \,(127{,}5 - 5{,}5)}{} = 6 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_a^{'} = 6{,}16$ см² (4 ∅ 14).

Площадь сечения напрягаемой арматуры определяем по формуле (240):

$$F_н = \frac{m_б R_{пр} \xi_R b h_0 + m_б R_{пр} \left(b_п^{'} - b\right) h_п^{'} + m_a R_{a.\,c} F_a^{'} +}{m_a R_a} \rightarrow$$

$$\leftarrow \frac{+ m_a \sigma_c F_н - m_a R_a F_a}{} = \frac{1 \cdot 175 \cdot 0{,}48 \cdot 25 \cdot 127{,}5 +}{1{,}1 \cdot 5000} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{+ 1 \cdot 175 \,(60 - 25)\, 20 + 1{,}1 \cdot 2700 \cdot 6{,}16 - 1{,}1 \cdot 1170 \cdot 24{,}13}{} =$$

$$= 68{,}6 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_н = 73{,}9$ см² (12 ∅ 28).

Принятое в результате расчета армирование дано на рис. 85, *б*.

Пример 53. *Дано.* Железобетонный элемент прямоугольного сечения, $b = 50$ см, $h = 35$ см, $h_0 = 30$ см, $a_н = a_н^{'} = 5$ см; бетон марки М 400, $R_{пр} = 175$ кгс/см², $m_б = 1$; арматура симметричная из горячекатаной стали класса А-III в, $R_a = 4500$ кгс/см², $m_a = 1{,}1$; площадь сечения растянутой и сжатой арматуры $F_н = F_н^{'} = 24{,}63$ см² (4 ∅ 28); расчетный изгибающий момент $M = 25$ тс·м; сооружение III класса — $k_н = 1{,}15$; основное сочетание нагрузок — $n_c = 1$.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. По формуле (219) без учета площади сжатой арматуры вычисляем высоту сжатой зоны бетона

$$x = \frac{m_a R_a F_н + m_a R_a F_a}{m_б R_{пр} b} = \frac{1{,}1 \cdot 4500 \cdot 24{,}63}{1 \cdot 175 \cdot 50} = 13{,}9 \text{ см}.$$

$\xi_R = 0{,}48$ (табл. 57).

$2a' < x < \xi_R h_0 = 0{,}48 \cdot 30 = 14{,}4$ см.

В соответствии с рекомендациями п. 11.13 прочность сечения проверяем по условию (224):

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} M \leqslant m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{н}} (h_0 - a'_{\text{н}}) + m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} (h_0 - a'_{\text{а}});$$

$$1{,}15 \cdot 1 \cdot 2\,500\,000 < 1{,}1 \cdot 4500 \cdot 24{,}63\ (30-5),$$

2 875 000 < 3 047 962 кгс·см, т. е. прочность сечения обеспечена.

ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

11.22. Расчет внецентренно-сжатых предварительно напряженных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у наиболее сжатой и у растянутой граней, и кольцевого сечения с арматурой, равномерно распределенной по окружности, производится согласно пп. 11.26—11.32.

При этом граничные значения относительной высоты сжатой зоны ξ_R и напряжение σ_c в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне, определяются как для изгибаемых элементов согласно пп. 11.4 и 11.5.

Для других видов сечений, а также при косом внецентренном сжатии расчет нормальных сечений производится по формулам общего случая расчета нормального сечения в соответствии с п. 11.28 главы СНиП II-21-75.

11.23. Расчет внецентренно-сжатых элементов должен производиться с учетом влияния прогиба элемента в плоскости изгиба и в нормальной к ней плоскости. В последнем случае принимается, что продольная сила приложена с эксцентрицитетом e_0, равным случайному эксцентрицитету $e_0^{\text{сл}}$.

Значение $e_0^{\text{сл}}$ принимается 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.

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.

11.24. Влияние прогиба элемента в плоскости изгиба на величину эксцентрицитета продольного усилия рекомендуется учитывать, как правило, расчетом 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 (52):

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{\text{кр}}}},$$

где $N_{\text{кр}}$ — условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{\text{кр}} = \frac{6{,}4 E_{\text{б}}}{l_0^2} \left[\frac{I}{k_{\text{дл}}} \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t/k_{\text{н. а}}} + 0{,}1 \right) + n I_{\text{а}} \right], \qquad (241)$$

здесь $k_{\text{н.а}}$ — коэффициент, учитывающий влияние предваритель-

ного напряжения арматуры на жесткость элемента, определяемый по формуле

$$k_{\text{н. а}} = 1 + 40 \frac{\sigma_{\text{б. н}}}{R_{\text{пр}_{\text{II}}}} \frac{e_0}{h}, \qquad (242)$$

где $\sigma_{\text{б.н}}$ — напряжения обжатия в бетоне на уровне центральной оси с учетом всех потерь при коэффициенте $m_{\text{т}}<1$; при механическом способе натяжения арматуры $m_{\text{т}}=0{,}9$;

$\frac{e_0}{h}$ принимается не более 0,25.

Для кольцевых сечений значения h в формулах (55) и (242) заменяются на D.

При $N>N_{\text{кр}}$ рекомендуется увеличивать размеры сечения.

Влияние прогиба может не учитываться в случаях, перечисленных в п. 3.27а—г.

11.25. Расчет внецентренно-сжатых железобетонных элементов (любой симметричной формы) при действии продольной силы в плоскости оси симметрии должен производиться из условий:

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} S_{\text{б}} + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} (h_0 - a'_{\text{а}}) + m_{\text{а}} \sigma_{\text{с}} F'_{\text{н}} (h_0 - a'_{\text{н}}); \qquad (243)$$

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} N = m_{\text{б}} R_{\text{пр}} F_{\text{б}} + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} + m_{\text{а}} \sigma_{\text{с}} F'_{\text{н}} - m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{н}} - m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}}. \qquad (244)$$

Значение e вычисляется по формуле

$$e = e_0 \eta + y, \qquad (245)$$

где y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до равнодействующей усилий в растянутой или наименее сжатой арматуре.

Для прямоугольных сечений значение e вычисляется по формуле

$$e = e_0 \eta + \frac{h}{2} - a. \qquad (246)$$

При расчетах по формулам (243) и (244) необходимо учитывать рекомендации пп. 11.9 и 11.10.

ПРЯМОУГОЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ

11.26. Расчет прямоугольных сечений (рис. 86) с арматурой, сосредоточенной у наиболее сжатой и у растянутой (наименее сжатой) граней элемента, при $x \leqslant \xi_R h_0$ производится по формулам:

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} bx\,(h_0 - 0{,}5\,x) + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} (h_0 - a'_{\text{а}}) + m_{\text{а}} \sigma_{\text{с}} F'_{\text{н}} (h_0 - a'_{\text{н}}); \qquad (247)$$

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} N + m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{н}} + m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} - m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} - m_{\text{а}} \sigma_{\text{с}} F'_{\text{н}} = m_{\text{б}} R_{\text{пр}} bx. \qquad (248)$$

11.27. Прочность прямоугольных сечений проверяется в зависимости от высоты сжатой зоны по формуле

$$x = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} N + m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{н}} + m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} - m_{\text{а}} R_{\text{а. с}} F'_{\text{а}} - m_{\text{а}} \sigma_{\text{с}} F'_{\text{н}}}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b} \qquad (249)$$

при $x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия (247) с учетом п. 11.12;
при $x > \xi_R h_0$ — из условия

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne \leqslant m_{\text{б}} R_{\text{пр}} \xi_R (1 - 0{,}5\,\xi_R)\, bh_0^2 + m_{\text{а}} R_{\text{а.с}} F'_{\text{а}} (h_0 - a'_{\text{а}}) + m_{\text{а}} \sigma_{\text{с}} F'_{\text{н}} (h_0 - a'_{\text{н}}). \qquad (250)$$

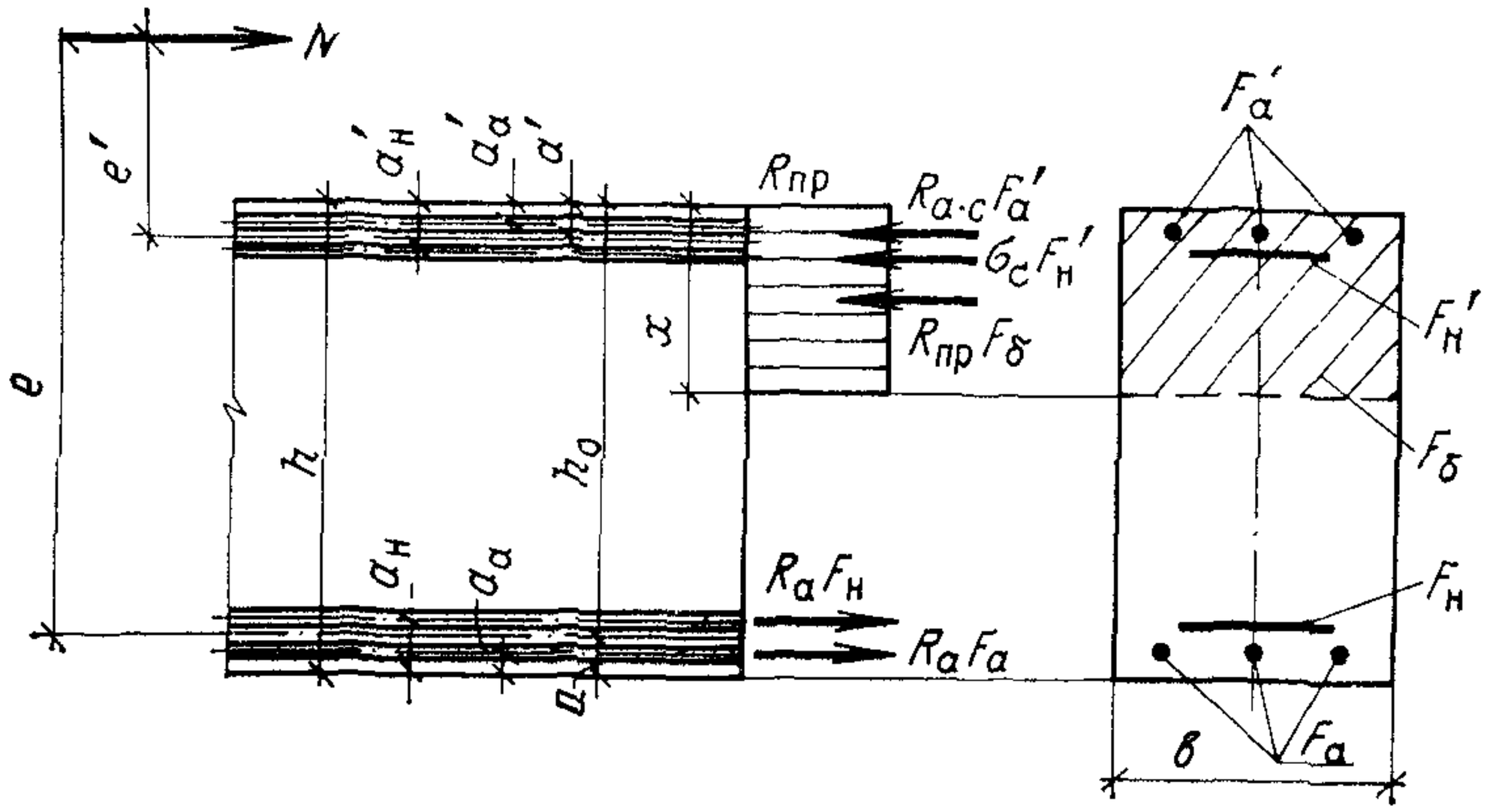


Рис. 86. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого железобетонного предварительно напряженного элемента, при расчете его по прочности

При невыполнении условия (250) рекомендуется расчет производить по формулам общего случая, приведенным в главе СНиП II-21-75, либо установить сжатую арматуру, определив необходимую площадь сечения по формуле

$$F_a' = \frac{k_н n_c N e - m_б R_{пр} \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R) b h_0^2 - m_a \sigma_c F_н' (h_0 - a_н')}{m_a R_{a.\,c} (h_0 - a_a')}. \quad (251)$$

11.28. Для проверки прочности прямоугольных сечений с двойной симметричной арматурой определяется высота сжатой зоны бетона x по формуле (249) без учета сжатой арматуры $F_а'$ и $F_н'$. При $x \leqslant 2a'$ должно соблюдаться условие

$$k_н n_c N e \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5x), \quad (252)$$

при $2a' < x \leqslant \xi_R h_0$ прочность проверяется из условия

$$k_н n_c N e \leqslant m_a R_a F_н (h_0 - a_н') + m_a R_a F_a (h_0 - a_a'). \quad (253)$$

11.29. Подбор продольной напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой (менее обжатой) зоне сечения, при заданных площадях сечения арматуры $F_а$, $F_н'$ и $F_а'$ производится в зависимости от высоты сжатой зоны x, определяемой по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_н n_c N e - m_a R_{a.\,c} F_a' (h_0 - a_a') - m_a \sigma_c F_н' (h_0 - a_н')\right]}{m_б R_{пр} b}}; \quad (254)$$

при $x \leqslant \xi_R h_0$ $F_н$ определяется с учетом рекомендаций п. 11.14 по формуле

$$F_н = \frac{m_б R_{пр} b x + m_a R_{a.\,c} F_a' + m_a \sigma_c F_н' - m_a R_a F_a - k_н n_c N}{m_a R_a}; \quad (255)$$

при $x > \xi_R h_0$ — в соответствии с п. 11.27.

11.30. Подбор продольной арматуры при незаданных площадях сечения сжатой арматуры, а также подбор арматуры для прямоугольных сечений с двойной симметричной арматурой при $x > 2a'$ производится соответственно по формулам (230) и (231) для изгибаемых элементов с заменой в формулах M на Ne.

ТАВРОВЫЕ И ДВУТАВРОВЫЕ СЕЧЕНИЯ

11.31. Расчет тавровых и двутавровых сечений с арматурой, сосредоточенной у сжатой и растянутой (менее сжатой) граней сечения, производится по аналогии с изгибаемыми элементами с использованием формул (232)—(240) и с соблюдением рекомендаций, изложенных в пп. 11.18—11.20.

В левую часть формулы (232) следует добавить $k_н n_с M$; в формулах (234)—(238) M заменить на Ne; в числитель формул (233) со знаком «плюс», (239) и (240) — со знаком «минус» добавить $k_н n_с N$.

КОЛЬЦЕВЫЕ СЕЧЕНИЯ

11.32. 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), рекомендуется производить из условия

$$k_н n_с N e_0 \leqslant (m_б R_{пр} F r_{ср} + m_а R_{а.\,с} F_{н.\,к} r_н + m_а R_{а.\,с} F_{а.\,к} r_а) \times$$

$$\times \frac{\sin \pi \alpha_к}{\pi} + m_а R_а F_{н.\,к} k_с z_н + m_а R_а F_{а.\,к} k_а z_а, \qquad (256)$$

при этом величина относительной площади сжатой зоны бетона $\alpha_к$ определяется по формуле

$$\alpha_к = \frac{k_н n_с N + (\sigma_0 + A_н m_а R_а) F_{н.\,к} + m_а R_а F_{а.\,к}}{m_б R_{пр} F + (m_а R_{а.\,с} + \Delta_н A_н m_а R_а) F_{н.\,к} + (m_а R_{а.\,с} +} \rightarrow$$

$$\leftarrow \overline{+ \Delta_а m_а R_а)\ F_{а.\,к}}, \qquad (257)$$

где $r_{ср} = \frac{r_1 + r_2}{2}$ — средний радиус кольцевого сечения;

$F_{н.к}$ — площадь сечения всей напрягаемой продольной арматуры;

$F_{а.к}$ — площадь сечения всей ненапрягаемой продольной арматуры классов А-I, А-II и А-III;

$r_н$ и $r_а$ — радиусы окружностей, проходящие через центры тяжести стержней, соответственно площадью $F_{н.к}$ и $F_{а.к}$;

$A_н$ — коэффициент для напрягаемой арматуры классов А-III в, А-IV, определяемый по формуле

$$A_н = 1{,}1 - \frac{m_т \sigma_0}{R_а}; \qquad (258)$$

$$\Delta_{н\,(а)} = 1{,}5 + 6 m_а R_а 10^{-5}, \qquad (259)$$

(здесь $R_а$ принимается в кгс/см^2);

σ_0 — определяется при коэффициенте $m_т > 1$, при механическом способе натяжения арматуры $m_т = 1{,}1$;

$z_н$ и $z_а$ — расстояния от равнодействующей в арматуре растянутой зоны соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры до центра тяжести сечения, определяемые по формуле

$$z_{н\,(а)} = (0{,}2 + 1{,}3\alpha_к)\, r_{н\,(а)}; \qquad (260)$$

$k_с$ и $k_а$ — коэффициенты, принимаемые равными

$$k_с = A_н(1 - \Delta_н\alpha_к); \qquad (261)$$

$$k_а = 1 - \Delta_а\alpha_к, \qquad (262)$$

но не менее нуля.

Если $k_с \leqslant 0$ либо $k_а \leqslant 0$, значение $\alpha_к$ снова вычисляется по формуле (257), принимая соответственно $A_н = 0$ либо $A_а = 0$.

Если $\alpha_к < 0{,}15$, в условие (256) подставляется значение $\alpha_к$, определяемое по формуле

$$\alpha_к = \frac{k_н n_с N\,(\sigma_0 + k_с m_а R_а)\, F_{н.\,к} + k_а m_а R_а F_{а.\,к}}{F m_б R_{пр} + m_а R_{а.\,с} F_{н.\,к} + m_а R_{а.\,с} F_{а.\,к}}. \qquad (263)$$

При этом значения $z_н$, $z_э$, $k_с$ и $k_д$ определяются по формулам (260)—(262).

Эксцентрицитет силы N относительно центра тяжести сечения e_0 определяется с учетом прогиба элемента согласно п. 11.24.

Примеры расчета к пп. 11.22—11.32

Пример 54. *Дано.* Железобетонный элемент таврового сечения (рис. 87), $h = 70$ см, $b = 30$ см, $b_п = 160$ см, $h_п = 15$ см, $h_0 = 64$ см, $a = a' = 6$ см; расчетные усилия: продольная сила от постоянных и длительных нагрузок $N = 40$ тс, изгибающий момент от постоянных и длительных нагрузок, действующий со стороны полки, $M = 50$ тс·м; бетон марки М 400, $R_{пр} = 175$ кгс/см², $m_б = 1$, $E_б = 300\,000$ кгс/см², $R_{прII} = 225$ кгс/см²; *арматура напрягаемая класса* А-IIIв, $R_а = 4500$ кгс/см², $R_{аII} = 5500$ кгс/см², $E_а = 2\,000\,000$ кгс/см², $m_а = 1{,}1$; длина элемента $= l_0 = 10$ м. Натяжение арматуры производится механическим способом. Опорные балки, на которые передаются усилия от натяжения арматуры, располагаются в камере пропаривания.

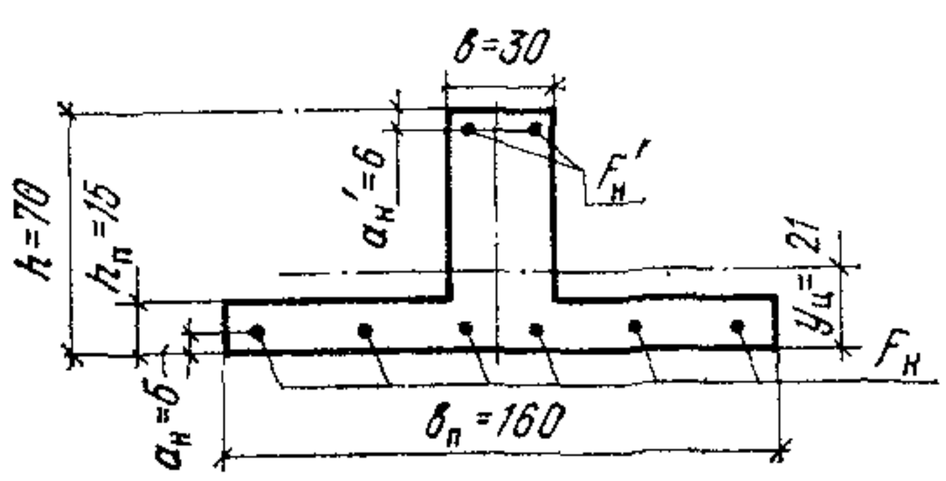


Рис. 87. К примеру 54

Сооружение III класса — $k_н = 1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_с = 1$. Требуется подобрать продольную арматуру элемента.

Расчет. По табл. 23 определяем значение величины ν:

$$\frac{b_п}{b} = \frac{160}{40} = 4 \text{ и } \frac{h_п}{h} = \frac{15}{70} = 0{,}21 - \nu = 0{,}3,$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{1000}{70} = 14{,}3 > 35\nu = 35 \cdot 0{,}3 = 10{,}5,$$

следовательно, расчет ведем с учетом прогиба элемента в соответствии с п. 11.24.

Для определения критической силы $N_{кр}$ необходимо знать площадь сечения арматуры. Предварительно задаемся процентом армирования сечения $\mu=0{,}01$ и определяем площадь сечения арматуры, принимая $F'_{н}=0{,}3\,F_{н}$ (см. п. 11.6).

Так как $$\mu=\frac{F_{н}}{bh_0},$$

$F_{н}=0{,}01\cdot30\cdot64=19{,}2$ см; $F'_{н}=0{,}3\cdot F_{н}=0{,}3\cdot19{,}2=5{,}8$ см^2.

Площадь сечения бетона $F=160\cdot15+30\cdot55=4050$ см^2.

Приведенная площадь сечения при $n=\frac{E_а}{E_б}=\frac{2\,000\,000}{300\,000}=6{,}67$

$$F_{п}=4050+6{,}67\,(19{,}2+5{,}8)=4217\ \text{см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани полки

$$S_{п}=160\cdot15\cdot7{,}5+30\cdot55\,(70-\frac{55}{2})+6{,}67\cdot19{,}2\cdot6+6{,}67\cdot5{,}8\,(70-6)=$$

$=91\,369$ см^3.

Расстояние от нижней грани полки до центра тяжести приведенного сечения

$$y_{ц}=\frac{S_{п}}{F_{п}}=\frac{91\,369}{4217}=21{,}6\ \text{см}.$$

Момент инерции бетонного сечения

$$I=\frac{160\cdot15^3}{12}+160\cdot15\,(21{,}6-7{,}5)^2+\frac{30\cdot55^3}{12}+$$

$$+30\cdot55\,(70-21{,}6-27{,}5)^2=1\,658\,813\ \text{см}^4.$$

Момент инерции арматуры $nI_а=6{,}67\cdot19{,}2\,(21{,}6-6)^2+$ $+6{,}67\cdot5{,}8\,(70-21{,}6-6)^2=100\,714$ см^4.

Момент инерции приведенного сечения $I_{п}=I+nI_а=1\,658\,813+$ $+100\,714=1\,759\,532$ см^4.

При действии только длительных и постоянных нагрузок

$$M_1=M_1^{дл}\ \text{и}\ k_{дл}=1+\frac{M_1^{дл}}{M_1}=2;\quad e_0=\frac{M}{N}=\frac{5000000}{40000}=125;$$

$$\frac{e_0}{h}=\frac{125}{70}=1{,}79;\quad t_{мин}=0{,}5-0{,}01\,\frac{l_0}{h}-0{,}001m_6R_{пр}=$$

$$=0{,}5-0{,}01\cdot14{,}3-0{,}001\cdot1\cdot170=0{,}187.$$

Так как $\frac{e_0}{h}>t_{мин}$, принимаем $t=1{,}79$.

Поскольку арматура неизвестна, принимаем в соответствии с п. 11.5 величину потерь $\Sigma\sigma_{п}=1000$ кгс/см^2. Предварительное напряжение с учетом всех потерь $\sigma_0=\sigma'_0=0{,}95\,R_{а\,II}-\Sigma\sigma_{п}=0{,}95\times$ $\times5500-1000=4\,225$ кгс/см^2.

Сила предварительного обжатия $N_0=\sigma_0(F_{н}+F'_{н})=4225\,(19{,}2+$ $+5{,}8)=105\,625$ кгс.

Напряжение обжатия в бетоне на уровне центральной оси при $m_т=0,9$

$$\sigma_{б.н}=\frac{m_т N_0}{F_{пл}}=\frac{0,9\cdot 105625}{4217}=22,5 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем коэффициент

$$k_н=1+40\frac{\sigma_{б.н}}{R_{пр_{II}}}\cdot\frac{e_0}{h}=1+40\frac{22,5}{225}0,25=2,$$

где $\frac{e_0}{h}=1,79>0,25$. Принято $\frac{e_0}{h}=0,25$.

Определяем критическую силу по формуле

$$N_{кр}=\frac{6,4E_б}{l_0^2}\left[\frac{I}{k_{дл}}\left(\frac{0,11}{0,1+t/k_н}+0,1\right)+nI_а\right]=$$

$$=\frac{6,4\cdot 300\,000}{1000^2}\left[\frac{1\,658\,813}{2}\left(\frac{0,11}{0,1+\frac{1,79}{2}}+0,1\right)+100\,714\right]=$$

$$=528\,670>N=40\,000 \text{ кгс}.$$

Определяем:
коэффициент η

$$\eta=\frac{1}{1-\frac{N}{N_{кр}}}=\frac{1}{1-\frac{40000}{528670}}=1,08;$$

эксцентрицитет приложения силы N с учетом коэффициента η

$$e=e_0\eta+y_ц=125\cdot 1,08+(21,6-6)=150,8 \text{ см}.$$

Поскольку полка расположена в растянутой зоне, определяем высоту сжатой зоны по формулам прямоугольного сечения с учетом принятой сжатой арматуры в соответствии с п. 11.29:

$$\sigma_c=4000-m_т\sigma_0'=4000-1,1\cdot 4225=-647,5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2\left[k_н n_c N_e-m_а\sigma_c F_н'(h_0-a_н')\right]}{m_б R_{пр} b}}=64-$$

$$-\sqrt{64^2-\frac{2\left[1,15\cdot 1\cdot 40\,000\cdot 150,8+1,1\cdot 647,5\cdot 5,8(64-6)\right]}{1\cdot 175\cdot 30}}=$$

$$=27,1 \text{ см}.$$

$x<\xi_R h_0=0,48\cdot 64=30,7$ см.

Продольную арматуру в растянутой зоне определяем по формуле (255):

$$F_н=\frac{m_б R_{пр} b x+m_а\sigma_c F_н-k_н n_c N}{m_а R_а}=$$

$$=\frac{1\cdot 175\cdot 30\cdot 27,1-1,1\cdot 647,5\cdot 5,8-1,15\cdot 1\cdot 40\,000}{1,1\cdot 4\,500}=18,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_н=18,85$ см² (6 ∅ 20), $F_н'=6,28$ см² (2 ∅ 20).

Поскольку определенная в результате расчета площадь сечения продольной арматуры незначительно отличается от предварительно принятой, пересчет величины коэффициента и приведенных характеристик сечения производить не следует.

Определяем фактическую величину потерь.

а) Первые потери:

1. от обжатия шайб натяжных устройств:

$$\sigma_{п_1} = \frac{\lambda}{l} E_а = \frac{2 \cdot 2\,000\,000}{10\,000} = 400 \text{ кгс/см}^2;$$

2. от деформации форм: $\sigma_{п_2} = 300$ кгс/см^2;

3. от быстронатекающей ползучести:

$$\sigma_0 = \sigma_0' = 0{,}95 R_{а_{II}} - \sum \sigma_п = 0{,}95 \cdot 5500 - (400 + 300) =$$

$$= 4525 \text{ кгс/см}^2.$$

$$N_0 = \left(F_н + F_н'\right) \sigma_0 = (18{,}85 + 6{,}28)\, 4525 = 113\,713 \text{ кгс}.$$

$$e_{о.\,н} = \frac{\sigma_0 \left(F_н y_н - F_н' y_н'\right)}{N_0} =$$

$$= \frac{4525\,[18{,}85\,(21{,}6 - 6) - 6{,}28\,(70 - 21{,}6 - 6)]}{113\,713} = 1{,}1 \text{ см}.$$

Напряжение в бетоне на уровне арматуры $F_н$ и $F_н'$

$$\sigma_{б.\,н} = \frac{m_т N_0}{F_п} + \frac{m_т N_0 e_{о.\,н}}{I_п} y = \frac{1 \cdot 113\,713}{4217} + \frac{1 \cdot 113713 \cdot 1{,}1}{1\,759\,532} \times$$

$$\times (21{,}6 - 6) = 28{,}1 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{б.\,н}' = \frac{m_т N_0}{F_п} - \frac{m_т N_0 e_{о.\,н}}{I_п} y_1 = \frac{1 \cdot 113\,713}{4217} -$$

$$- \frac{1 \cdot 113\,713}{1\,759\,532} (70 - 21{,}6 - 6) = 24 \text{ кгс/см}^2.$$

Передаточная прочность бетона $R_0 = 0{,}7\ R = 0{,}7 \cdot 400 = 280$ кгс/см^2.

Так как $\frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} = \frac{28{,}1}{280} = 0{,}1 < 0{,}6$, потери для арматуры $F_н$ и $F_н'$ определяются по формулам:

$$\sigma_{п_3} = 0{,}85 \cdot 500 \frac{\sigma_{б.\,н}}{R_0} = 0{,}85 \cdot 500 \cdot 0{,}1 = 42{,}7 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{п_3}' = 0{,}85 \cdot 500 \frac{\sigma_{б.\,н}'}{R_0} = 0{,}85 \cdot 500 \frac{24}{280} = 36{,}4 \text{ кгс/см}^2.$$

б) Вторые потери:

4. от усадки бетона:

$\sigma_{п_4} = 350 - 200 = 150$ кгс/см^2, так как в период эксплуатации элемент постоянно будет находиться в воде и после изготовления более трех месяцев остается на воздухе (см. п. 9.15б).

5. от ползучести бетона.

Так как $\frac{\sigma'_{б.\,н}}{R_0} = 0{,}09 < 0{,}6$, потери определяются по формуле

$$\sigma'_{п_5} = 0{,}85 \cdot 2\,000 \frac{\sigma'_{б.\,н}}{R_0} = 0{,}85 \cdot 2\,000 \frac{24}{280} = 145{,}7 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарные потери, проявляющиеся на стадии эксплуатации на уровне арматуры $F'_н$,

$\Sigma \sigma'_п = 400 + 300 + 36{,}4 + 150 + 145{,}7 = 1\,032$ кгс/см².

Уточненные потери напряжения практически не отличаются от принятых вначале. Необходимая площадь сечения арматуры не изменится.

Проверим величину обжатия бетона в крайнем волокне наиболее обжатой зоны с учетом потерь $\sigma_{п_1}$ и $\sigma_{п_2}$ (см. п. 9.22):

$$\sigma_{б.\,н} = \frac{m_т N_0}{F_п} + \frac{m_т N_0 e_{о.\,н}}{I_п} y = \frac{1 \cdot 113713}{4217} +$$

$$+ \frac{1 \cdot 113713 \cdot 1{,}1}{1759532} 21{,}6 = 28{,}5 \text{ кгс/см}^2;$$

$\sigma_{б.н} = 28{,}5 < 0{,}75\, R_0 = 0{,}75 \cdot 280 = 210$ кгс/см², т. е. значительно меньше допустимой.

Окончательно принимаем: $F_н = 18{,}85$ см²; $F'_н = 6{,}28$ см².

Пример 55. *Дано.* Железобетонная предварительно напряженная свая-оболочка (рис. 88) диаметром $D = 160$ см, $r_1 = 65$ см, $r_2 = 80$ см; $r_н = 72{,}5$ см; бетон марки М 300, $R_{пр} = 135$ кгс/см², $E_б = 260\,000$ кгс/см², $m_б = 1$; арматура напрягаемая класса А-IV, $F_{н.к} = 91{,}22$ см² (24 ∅ 22), распределена равномерно по окружности кольца, $R_а = 5000$ кгс/см², $R_{а.с} = 4000$ кгс/см², $R_{а_{II}} = 6\,000$ кгс/см²; $E_а = 2\,000\,000$ кгс/см², $m_а = 1{,}1$; продольная сжимающая сила от постоянных и длительных нагрузок $N = 100$ тс; изгибающий момент от постоянных и длительных нагрузок $M = 150$ тс·м; расчетная длина оболочки $l_0 = 12$м. Напряжение арматуры производится механическим способом. До эксплуатации оболочки находятся на воздухе более трех месяцев, а в период эксплуатации постоянно находятся в воде. Сооружение III класса — $k_н = 1{,}15$, сочетание нагрузок основное — $n_с = 1$. Требуется проверить прочность сечения.

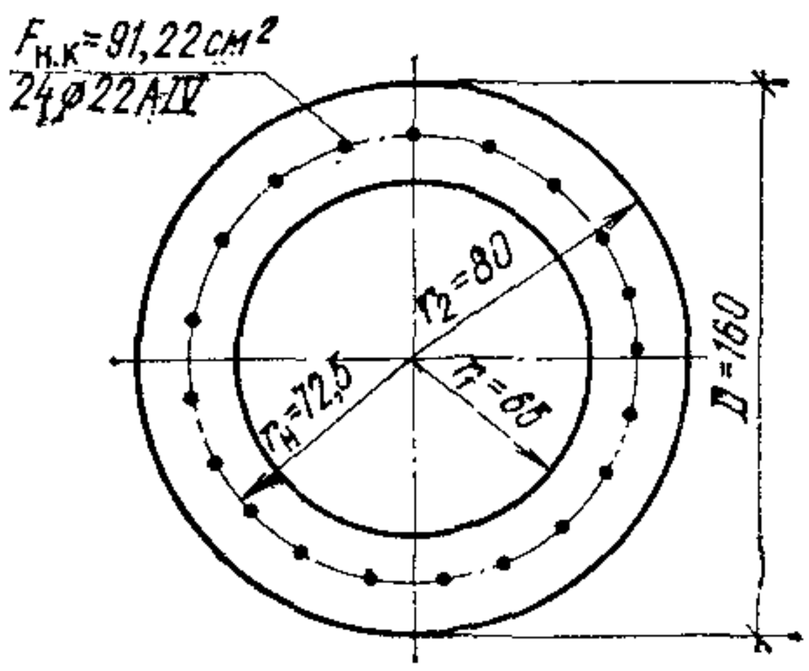


Рис. 88. К примеру 55

Расчет. $r_1/r_2 = \frac{65}{80} = 0{,}8 > 0{,}5$, следовательно, расчет можно производить по рекомендациям п. 11.32.

Гибкость элемента $\frac{l_0}{D}=\frac{1200}{160}=7{,}5<8$, т. е. влияние прогиба можно не учитывать (см. п. 3.27, в).

Определяем $\alpha_к$ по формуле (257). Для этого вычисляем:

а) σ_0 с учетом всех потерь:

1. от релаксации $\sigma_{п_1}=0{,}1\ \sigma_0-200=0{,}1\ (0{,}95\cdot 6\,000)-200=$ $=370$ кгс/см²;

2. от температурного перепада $\sigma_{п_2}=0$;

3. от обжатия шайб

$$\sigma_{п_3}=\frac{\lambda}{l}E_а=\frac{2\cdot 2\,000\,000}{12\,000}=333\ \text{кгс/см}^2;$$

4. от деформации форм $\sigma_{п_4}=300$ кгс/см²;

5. от быстронатекающей ползучести:

$$\sigma_{п_{1-4}}=370+333+300=1\,003\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\sigma_0=\sigma_0'=0{,}95R_{а_{II}}-\sigma_{п_{1-4}}=0{,}95\cdot 6\,000-1003=4\,697\ \text{кгс/см}^2;$$

$$N_0=F_{н.\ к}\sigma_0=91{,}22\cdot 4697=428\,460{,}3\ \text{кгс};$$

напряжение в бетоне от силы N_0 равно

$$\sigma_{б.\ н}=\frac{m_т N_0}{F_п}=\frac{1\cdot 428\,460{,}3}{7\,531{,}2}=56{,}9\ \text{кгс/см}^2,$$

где $F_п=\pi\left(r_2^2-r_1^2\right)+nF_{н.\ к}=3{,}14\left(80^2-65^2\right)+$

$$+\frac{2\,000\,000}{260\,000}91{,}22=7531{,}2\ \text{см}^2;$$

передаточная прочность бетона равна
$R_0=0{,}7R=0{,}7\cdot 300=210$ кгс/см².

Так как $\frac{\sigma_{б.\ н}}{R_0}=\frac{56{,}9}{210}=0{,}27<0{,}6$, потери от быстронатекающей ползучести определяются по формуле

$$\sigma_{п_5}=0{,}85\cdot 500\frac{\sigma_{б.\ н}}{R_0}=0{,}85\cdot 500\cdot 0{,}27=115\ \text{кгс/см}^2;$$

6. от усадки бетона
$\sigma_{п_6}=350-200=150$ кгс/см²;

7. от ползучести бетона
так как $\frac{\sigma_{б.\ н}}{R_0}<0{,}6$, $\sigma_{п_7}=0{,}85\cdot 2000\cdot 0{,}27=459$ кгс/см²;

суммарные потери:

$$\Sigma\sigma_п=370+333+300+115+150+459=1727\ \text{кгс/см}^2.$$

$$\sigma_0=0{,}95R_{аII}-\Sigma\sigma_п=0{,}95\cdot 6000-1727=3973\ \text{кгс/см}^2;$$

б) $A_н=1{,}1-\frac{m_т\sigma_0}{R_а}=1{,}1-\frac{1{,}1\cdot 3\,973}{5\,000}=0{,}23;$

в) $F=\pi\ (r_2^2-r_1^2)=3{,}14\ (\varepsilon 0^2-65^2)=6\ 829{,}5$ см²;

г) $\Delta_н=1{,}5+6\ m_а R_а\cdot 10^{-5}=1{,}5+6\cdot 1{,}1\cdot 5000\cdot 10^{-5}=1{,}83.$

$$\alpha_к = \frac{k_н n_с N + (\sigma_0 + A_н m_а R_а) F_{н.\,к}}{m_б R_{пр} F + (\Delta_н A_н m_а R_а + m_а R_{а.\,с}) F_{н.\,к}} =$$

$$= \frac{1{,}15 \cdot 1 \cdot 100\,000 + (3\,973 + 0{,}23 \cdot 1{,}1 \cdot 5\,000)\,91{,}22}{1 \cdot 135 \cdot 6\,829{,}5 + (1{,}83 \cdot 0{,}23 \cdot 1{,}1 \cdot 5\,000 + 1{,}1 \cdot 4\,000)\,91{,}22} = 0{,}39.$$

Прочность сечения проверяем по условию (256), для этого определяем $r_{ср}$, $k_с$, $z_н$, e_0:

$$r_{ср} = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{80 + 65}{2} = 72{,}5 \text{ см};$$

$$k_с = A_н(1 - \Delta_н \alpha_к) = 0{,}23\ (1 - 1{,}83 \cdot 0{,}39) = 0{,}066;$$

$$z_н = (0{,}2 + 1{,}3\alpha_к) r_н = (0{,}2 + 1{,}3 \cdot 0{,}39) 72{,}5 = 51{,}3 \text{ см};$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15\,000\,000}{100\,000} = 150 \text{ см};$$

$$(m_б R_{пр} F r_{ср} + m_а R_{а.\,с} F_{н.\,к} r_н) \frac{\sin \pi \alpha_к}{\pi} + m_а R_а F_{н.\,к} k_с z_н =$$

$$= (1 \cdot 135 \cdot 6\,829{,}5 \cdot 72{,}5 + 1{,}1 \cdot 4\,000 \cdot 91{,}22 \cdot 72{,}5) \frac{\sin (3{,}14 \cdot 0{,}39)}{3{,}14} +$$

$$+ 1{,}1 \cdot 5\,000 \cdot 91{,}22 \cdot 0{,}066 \cdot 51{,}3 = 30\,481\,563 \text{ кгс} \cdot \text{см} =$$

$$= 304{,}8 \text{ тс} \cdot \text{м} > k_н n_с N e_0 = 1{,}15 \cdot 1 \cdot 100\,000 \cdot 150 = 172{,}5 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

11.33. При расчете сечений центрально-растянутых железобетонных элементов должно соблюдаться условие

$$k_н n_с N \leqslant m_а R_а F_н + m_а R_а F_а, \qquad (264)$$

где $F_н$ и $F_а$ — площади сечения всей продольной соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

ВНЕЦЕНТРЕННО-РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

11.34. Расчет прямоугольных сечений внецентренно-растянутых элементов при расположении продольной силы в плоскости симметрии с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и у сжатой (менее растянутой) граней, должен производиться в зависимости от положения продольной силы N:

а) если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре A и A' (рис. 82,*а*), т. е. при $e' \leqslant h_0 - a'$ — из условия

$$k_н n_с N e \leqslant (m_а R_а F'_н + m_а R_а F'_а)(h_0 - a') \quad \text{и} \qquad (265)$$

$$k_н n_с N e' \leqslant (m_а R_а F_н + m_а R_а F_а)(h_0 - a'), \qquad (266)$$

где $e' = e_0 + \frac{h}{2} - a'$; $e = e_0 - \frac{h}{2} + a$.

При симметричном армировании используется только условие (266);

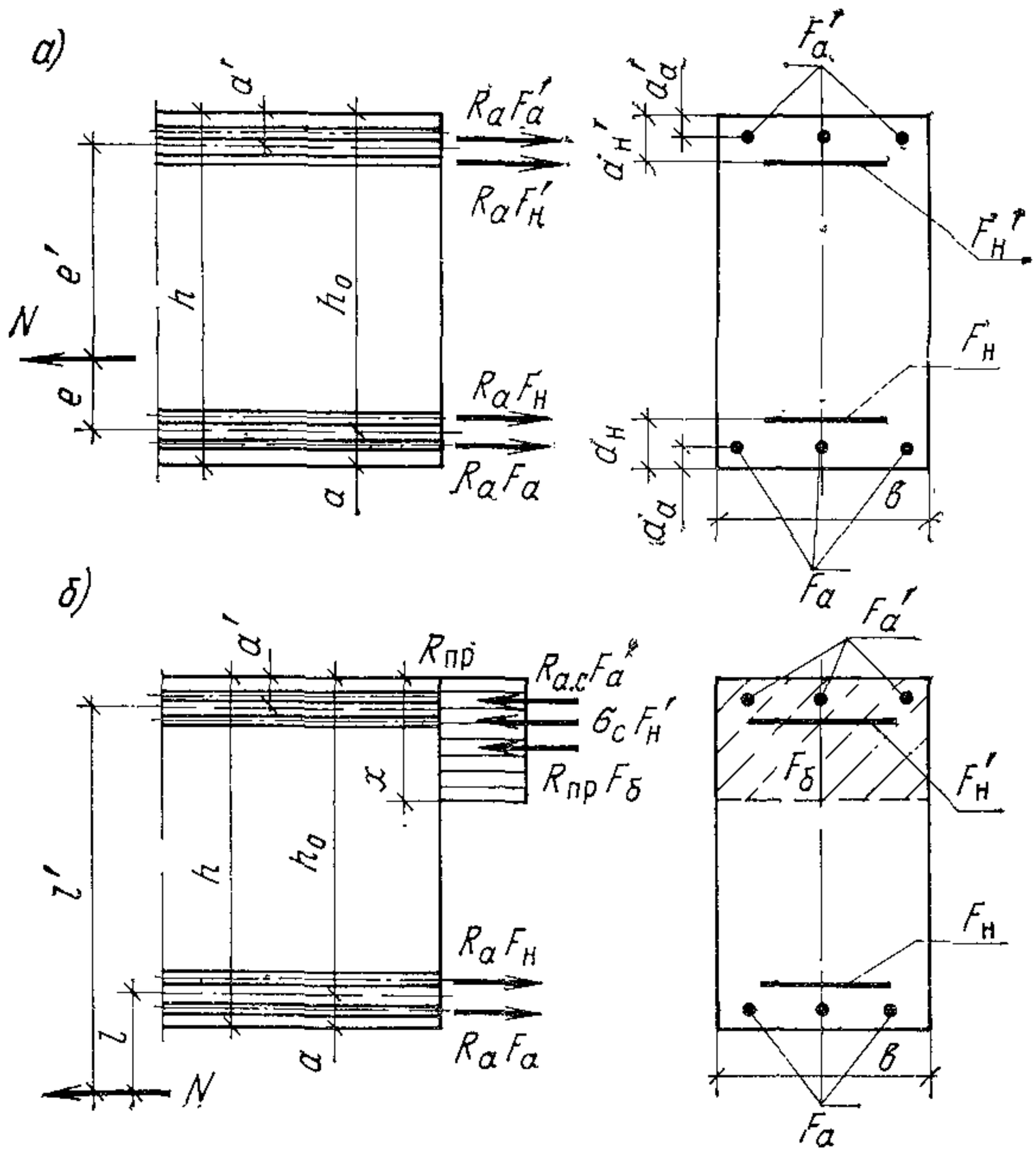


Рис. 89. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

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'

б) если продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A и A' (рис. 89,*б*), т. е. при $e' > h_0 - a'$ — из условия

$$k_н n_с N e \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5\ x) + m_а R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а') + m_а \sigma_с F_н' (h_0 - a_н'), \quad (267)$$

при этом высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{m_а R_а F_н + m_а R_а F_а - m_а R_{а.\,с} F_а' - m_а \sigma_с F_н' - k_н n_с N}{m_б R_{пр} b}. \quad (268)$$

Если полученная из расчета по формуле (268) величина $x > \xi_R h_0$; в условие (267) подставляется значение $x = \xi_R h_0$, где ξ_R — определяется по табл. 57.

Если $x < 0$, то прочность сечения проверяется из условия (265).

Если при $e' > h_0 - a'$ высота сжатой зоны, определенная по формуле (268), меньше $2a'$, высоту сжатой зоны следует определить вновь без учета сжатой арматуры A' по формуле

$$x = \frac{m_а R_а F_н + m_а R_а F_а - k_н n_с N}{m_а R_{пр} b}. \quad (269)$$

При этом, если высота сжатой зоны получится меньше $2a'$, расчет следует производить по формуле (267) без учета сжатой арматуры; если больше $2a'$, расчет рекомендуется производить из условия

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne \leqslant (m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{н}} + m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}})(h_0 - a'). \qquad (270)$$

11.35. Требуемое количество продольной арматуры рекомендуется определять следующим сбразом:

а) при $e' \leqslant h_0 - a'$ площади сечения напрягаемой арматуры A и A' определятся соответственно по формулам:

$$F_{\text{н}} = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne' - m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} (h_0 - a')}{m_{\text{а}} R_{\text{а}} (h_0 - a')}; \qquad (271)$$

$$F'_{\text{н}} = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne - m_{\text{а}} R_{\text{а}} F'_{\text{а}} (h_0 - a')}{m_{\text{а}} R_{\text{а}} (h_0 - a')}. \qquad (272)$$

Подбор симметричной арматуры производится по формуле (271);

б) при $e' > h_0 - a'$ площадь сечения напрягаемой арматуры A определяется по формуле

$$F_{\text{н}} = \frac{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} bx + m_{\text{а}} R_{\text{а. с}} F'_{\text{а}} + m_{\text{а}} \sigma_{\text{с}} F'_{\text{н}} - m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} + k_{\text{н}} n_{\text{с}} N}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}}, \qquad (273)$$

где

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne - m_{\text{а}} R_{\text{а. с}} F'_{\text{а}} (h_0 - a'_{\text{а}}) - m_{\text{а}} \sigma_{\text{с}} F'_{\text{н}} (h_0 - a'_{\text{н}})\right]}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b}}. \qquad (274)$$

При этом должно удовлетворяться условие $x \leqslant \xi_R h_0$. В противном случае рекомендуется увеличить площадь сечения ненапрягаемой арматуры $F'_{\text{а}}$, повысить марку бетона или увеличить размеры сечения. При $x \leqslant 2a'$ следует учитывать рекомендации п. 11.14.

Если $x < 0$, площадь сечения напрягаемой арматуры определяется по формуле (271).

Подбор симметричной арматуры производится по формуле

$$F_{\text{н}} = \frac{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} bx - m_{\text{а}} R_{\text{а}} F_{\text{а}} + k_{\text{н}} n_{\text{с}} N}{m_{\text{а}} R_{\text{а}}}, \qquad (275)$$

при этом высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_{\text{н}} n_{\text{с}} Ne - m_{\text{а}} R_{\text{а. с}} F'_{\text{а}} (h_0 - a'_{\text{а}})\right]}{m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b}}. \qquad (276)$$

Пример расчета к пп. 1 .34 и 11.35

Гример 56. *Дано.* Железобетонная свая прямоугольного сечения, $h = b = 40$ см, $a = a' = 5$ см, $h_0 = 35$ см; арматура горячекатаная периодического профиля, класса А-IIIв, $F_{\text{н}} = F'_{\text{н}} = 18{,}47$ см^2,

$R_а = 4\,500$ кгс/см^2, $E_а = 2\,000\,000$ кгс/см^2, $m_а = 1{,}1$; бетон марки М 400, $R_{пр} = 175$ кгс/см^2, $E_б = 300\,000$ кгс/см^2, $m_б = 1$; расчетные усилия: изгибающий момент $M = 5$ тс·м, растягивающая сила $N = 40$ тс; сооружение III класса — $k_н = 1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_с = 1$. Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $e_0 = \dfrac{M}{N} = \dfrac{500\,000}{40\,000} = 12{,}5$ см;

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a' = 12{,}5 + \frac{40}{2} - 5 = 27{,}5 \text{ см}.$$

Так как $e' = 27{,}5$ см $< h_0 - a' = 35 - 5 = 30$ см, прочность проверяем из условия (266):

$(m_а R_а F_н + m_а R_а F_а)(h_0 - a') = 1{,}1 \cdot 4500 \cdot 18{,}47\ (35-5) = 2742795$ кгс $\times$ см $> k_н n_с N e' = 1{,}15 \cdot 1 \cdot 40\,000 \cdot 27{,}5 = 1\,265\,000$ кгс·см,

т. е. прочность сечения обеспечена.

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ НА ВОЗДЕЙСТВИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО ОБЖАТИЯ

11.36. Расчет элементов на воздействие предварительного обжатия производится с учетом собственного веса, при этом усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя сжимающая сила. Это усилие определяется по формуле

$$N_н = (m_т\, \sigma_0' - 3300) F_н', \qquad (277)$$

где $F_н$ — площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в наиболее обжатой зоне сечения;

3 300 — принимается в кгс/см^2;

σ_0' — определяется при коэффициенте $m_т > 1$ с учетом первых потерь; при механическом способе натяжения арматуры $m_т = 1{,}1$.

Примечание. При центральном обжатии элемента расчет на воздействие предварительного обжатия может не производиться.

11.37. Для элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с полкой в наименее обжатой зоне (рис. 90, *а*) расчет прочности на действие предварительного обжатия при расположении силы $N_н$ в плоскости оси симметрии сечения производится в зависимости от высоты сжатой зоны.

$$x = \frac{N_н + m_а R_а F_а + m_а R_а F_н - m_а R_{а.с} F_а'}{m_б R_{пр} b}; \qquad (278)$$

а) при $x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия

$$N_н e \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5x) + m_а R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а'); \qquad (279)$$

б) при $x > \xi_R h_0$ — из условия

$$N_н e \leqslant m_б R_{пр} b h_0^2\, \xi_R (1 - 0{,}5\, \xi_R) + m_а R_{а.с} F_а' (h_0 - a_а'), \qquad (280)$$

здесь $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона, соответствующее его передаточной прочности R_0;

ξ_R — принимается по табл. 57 в зависимости от класса арматуры, расположенной в менее обжатой зоне сече-

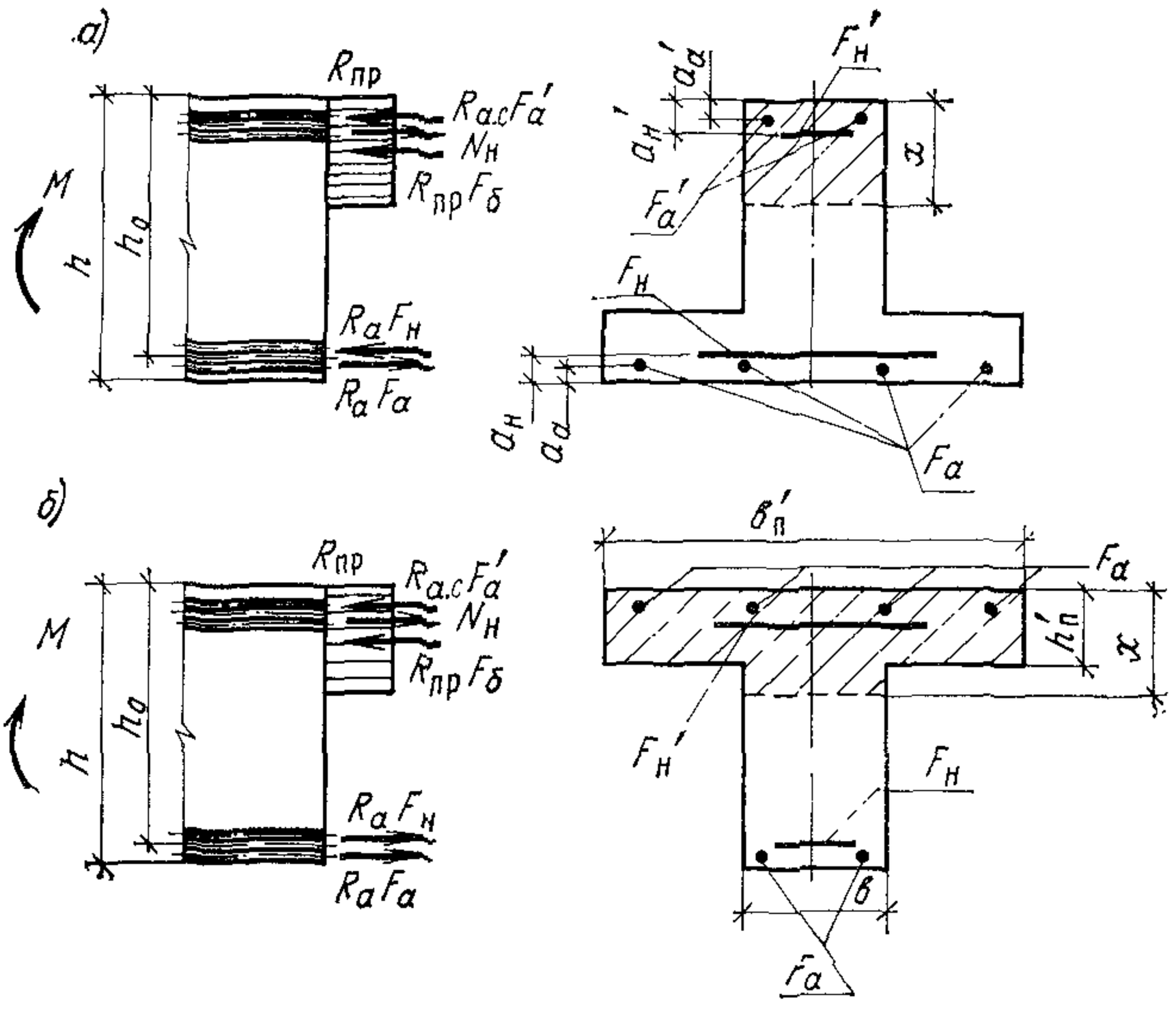


Рис. 90. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его на действие предварительного обжатия

а — с полкой в наименее обжатой зоне; *б* — с полкой в наиболее обжатой зоне

ния (при наличии напрягаемой арматуры в зависимости от класса арматуры $F_н$);

e — определяется по формуле

$$e = h_0 - a_н' \pm \frac{M}{N_н}, \qquad (281)$$

здесь M — момент от собственного веса элемента, принимается со знаком «плюс», если момент от усилия $N_н$ относительно арматуры A и момент от собственного веса совпадают по направлению, и со знаком «минус», если направления этих моментов противоположны.

11.38. При высоте сжатой зоны x, определенной по формуле (278) без учета сжатой арматуры менее $2a_а'$, расчет производится по формуле (279) также без учета сжатой арматуры.

11.39. Для элементов таврового и двутаврового сечений с полкой в наиболее обжатой зоне (рис. 90, *б*) расчет прочности на действие предварительного обжатия производится следующим образом:

если соблюдается условие

$$N_н \leqslant m_б R_{пр} b_п' h_п' - m_а R_а F_н - m_а R_а F_а + m_а R_{а.с} F_а', \qquad (282)$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в полке, расчет производится в соответствии с п. 11.37, принимая $b = b_п'$;

если условие (282) не соблюдается, т. е. граница сжатой зоны проходит в ребре, расчет производится в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N_н + m_а R_а F_а + m_а R_а F_н - m_а R_{а.\,с} F'_а - m_б R_{пр}(b'_п - b)h'_п}{m_б R_{пр} b}; \quad (283)$$

при $x \leqslant \xi_R h_0$ — из условия

$$N_н e \leqslant m_б R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5x) + m_б R_{пр}(b'_п - b)h'_п(h_0 - 0{,}5h'_п) + m_а R_{а.с} F_а (h_0 - a'_а); \quad (284)$$

при $x > \xi_R h_0$ — из условия

$$N_н e \leqslant m_б R_{пр} b h_0^2 \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R) + m_б R_{пр}(b'_п - b)h'_п(h_0 - 0{,}5h'_п) + m_а R_{а.с} F'_а (h_0 - a'_а). \quad (285)$$

Пример расчета к пп. 11.36—11.39

Пример 57. *Дано.* Железобетонный элемент таврового сечения (рис. 91); $h = 60$ см, $b = 30$ см, $b_п = 150$ см, $h_п = 15$ см; $h_0 = 55$ см; напрягаемая арматура из горячекатаной стали класса А-IIIв, $R_а = 4500$ кгс/см², $F_н = 36{,}95$ см² (6 ∅ 28), $F'_н = 24{,}13$ см² (3 ∅ 32); предварительное напряжение с учетом первых потерь $\sigma'_0 = 4470$ кгс/см²; ненапрягаемая арматура класса А-II, $R_а = 2700$ кгс/см², $F_а = 4{,}52$ см² (4∅12), $m_а = 1.1$; бетон марки М 400, передаточная прочность бетона $R_0 = 250$ кгс/см², $R_{пр} = 125$ кгс/см². Сечение наиболее обжато со стороны ребра. Момент от собственного веса, растягивающий полку, с учетом коэффициента динамичности $k_д = 1{,}5$ — $M = 6$ тс·м. Натяжение стержней производится механическим способом.

Требуется рассчитать элемент на воздействие предварительного обжатия.

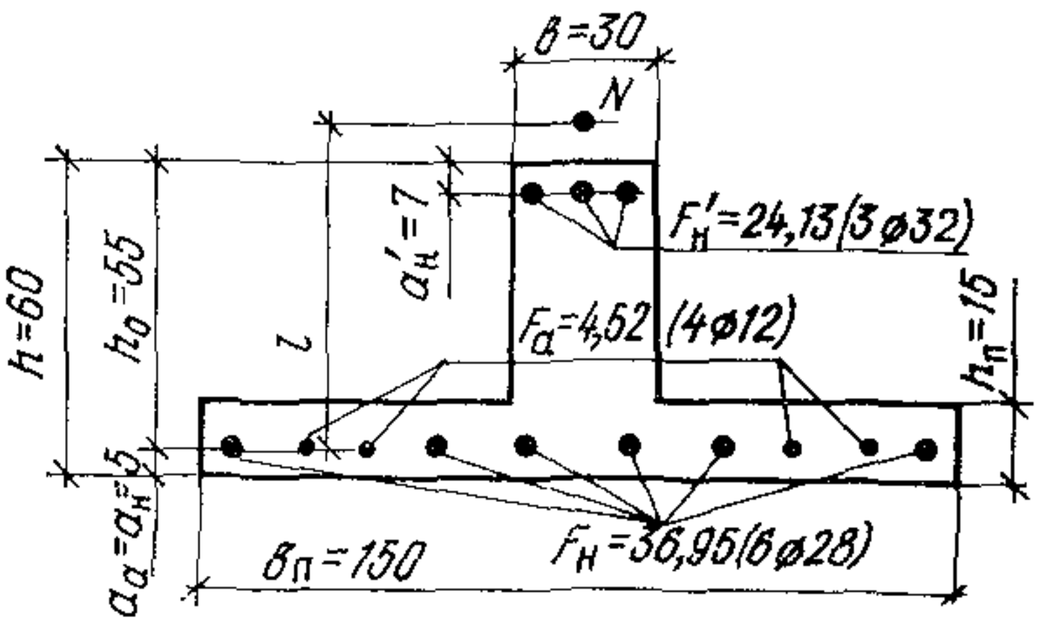


Рис. 91. К примеру 57

Расчет. Расчет производим в соответствии с пп. 11.36, 11.37. Усилие в напрягаемой арматуре

$$N_н = (m_т \sigma'_0 - 3300)F'_н = (1{,}1 \cdot 4470 - 3300) \cdot 24{,}13 = 39\,018 \text{ кгс}.$$

Эксцентрицитет приложения силы $N_н$ равен

$$e = h_0 - a'_н + \frac{M}{N_н} = 55 - 7 + \frac{600\,000}{39\,018} = 63{,}4 \text{ см}.$$

По формуле (278) определяем высоту сжатой зоны:

$$x = \frac{N_н + m_а R_а F_а + m_а R_а F_н - m_а R_{а.\,с} F'_а}{m_б R_{пр} b} =$$

$$= \frac{39\,018 + 1{,}1 \cdot 2\,700 \cdot 4{,}52 + 1{,}1 \cdot 4\,500 \cdot 36{,}95}{1 \cdot 125 \cdot 30} = 62{,}7 \text{ см}.$$

Так как $x > \xi_R h_0 = 0{,}48 \cdot 55 = 26{,}4$ см, прочность сечения проверяем из условия (280)

$$m_б R_{пр} b h_0^2 \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R) + m_а R_{а.\,с} F'_а (h_0 - a'_а) =$$

$$= 1 \cdot 125 \cdot 30 \cdot 55^2 \cdot 0{,}48 \ (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}48) = 4\,138\,200 \text{ кгс} \cdot \text{см} >$$

$> N_н e = 39\,018 \cdot 63{,}4 = 2\,473\,741$ кгс·см, т. е. условие прочности соблюдается.

РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

11.40. Все элементы железобетонных конструкций, испытывающие воздействие поперечных сил при изгибе, внецентренном сжатии или внецентренном растяжении, должны рассчитываться на прочность по наклонным сечениям.

11.41. Расчет по прочности наклонных сечений железобетонных элементов производится на действие поперечной силы и на действие изгибающего момента.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

11.42. Расчет сечений на действие поперечной силы должен производиться:

а) в сечениях, проходящих через грань опоры (рис. 92, сечение *а*);

б) в местах изменения интенсивности расстановки хомутов (рис. 92, сечение *b*);

в) в сечениях, проходящих через расположенные в растянутой зоне точки перегиба отогнутых стержней (рис. 92, сечение *с*).

11.43. При расчете элементов на действие поперечной силы должно соблюдаться условие

$$k_н n_с Q \leqslant 0{,}35 \ m_б R_{пр} b h_0, \qquad (286)$$

при этом значение $R_{пр}$ для бетонов проектных марок выше М 400 принимается как для М 400.

При переменной ширине b по высоте сечения в расчет вводится ширина элемента на уровне середины высоты сечения (без учета полок).

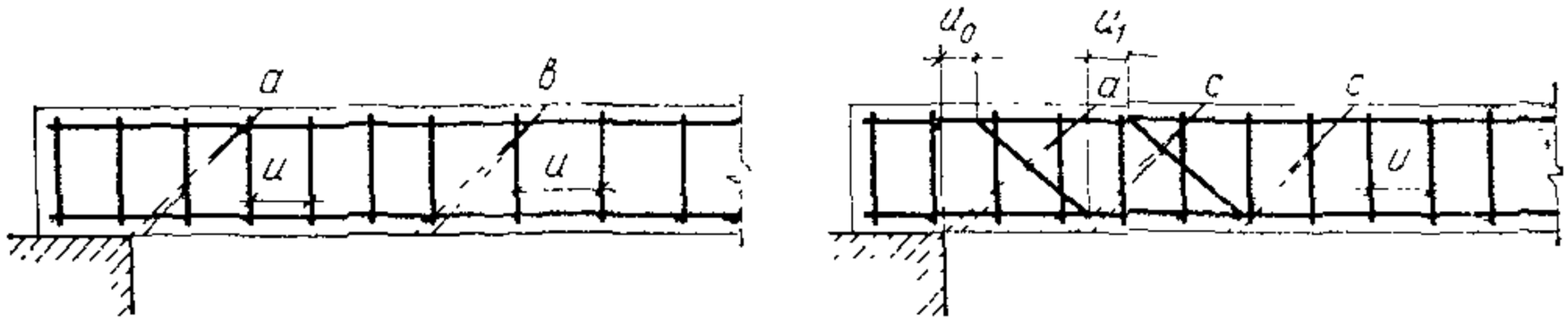


Рис. 92. Места расположения расчетных наклонных сечений *а*, *в*, *с* при расчете железобетонного элемента по прочности на действие поперечной силы

При невыполнении условия (286) рекомендуется увеличить размеры сечения или повысить марку бетона.

11.44. Расчет на действие поперечной силы не производится, если соблюдается условие

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q \leqslant k_1 m_{\text{б}} R_{\text{р}} b h_0, \qquad (287)$$

где k_1 — коэффициент, принимаемый равным: для линейных элементов (балок, шпунта и т. д.) 0,6; для сплошных плоских плит — 0,75.

При соблюдении условия (287) поперечная арматура ставится конструктивно в соответствии с пп. 13.25—13.29. Если условие не удовлетворяется, производится расчет элементов с поперечной арматурой по пп. 11.45—11.50; без поперечной арматуры по п. 11.51.

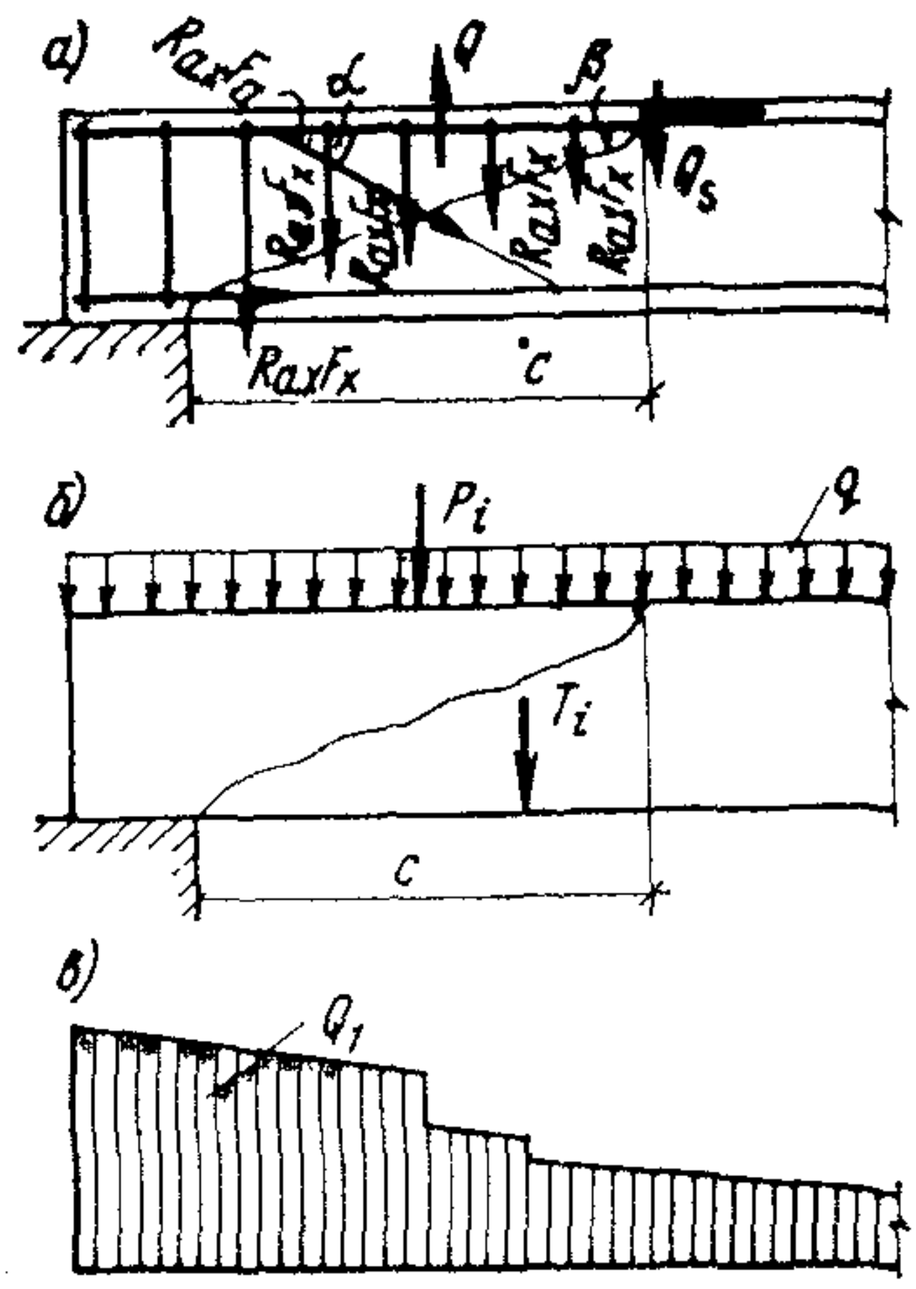


Рис. 93. Сечение, наклонное к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

а — схема усилий; *б* — схема нагрузок (нагрузки q и P_i учитываются, нагрузка T_i — не учитывается, т. е. $Q_0 = qc + P_i$); *в* — эпюра поперечных сил

Кроме того, на концевых участках элементов рекомендуется устанавливать дополнительные, не учитываемые в расчете на поперечные силы хомуты в соответствии с п. 13.31.

Примечание. Под поперечной арматурой имеются в виду хомуты и отогнутые стержни. Термин «хомуты» включает поперечные стержни сварных каркасов и хомуты вязаных каркасов.

11.45. Расчет элементов с поперечной арматурой (рис. 93) рекомендуется производить из условия

$$k_{\text{н}}\, n_{\text{с}} Q \leqslant \Sigma m_{\text{а}} R_{\text{а.х}} F_{\text{х}} + \Sigma m_{\text{а}} R_{\text{а.х}} F_0 \sin\alpha + Q_{\text{б}}, \qquad (288)$$

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;

$\Sigma R_{\text{а.х}} F_{\text{х}}$ и $\Sigma F_{\text{а.х}} F_0 \sin\alpha$ — сумма поперечных усилий, воспринимаемых соответственно хомутами и отог-

нутыми 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.

Расчетная величина силы Q определяется по формуле

$$Q = Q_1 - Q_0 + W\cos\beta; \qquad (289)$$

здесь Q_1 — поперечная сила в сечении, нормальном к оси элемента, проведенном через ближайшее к опоре начало наклонного сечения в рассматриваемой части элемента, отсеченной наклонной трещиной, т. е. наибольшая поперечная сила в пределах наклонного сечения;

Q_0 — сумма внешних нагрузок, действующих на элемент в пределах длины проекции наклонного сечения (рис. 93). При этом нагрузки учитываются, если они действуют на данном участке постоянно и не могут быть смещены, кроме того, приложены к грани элемента и действуют в его сторону.

Распределенную нагрузку p от собственного веса вводят в расчет в пределах длины проекции наклонного сечения с коэффициентом 0,5, гидростатическое давление с коэффициентом 1;

W — величина силы противодавления, действующей в наклонном сечении, определяемая в соответствии с пп. 1.8 и 1.9.

Значение $Q_б$ для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов определяется по формуле

$$Q_б = \frac{2m_б R_р b h_0^2}{c}, \qquad (290)$$

здесь c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента.

Расстояния между хомутами u, между концом предыдущего и началом последующего отгибов u_1, а также между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре u_0 (рис. 92), должны быть не более величины

$$u_{макс} = \frac{1{,}5m_б R_р b h_0^2}{k_н n_с Q}. \qquad (291)$$

Кроме того, поперечное армирование элемента независимо от расчета должно удовлетворять конструктивным требованиям, приведенным в пп. 13.25—13.29.

11.46. Проверка прочности по поперечной силе изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов постоянной высоты производится из условия (109):

$$k_н\, n_с Q \leqslant Q_{х.б},$$

где $Q_{х.б}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и хомутами в невыгоднейшем наклонном сечении, определяемая по формуле

$$Q_{х.б} = \sqrt{8m_б R_р b h_0^2 q_х}, \qquad (292)$$

здесь q_x — усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения, определяемое по формуле (111):

$$q_x = \frac{m_a R_{a.x} F_x}{u}.$$

При этом должно соблюдаться условие (115), т. е.

$$q_x = \frac{m_a R_{a.x} F_x}{u} \geqslant \frac{m_б R_р b}{2},$$

и шаг хомутов u должен быть не более величин, указанных в п. 13.29, и не более $u_{макс}$ (см. п. 11.45).

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения определяется по формуле

$$c_0 = \sqrt{\frac{2m_б R_р b h_0^2}{q_x}}. \quad (293)$$

11.47. Требуемая интенсивность хомутов для элементов, армированных хомутами без отгибов, определяется по формуле

$$q_x = \frac{(k_н n_с Q)^2}{8m_б R_р b h_0^2}. \quad (294)$$

При этом шаг хомутов u должен быть не более величин, указанных в п. 13.29, и не более $u_{макс}$ (см. п. 11.45).

Площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к оси элемента плоскости, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение, определяется по формуле

$$F_x = \frac{q_x u}{m_a R_{a.x}}. \quad (295)$$

При этом должно соблюдаться условие

$$F_x \geqslant \frac{m_б R_р b u}{2m_a R_{a.x}}. \quad (296)$$

Площадь сечения одного стержня хомута определяется по формуле (114):

$$f_x = \frac{q_x u}{m_a R_{a.x} n},$$

где n — число ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости нормальной к продольной оси элемента.

11.48. Расчетные хомуты должны быть установлены до сечения, в котором поперечная сила $k_н n_с Q \leqslant k_1 m_б R_р b h_0$, далее поперечное армирование элемента должно быть выполнено в соответствии с. п. 13.29.

На участке элемента, где требуется расчетная поперечная арматура, интенсивность расстановки хомутов (шаг хомутов) может меняться в зависимости от величины поперечной силы на отдельных участках (рис. 94).

11.49. Проверка прочности по поперечной силе элементов постоянного сечения, армированных хомутами и отогнутыми стержня-

ми (отгибами), производится для невыгоднейших наклонных сечений, начинающихся у опоры и у начала отгибов (рис. 92), из условия (118):

$$k_{\text{н}}\, n_{\text{с}} Q \leqslant Q_{\text{х.б}} + m_{\text{а}} R_{\text{а.х}} F_0 \sin\alpha,$$

где F_0 — площадь сечения отогнутых стержней в ближайшей за началом рассматриваемого наклонного сечения плоскости отгиба;

α — угол наклона плоскости отгибов к оси элемента;

$Q_{\text{х.б}}$ — принимаемая в соответствии с п. 11.46.

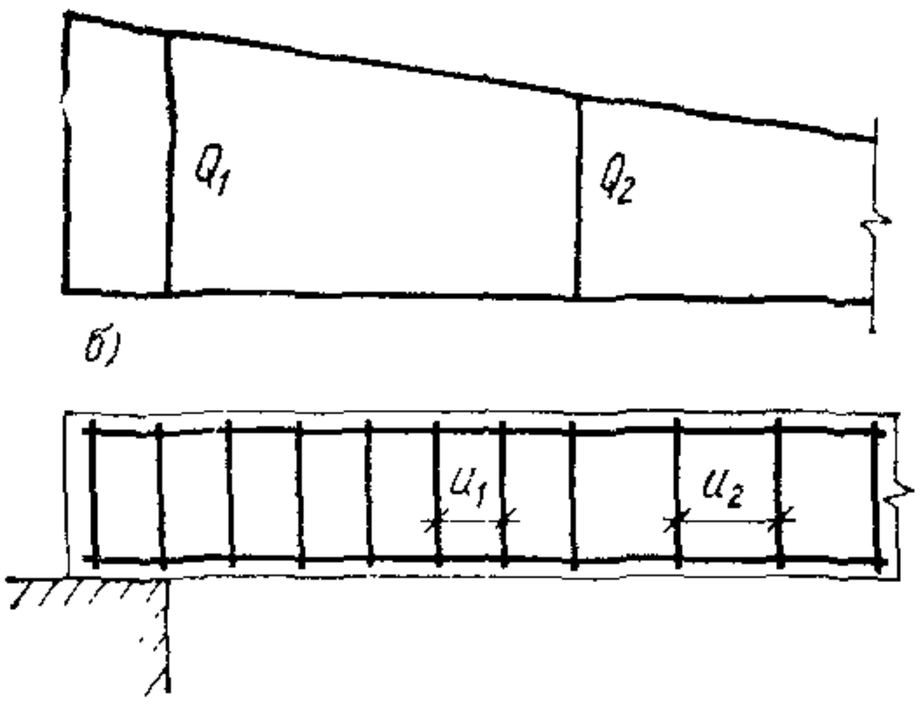


Рис. 94. Расстановка хомутов в зависимости от величины поперечной силы

а — эпюра поперечных сил; *б* — схема расстановки хомутов

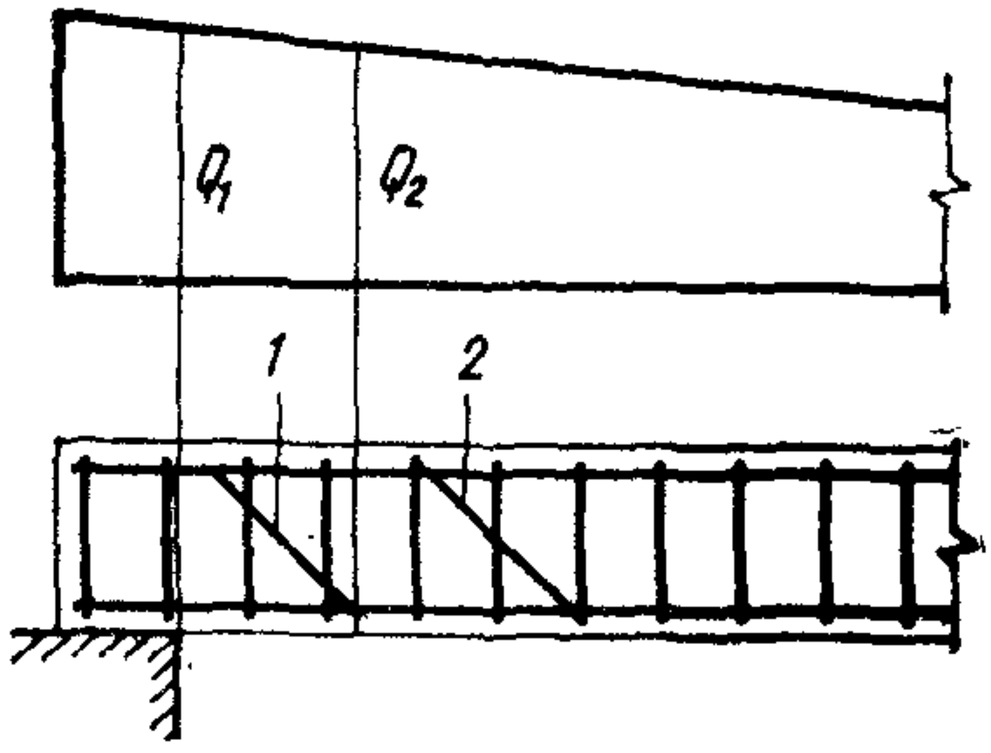


Рис. 95. Эпюра поперечных сил и схема расстановки отгибов при расчете железобетонного элемента по поперечной силе

1, 2 — номера отгибов; Q_1 и Q_2 — поперечные силы, на которые рассчитываются отгибы, соответственно *1* и *2*

При наличии распределенных сил или фиксированных сосредоточенных нагрузок допускается учитывать рекомендации п. 11.45 по определению величины Q.

11.50. Необходимое сечение отгибов, расположенных в одной плоскости, определяется по формуле (119)

$$F_0 = \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q - Q_{\text{х.б}}}{m_{\text{а}} R_{\text{а.х}} \sin\alpha}.$$

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 плоскости отгибов (рис. 95).

Нижний конец наиболее удаленного от опоры отгиба должен располагаться не ближе к опоре, чем то сечение, в котором поперечная сила Q становится меньше усилия, воспринимаемого бетоном и хомутами $Q_{\text{х.б}}$.

Кроме того, расположение отгибов должно удовлетворять требованиям п. 11.45.

11.51. Расчет элементов постоянного сечения без поперечной арматуры (см. п. 13.28) не производится при соблюдении условия

(287), т. е. при

$$k_{\text{н}}\, n_{\text{с}} Q_{\text{макс}} \leqslant k_1 m_{\text{б}} R_{\text{р}} b h_0.$$

При невыполнении условия (287) должен производиться расчет по поперечной силе из условий:

$$k_{\text{н}}\, n_{\text{с}} Q_{\text{макс}} \leqslant k_2 m_{\text{б}} R_{\text{р}} b h_0; \tag{297}$$

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q \leqslant \frac{k_3 m_{\text{б}} R_{\text{р}} b h_0^2}{c}, \tag{298}$$

где $Q_{\text{макс}}$ — максимальная поперечная сила у грани опоры;

Q — принимается в соответствии с п. 11.45;

c — длина проекции наклонного сечения, проходящего через опору, принимаемая не более $2h_0$. При проверке условия (298) задаются рядом значений c, равных или меньших $2h_0$;

k_1 — принимается в соответствии с п. 11.44;

k_2 и k_3 — — коэффициенты, принимаемые равными для сплошных плоских плит $k_2=2{,}5$, $k_3=1{,}5$; в остальных случаях $k_2=2$, $k_3=1{,}2$.

11.52. Расчет наклонных сечений внецентренно-растянутых элементов на действие поперечной силы производится как для изгибаемых элементов согласно пп. 11.45—11.48, при этом значения $R_{\text{р}}$ во всех этих пунктах умножаются на коэффициент k_{N}, равный

$$k_N = 1 - 0{,}2 \frac{k_{\text{н}} n_{\text{с}} N}{m_{\text{б}} R_{\text{р}} b h_0}, \tag{299}$$

но принимаемый не менее 0,2.

Примеры расчета к пп. 11.40—11.52

Пример 58. *Дано.* Железобетонная слиповая двутавровая балка с размерами и арматурой, принимаемыми из примера 52 (см. рис. 85, б), с подвижной нагрузкой (рис. 96, *а*).

Величина предварительного напряжения в арматуре A с учетом потерь, принимаемых по поз. 1—4 табл. 50, равна $\sigma_0=5\,025$ кгс/см²; передаточная прочность бетона $R_0=280$ кгс/см²; поперечная арматура в виде сварных хомутов класса А-II, $R_{\text{а.х}}=2\,150$ кгс/см²; коэффициенты условий работы: $m_{\text{а}}=1{,}1$; $m_{\text{б}}=1$, сооружение III класса — $k_{\text{н}}=1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_{\text{с}}=1$.

Требуется рассчитать элемент на прочность по наклонным сечениям.

Расчет. Проверяем условие (286): $0{,}35 m_{\text{б}} R_{\text{пр}} b h_0 = 0{,}35 \cdot 1 \times 175 \cdot 25 \cdot 127{,}5 = 195\,234 > k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q = 1{,}15 \cdot 1 \cdot 107{,}7 = 123\,855$ кгс. Условие соблюдается, следовательно, принятые размеры сечения достаточны.

Проверяем условие (287): $k_1 m_{\text{б}} R_{\text{р}} b h_0 = 0{,}6 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 127{,}5 = 22\,950 < k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q = 123\,855$ кгс. Условие (287) не выполняется, поперечную арматуру подбираем из расчета по прочности.

Сечение на опоре (сеч. 1—1, рис. 96, а)

Требуемая интенсивность хомутов $q_{\text{х}}$ по формуле (294) при максимальной поперечной силе в пределах наклонного сечения $Q=107{,}7$ тс равна

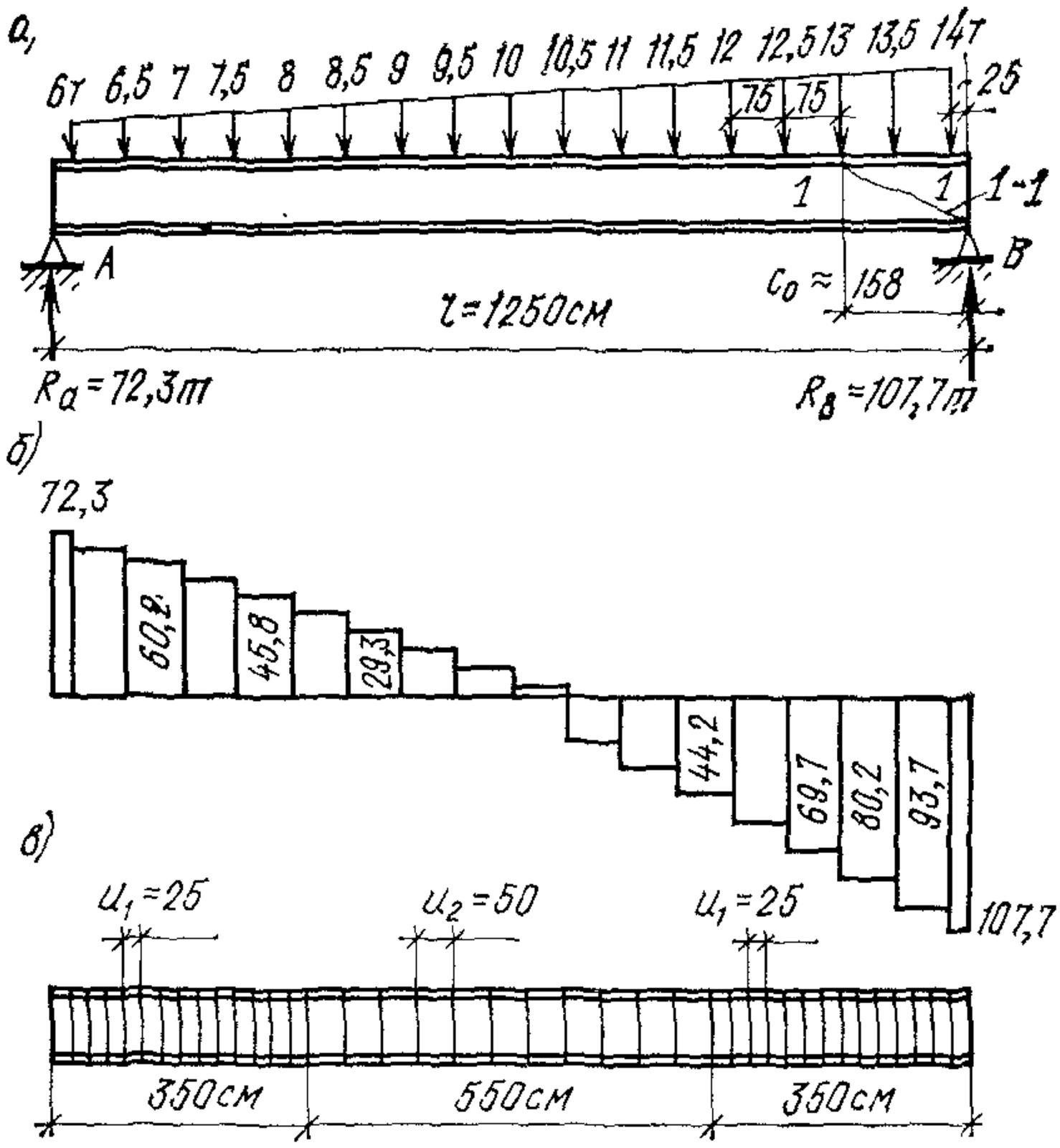


Рис. 96. К примеру 58

а — расчетная схема; *б* — эпюра Q (без учета собственного веса); *в* — схема расстановки хомутов (дополнительные хомуты на концевых участках не показаны)

$$q_x = \frac{(k_н n_c Q)^2}{8 m_б R_р b h_0^2} = \frac{(1{,}15 \cdot 1 \cdot 107\,700)^2}{8 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 127{,}5^2} = 393{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Интенсивность хомутов можно несколько уменьшить, если учесть рекомендации п. 11.45 в части определения расчетной величины силы Q [см. формулу (289)].

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по формуле (293):

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 m_б R_р b h_0^2}{q_x}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 127{,}5^2}{393{,}2}} = 157{,}5 \text{ см}.$$

Зная длину трещины, уменьшаем величину силы Q по формуле (289): $Q = Q_1 - Q_0 + W\cos\beta$, где $Q_1 = Q = 107\,700$ кгс:
$Q_0 = qc + p_i = Fc_0\gamma = 0{,}5(20 \cdot 60 + 25 \cdot 60 + 95 \cdot 25)\ 157{,}5 \cdot 0{,}0025 =$
$= 999$ кгс (учтен только собственный вес балки в пределах длины наклонного сечения, поскольку нагрузка p_i подвижная).

$Q = 107\,700 - 999 = 106\,701$ кгс.

$$q_x = \frac{(k_н n_c Q)^2}{8 m_б R_р b h_0^2} = \frac{(1{,}15 \cdot 1 \cdot 106\,701)^2}{8 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 127{,}5^2} = 386 \text{ кгс/см}^2.$$

В соответствии с п. 13.29 расстояние между поперечными стерж-

нями на приопорном участке, равном 1/4 пролета при сосредоточенных нагрузках, должно быть не более $\frac{h}{3}=46{,}7$ см и 50 см, а в пролете — не более 3/4 $h=105$ см и 50 см.

Определяем максимально допустимое расстояние между хомутами по формуле (291):

$$u_{\text{макс}}=\frac{1{,}5m_6R_{\text{р}}bh_0^2}{k_{\text{н}}n_{\text{с}}Q}=\frac{1{,}5\cdot1\cdot12\cdot25\cdot127{,}5^2}{1{,}15\cdot1\cdot107\,700}=59{,}1\text{ см}.$$

Принимаем шаг хомутов $u=25$ см.

Площадь сечения хомутов F_x, расположенных в одной нормальной к оси элемента плоскости, равна

$$F_{\text{х}}=\frac{q_{\text{х}}u}{m_{\text{а}}R_{\text{а. х}}}=\frac{385{,}4\cdot25}{1{,}1\cdot2\,150}=4{,}07\text{ см}^2.$$

Проверяем условие (296):

$$\frac{m_6R_{\text{р}}bu}{2m_{\text{а}}R_{\text{а. х}}}=\frac{1\cdot12\cdot25\cdot25}{2\cdot1{,}1\cdot2\,150}=1{,}59<F_{\text{х}},\text{ т. е.}$$

условие соблюдается.

Принимаем в поперечном сечении двухсрезный хомут диаметром 16 мм ($F_{\text{х}}=4{,}02$ см^2).

В соответствии с п. 13.31 на концевых участках балки длиной $0{,}6l_{\text{п.н}}$ устанавливаем дополнительную поперечную арматуру.

Определяем длину зоны передачи напряжений по п. 9.18.

$$l_{\text{п. н}}=\left(0{,}3\frac{\sigma_0}{R_0}+10\right)d=\left(0{,}3\frac{5\,025}{280}+10\right)2{,}8=43\text{ см}$$

и не менее $15\,d=15\cdot2{,}8=42$ см.

Принимаем $l_{\text{п.н}}=43$ см.

Длина участка, на котором следует устанавливать дополнительную поперечную арматуру, должна быть не менее $0{,}6\,l_{\text{п.н}}=0{,}6\cdot43=25{,}8$ см и 20 см.

Суммарную площадь сечения дополнительной поперечной арматуры определяем по формуле

$$F_{\text{х. д}}=\frac{0{,}2F_{\text{н}}\sigma_0}{R_{\text{а. х}}}=\frac{0{,}2\cdot73{,}9\cdot5\,023}{2\,150}=34{,}5\text{ см}^2.$$

Принимаем хомуты в сечении двухсрезные из арматуры диаметром 16 мм и определяем их количество $n=\frac{34{,}5}{2\cdot2{,}011}=8{,}6$.

Принимаем 10 дополнительных хомутов с расстоянием между ними 5 см на участке длиной 45 см.

Примем в средней части пролета расстояние между хомутами $u_2=50$ см и определим расстояние от опор, где будет находиться этот участок.

Интенсивность хомутов q_x при $u_2=50$ см и двухсрезных хомутах из арматуры диаметром 16 мм равна

$$q_{\text{х}}=\frac{m_{\text{а}}R_{\text{а. х}}F_{\text{х}}}{u}=\frac{1{,}1\cdot2\,150\cdot4{,}02}{50}=190\text{ кгс/см}^2.$$

Предельная поперечная сила, всспринимаемая бетоном и хомутами в невыгоднейшем наклонном сечении, равна

$$Q_{х.б} = \sqrt{8m_б R_р b h_0^2 q_х} = \sqrt{8 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 127{,}5^2 \cdot 190} = 86\,098 \text{ кгс}.$$

Длина проекции наклонного сечения равна

$$c_0 = \sqrt{\frac{2m_б R_р b h_0^2}{q_х}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 127{,}5^2}{190}} = 226 \text{ см}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном и хомутами, с $u_2 = 50$ см расположена на расстоянии 100 см от опоры ($Q = 80{,}2$ тс, рис. 96, *в*).

Расстояние от опоры, на котором шаг хомутов можно увеличить до 50 см, составляет $100 + 226 = 326$ см.

Окончательно принимаем поперечное армирование (см. рис. 96, *в*) из арматуры класса А-II, диаметром 16 мм на приопорных участках длиной 350 см, с шагом 25 см; в середине пролета с шагом 50 см.

Кроме того, по концам балки на участках длиной 45 см устанавливаются дополнительные хомуты с шагом 5 см.

Пример 59. *Дано.* Изгибаемый железобетонный шпунт таврового сечения $h = 65$ см, $b = 30$ см, $b_п = 150$ см, $h_п = 15$ см, $h_0 = 59{,}5$ см; бетон марки М 300, $R_{пр} = 135$ кгс/см^2, $R_р = 10$ кгс/см^2, $m_б = 1$.

Шпунт заармирован по длине двухсрезными хомутами из стали класса А-II, $R_{а.х} = 2150$ кгс/см^2, $F_х = 2{,}26$ см^2 ($2 \varnothing 12$) с шагом $u = 25$ см, $m_а = 1{,}1$.

Максимальная поперечная расчетная сила от внешней нагрузки, действующая в наклонном сечении у опоры, $Q = 27{,}5$ тс.

Сооружение III класса — $k_н = 1{,}15$; сочетание нагрузок основное — $n_с = 1$. Требуется проверить прочность наклонного сечения по поперечной силе.

Расчет. Проверяем условие (286): $0{,}35\ m_б R_{пр} b h_0 = 0{,}35 \cdot 1 \times \times 135 \cdot 30 \cdot 59{,}5 = 84\,341$ кгс $> k_н n_с Q = 1{,}15 \cdot 1 \cdot 27\,500 = 31\,625$ кгс — условие выполняется.

Так как, $k_1 m_б R_р b h_0 = 0{,}6 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 30 \cdot 59{,}6 = 10\,710$ кгс $< k_н n_с Q = = 1{,}15 \cdot 1 \cdot 27\,500 = 31\,625$ кгс; согласно п. 11.44, поперечную арматуру подбираем из расчета по прочности.

Поскольку шпунт заармирован только хомутами, проверку прочности по поперечной силе производим по условию (109): $k_н n_с Q \leqslant Q_{х.б}$. Для этого определим усилие в хомутах на единицу длины по формуле (111):

$$q_х = \frac{m_а R_{а.х} F_х}{u} = \frac{1{,}1 \cdot 2\,150 \cdot 2{,}26}{25} = 213{,}8 \text{ кгс/см}^2;$$

$$Q_{х.б} = \sqrt{8m_б R_р b h_0^2 q_х} = \sqrt{8 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 30 \cdot 59{,}5^2 \cdot 213{,}8} = 42\,620 \text{ кгс} > > k_н n_с Q = 31\,625 \text{ кгс},$$

т. е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Проверим условие (115):

$$\frac{m_б R_р b}{2} = \frac{1 \cdot 10 \cdot 30}{2} = 150 < q_х = 213{,}8 \text{ кгс/см}^2,$$

т. е. условие удовлетворяется.

Максимально допустимый шаг хомутов, согласно формуле (291), равен

$$\frac{1{,}5m_6R_pbh_0^2}{k_Hn_cQ}=\frac{1{,}5\cdot1\cdot10\cdot30\cdot59{,}5^2}{1{,}15\cdot1\cdot27\,500}=50{,}4\text{ см}>u=25\text{ см}.$$

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА

11.53. Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту следует производить:

а) для сечений, проверяемых на прочность при действии поперечных сил;

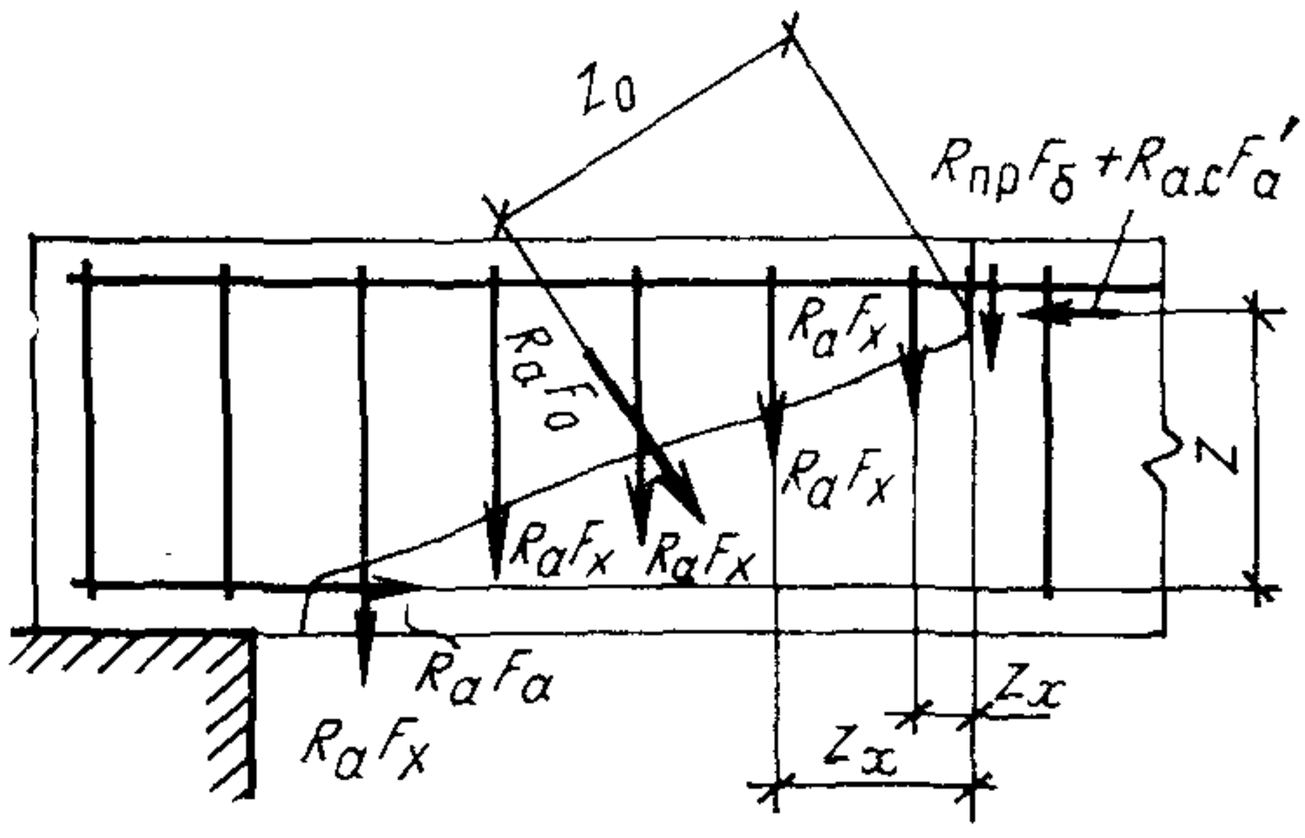


Рис. 97. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента

б) в сечениях, проходящих через точки изменения площади продольной растянутой арматуры (точки теоретического обрыва арматуры);

в) в местах резкого уменьшения ширины или высоты сечения элемента.

11.54. Расчет наклонных сечений по изгибающему моменту (рис. 97) должен производиться из условия

$$k_Hn_cM\leqslant(m_aR_aF_a+m_aR_aF_H)z+\Sigma m_aR_aF_0z_0+\Sigma m_aR_aF_xz_x, \quad (300)$$

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;

$z\,(m_aR_aF_a+m_aR_aF_H)$ — момент относительно той же оси усилий в продольной арматуре;

$\Sigma m_aR_aF_0z_0$ и $\Sigma m_aR_aF_x\,z_x$ — сумма моментов, относительно той же оси соответственно от усилий в отгибах и хомутах, *пересекающих растянутую* зону наклонного сечения;

z, z_0 и z_x — 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 п. 11.3.

Длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента определяется для элементов с постоянной высотой сечения по формуле

$$c_i = \frac{Q_1 - p_i - \Sigma R_a F_0 \sin\alpha}{q_x + q}, \qquad (301)$$

где Q_1 — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через начало наклонного сечения в растянутой зоне.

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 (с коэффициентами перегрузки по табл. 1), меньше или равен моменту трещинообразования $M_т$, определяемому по формулам (306), (309) и (310) с заменой в формулах значения $R_{p_{II}}$ на R_p.

Если наклонное сечение пересекает в растянутой зоне предварительно напряженную арматуру на длине зоны передачи напряжений (см. п. 9.18) либо ненапрягаемую арматуру без анкеров на длине зоны анкеровки (см. п. 13.16), расчетное сопротивление соответствующей арматуры принимается сниженным путем умножения его на коэффициент, равный $l_x/l_{п.н}(l_x/l_{а.н})$, где l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения; $l_{п.н}$, $l_{а.н}$ — длина соответственно зоны передачи напряжений и зоны анкеровки арматуры.

11.55. Проверку наклонных сечений по изгибающему моменту для элементов с постоянной или плавно меняющейся высотой допускается не производить в сечениях, для которых выполняются условия п. 11.54, и в одном из следующих случаев:

а) 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 напряжений (см. п. 9.18), меньше момента трещинообразования $M_т$, определенного по формулам (306), (309) и (310) с заменой $R_{p_{II}}$ на R_p;

б) в плитах, пространственно работающих конструкциях и в конструкциях на упругом основании;

в) если продольные растянутые стержни, обрываемые по длине элемента, заводятся за нормальное сечение, в котором они не требуются по расчету, на длине ω, определяемую по формуле

$$\omega = \frac{k_н n_c Q - m_a R_a F_0 \sin\alpha}{2q_{x.\omega}} + 5d, \qquad (302)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва стержня;

F_0, α — соответственно площадь сечения и угол наклона отгибов, пересекающих указанное выше сечение;

d — диаметр обрываемого стержня;

$q_{x.\omega}$ — усилие в хомутах на единицу длины элемента на рассматриваемом участке длиной ω, определяемое по формуле (128):

$$q_{x.\omega} = \frac{m_a R_a F_x}{u}.$$

Пример расчета к пп. 11.53—11.55

Пример 60. *Дано*. Железобетонный изгибаемый шпунт с размерами, приведенными на рис. 98.

Продольная арматура напрягаемая из стали класса А-IIIв, $F_н=29{,}45$ см (6⌀ 25), $F'_н=14{,}73$ см² (3⌀ 25), $R_а=4500$ кгс/см²; ненапрягаемая — из стали класса А-II, $F'_{а_1}=9{,}05$ см² (8⌀ 12) и $F_{а_2}=5{,}65$ см² (5⌀ 12), $F'_а=6{,}28$ см² (2⌀ 20), $R_а=2700$ кгс/см², $m_а=1{,}1$; усилие предварительного сбжатия $N_0=163\,613$ кгс, эксцентрицитет приложения этой силы $e_{0.н}=2{,}2$ см; поперечная

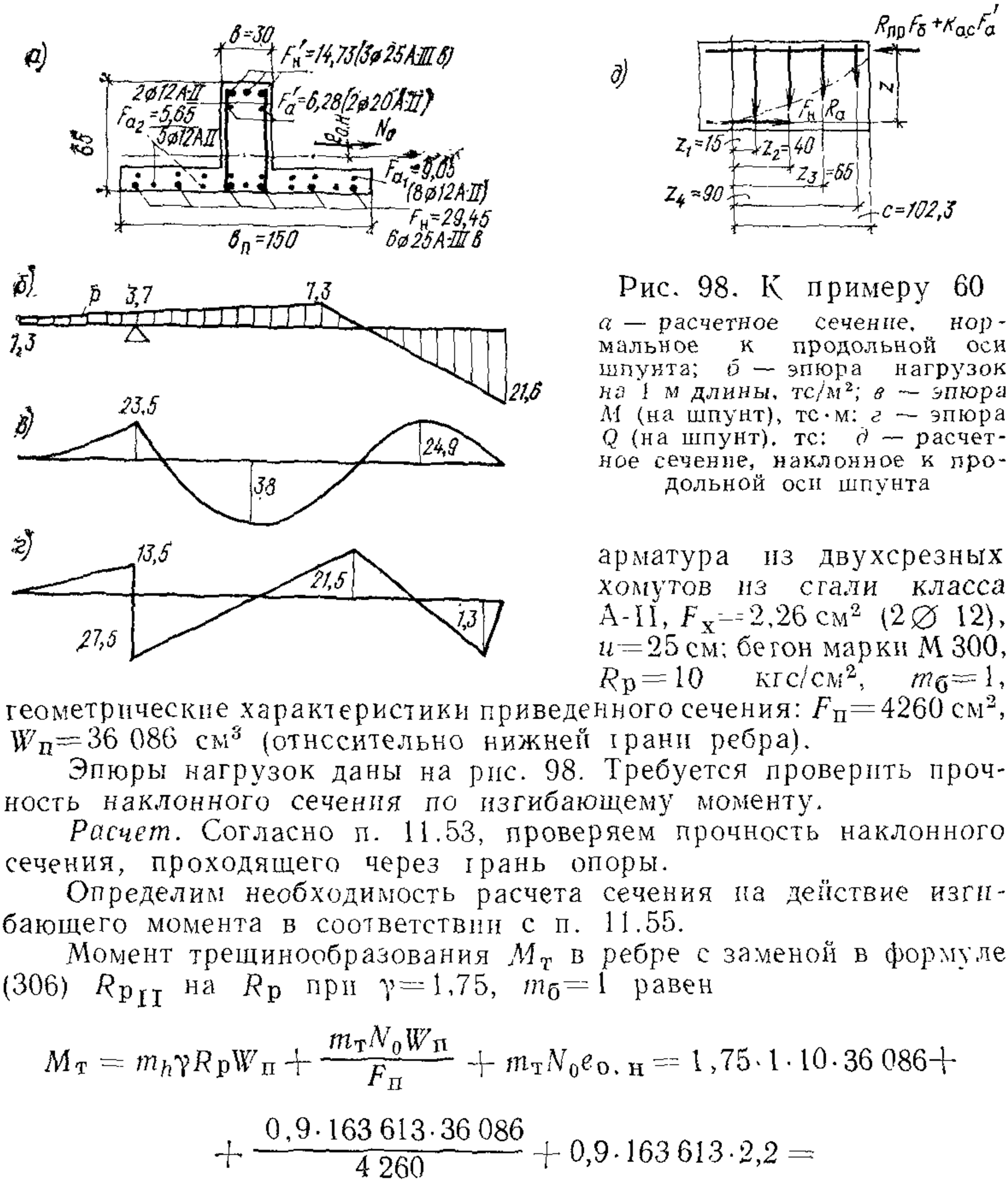


Рис. 98. К примеру 60

а — расчетное сечение, нормальное к продольной оси шпунта; *б* — эпюра нагрузок на 1 м длины, тс/м²; *в* — эпюра M (на шпунт), тс·м; *г* — эпюра Q (на шпунт), тс; *д* — расчетное сечение, наклонное к продольной оси шпунта

арматура из двухсрезных хомутов из стали класса А-II, $F_х=2{,}26$ см² (2⌀ 12), $u=25$ см; бетон марки М 300, $R_р=10$ кгс/см², $m_б=1$, геометрические характеристики приведенного сечения: $F_п=4260$ см², $W_п=36\,086$ см³ (относительно нижней грани ребра).

Эпюры нагрузок даны на рис. 98. Требуется проверить прочность наклонного сечения по изгибающему моменту.

Расчет. Согласно п. 11.53, проверяем прочность наклонного сечения, проходящего через грань опоры.

Определим необходимость расчета сечения на действие изгибающего момента в соответствии с п. 11.55.

Момент трещинообразования $M_т$ в ребре с заменой в формуле (306) $R_{р\,II}$ на $R_р$ при $\gamma=1{,}75$, $m_б=1$ равен

$$M_т = m_h \gamma R_р W_п + \frac{m_т N_0 W_п}{F_п} + m_т N_0 e_{0.н} = 1{,}75 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 36\,086 + $$

$$+ \frac{0{,}9 \cdot 163\,613 \cdot 36\,086}{4\,260} + 0{,}9 \cdot 163\,613 \cdot 2{,}2 =$$

$=2\,202\,812$ кгс·см$=22$ тс·м$<M=23{,}5$ тс·м, т. е. проверка сечения на действие изгибающего момента необходима.

Проверку осуществляем по условию (300):

$$k_н n_с M \leqslant (m_а R_а F_а + m_а R_а F_н) z + \Sigma m_а R_а F_0 z_0 + \Sigma m_а R_а F_х z_х.$$

Для определения длины проекции наклонного сечения вычислим интенсивность хомутов по формуле (111):

$$q_{\mathrm{x}} = \frac{m_{\mathrm{a}} R_{\mathrm{a.\,x}} F_{\mathrm{x}}}{u} = \frac{1{,}1 \cdot 2\,150 \cdot 2{,}26}{25} = 213{,}8 \text{ кгс·см}.$$

Длина проекции наклонного сечения

$$c = \frac{Q - p_i - \Sigma R_{\mathrm{a}} F_0 \sin\alpha}{q_{\mathrm{x}} + p} = \frac{27\,500}{213{,}8} = 128{,}6 \text{ см}.$$

При учете внешней нагрузки, приложенной к грани шпунта в пределах наклонного сечения,

$$c = \frac{Q}{q_{\mathrm{x}} + p} = \frac{27\,500}{213{,}8 + 37 \cdot 1{,}5} = 102{,}3 \text{ см}.$$

Наклоннее сечение пересекает 4 хомута с расстояниями до начала наклонного сечения $z_{\mathrm{x}_1} = 15$ см, $z_{\mathrm{x}_2} = 40$ см, $z_{\mathrm{x}_3} = 65$ см и $z_{\mathrm{x}_4} = 90$ см.

С помощью табл. 59 при $\frac{F_{\mathrm{н}} + F_{\mathrm{a}}}{bh_0} 100 = \frac{14{,}78 + 6{,}28}{150 \cdot 59{,}5} 100 = 0{,}2$ определяем $z = \varkappa h_0 = 0{,}88 \cdot 59{,}5 = 52{,}4$ см. $(m_1 R_{\mathrm{a}} F_{\mathrm{a}} + m_{\mathrm{a}} R_{\mathrm{a}} F_{\mathrm{н}}) z + \Sigma m_{\mathrm{a}} R_{\mathrm{a}} F_{\mathrm{x}} z_{\mathrm{x}} = (1{,}1 \cdot 2700 \cdot 6{,}28 + 1{,}1 \cdot 4500 \cdot 14{,}73) 52{,}4 + 1{,}1 \cdot 2700 \times 2{,}26 (15 + 40 + 65 + 90) = 62$ тс·м $> k_{\mathrm{н}} n_{\mathrm{c}} M = 1{,}15 \cdot 1 \cdot 23{,}5 = 27$ тс·м, т. е. *условие прочности выполняется.*

12. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Расчет железобетонных элементов по образованию трещин

12.1. Железобетонные элементы рассчитываются по образованию трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

12.2. Расчет железобетонных элементов по образованию трещин следует производить:

для напорных и безнапорных элементов, находящихся в зоне переменного уровня воды и подвергающихся периодическому замораживанию и оттаиванию, при невозможности устройства необходимых защитных мероприятий;

для конструкций, к которым предъявляется требование водонепроницаемости, в тех случаях, когда это требование невозможно обеспечить технологическими мероприятиями;

для элементов причальных набережных, погружаемых в грунт забивкой или вибрированием;

для лицевых элементов причальных набережных, свай и свай-оболочек для стадий изготовления, транспортирования и монтажа;

при наличии специальных требований норм проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

12.3. Расчет предварительно-напряженных центрально-обжатых элементов ($e_0=0$) при центральном растяжении должен производиться из условия

$$n_C N \leqslant N_T, \tag{303}$$

где N — определяется с коэффициентами перегрузки $n=1$;

N_T — усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемое по формуле

$$N_T = R_{p\,II} F_б + 300\,(F_н + F_a) + m_T\, N_0; \tag{304}$$

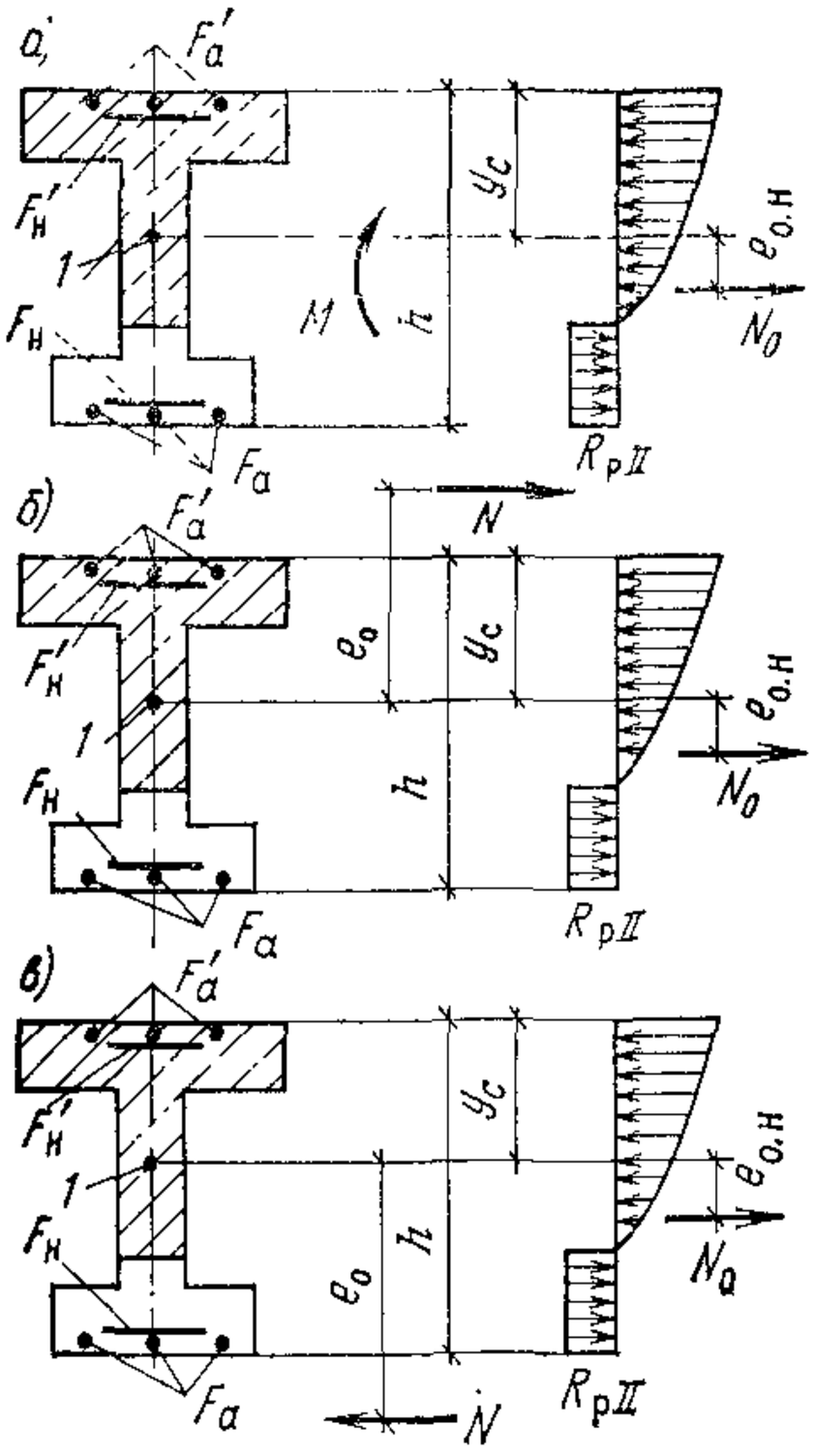


Рис. 99. Схемы усилий и эпюры напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия внешних нагрузок

а — при изгибе; *б* — при внецентренном сжатии; *в* — при внецентренном растяжении; *1* — центр тяжести приведенного сечения

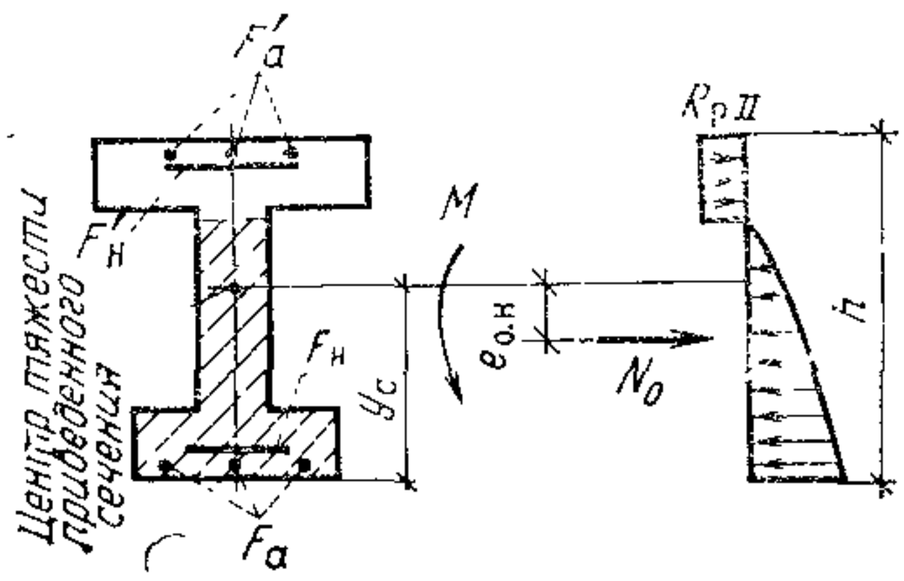


Рис. 100. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного (обжатия) *1* — центр тяжести приведенного сечения)

здесь $F_н$ и F_a — площадь соответственно всей напрягаемой и ненапрягаемой арматуры;

N_0 — определяется с учетом первых и вторых потерь по формуле (200);

m_T — коэффициент точности натяжения арматуры, принимаемый менее единицы; при механическом способе натяжения $m_T=0{,}9$.

12.4. Расчет изгибаемых элементов (рис. 99, *а*) производится из условия

$$n_C M \leqslant M_T, \tag{305}$$

где M — определяется с коэффициентами перегрузки $n=1$;

$M_{\text{т}}$ — момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемый по формуле

$$M_{\text{т}} = m_h \gamma R_{\text{р}_{\text{II}}} W_{\text{п}} + \frac{m_{\text{т}} N_0 W_{\text{п}}}{F_{\text{п}}} \pm m_{\text{т}} N_0 e_{\text{о. н}}; \qquad (306)$$

здесь m_h — коэффициент, определяемый в зависимости от высоты сечения по табл. 18;

γ — коэффициент, учитывающий влияние пластических деформаций бетона в зависимости от формы и соотношения размеров сечения, принимаемый по прил. 4;

$W_{\text{п}}$ — момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого материала по формуле

$$W_{\text{п}} = \frac{I_{\text{п}}}{h - y_{\text{с}}}, \qquad (307)$$

где $y_{\text{с}}$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до сжатой грани;

$m_{\text{т}}$ и N_0 — определяются в соответствии с п. 12.3.

12.5. Расчет внецентренно-сжатых элементов (рис. 99, *б*) производится из условий:

$$n_{\text{с}} N e_0 \leqslant M_{\text{т}}; \qquad (308)$$

$$M_{\text{т}} = m_h \gamma R_{\text{р}_{\text{II}}} W_{\text{п}} + \frac{(n_{\text{с}} N + m_{\text{т}} N_0) W_{\text{п}}}{F_{\text{п}}} \pm m_{\text{т}} N_0 e_{\text{о. п}}. \qquad (309)$$

12.6. Расчет внецентренно-растянутых элементов (рис. 99, *в*) производится из условия (308), при этом $M_{\text{т}}$ определяется по формуле

$$M_{\text{т}} = m_h \gamma R_{\text{р}_{\text{II}}} W_{\text{п}} - \frac{(n_{\text{с}} N - m_{\text{т}} N_0) W_{\text{п}} m_h \gamma}{F_{\text{п}}} \pm m_{\text{т}} N_0 e_{\text{о. н}}. \qquad (310)$$

12.7. В формулах (306), (309) и (310) знак «плюс» принимается, когда усилие N_0 сжимает растянутую зону, знак «минус» — когда оно растягивает эту зону. Если вычисленная по этим формулам величина $M_{\text{т}}$ имеет отрицательное значение, это означает, что трещина образована до приложения внешней нагрузки.

12.8. При расчете по образованию начальных трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (рис. 100), на стадии изготовления должно соблюдаться условие

$$m_{\text{т}} N_0 e_{\text{о. н}} - \frac{m_{\text{т}} N_0 W_{\text{п}}}{F_{\text{п}}} \pm M \leqslant m_h \gamma R^0_{\text{р}_{\text{II}}} W_{\text{п}}, \qquad (311)$$

где $m_{\text{т}}$ — принимается больше единицы; при механическом способе натяжения арматуры $m_{\text{т}} = 1{,}1$;

N_0 — определяется с учетом потерь по поз. 1—5 табл. 50;

M — момент внешних сил, действующих на элемент в рассматриваемой стадии (например, от собственного веса). Знак «плюс» принимается, когда направления этого момента и момента усилия совпадают, знак «минус» — когда направления противоположны;

$R^0_{p_{II}}$ — значение $R_{p_{II}}$ при марке бетона, равной передаточной прочности R_0.

12.9. При расчете по сбразованию трещин на участках элементов с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 12.8) величину $M_т$ для зоны, растянутой от действия внешней нагрузки, определенную по формулам (306), (309) и (310), необходимо снижать путем умножения на коэффициент, равный $(1-\theta)$.

Значение θ определяется по формуле

$$\theta = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{c_т}\right)(1-m), \tag{312}$$

причем при отрицательных значениях коэффициент θ принимается равным нулю.

В формуле (312)

$$c_т = \frac{h - y_c}{y_c} \cdot \frac{F_н + F_a}{F_н + F_a + F'_н + F'_a}, \tag{313}$$

но не более 1,4;

здесь y_c — определяется в соответствии с п. 12.4;

m — определяется для зоны с начальными трещинами по формуле

$$m = \frac{m_h \gamma R^0_{p_{II}} W_п}{N_0\left(e_{о.н} - \frac{W_п}{F_п}\right) \pm M} \tag{314}$$

и принимается не менее 0,45.

В формуле (314) обозначения и правила знаков те же, что и в формуле (311).

Примеры расчета к пп. 12.3—12.9

Пример 61. *Дано.* Изгибаемый железобетонный элемент таврового сечения с размерами и арматурой по примеру 51 (см. рис. 84), $F_н = 22{,}8$ см^2 (6 ∅ 22), $F'_н = 12{,}32$ см^2 (2 ∅ 28); бетон марки М 400, $R_{pII} = 18$ кгс/см^2; геометрические характеристики приведенного сечения: $F_п = 3878{,}3$ см^2, $y_ц = 19$ см, момент сопротивления приведенного сечения для крайнего волокна полки элемента $W_п = 61\,995$ см^3; усилие предварительного обжатия $N_0 = 144\,552$ кгс, эксцентрицитет приложения этой силы относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{о.н} = 3{,}2$ см, расположен от центральной оси сечения в сторону арматуры $F'_н$; изгибающий момент, определенный с коэффициентами перегрузки $n = 1$, растягивающий нижнюю грань полки, $M = 35$ тс·м; сочетание нагрузок основное $n_c = 1$.

Требуется проверить сечение по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Расчет. Расчет производим согласно п. 12.4.

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, определяем по формуле (306) при коэффициенте точности напряжения $m_т = 0{,}9$:

$$M_т = m_h \gamma R_{p_{II}} W_п + \frac{m_т N_0 W_п}{F_п} - m_т N_0 e_{о.н} =$$

$$= 1 \cdot 1{,}75 \cdot 18 \cdot 61\,995 + \frac{0{,}9 \cdot 144\,552 \cdot 61\,995}{3\,878{,}3} - 0{,}9 \cdot 144\,552 \cdot 3{,}2 =$$

$$= 3\,616\,143 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 36{,}2 \text{ тс} \cdot \text{м} > n_c M = 1 \cdot 35 = 35 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

т. е. трещиностойкость сечения обеспечена.

В формуле (306) принято $m_h = 1$ (по табл. 18); $\gamma = 1{,}75$ при $\frac{b_п}{b} = \frac{150}{30} = 5 > 2$ и $\frac{h_п}{h} = \frac{15}{60} = 0{,}25 > 0{,}2$ (по прил. 4).

Пример 62. *Дано.* Внецентренно-сжатый элемент прямоугольного сечения 25×50 см; бетон марки М 400, $R_{р\,II} = 18$ кгс/см², предварительно напряженная симметричная арматура класса А-IV, площадью сечения $F_н = F'_н = 24{,}63$ см² (4⌀28), $a_н = a'_н = 5{,}5$ см; геометрические характеристики приведенного сечения: площадь сечения $F_п = 1580$ см², момент сопротивления крайнего растянутого волокна $W_п = 6495$ см³; *усилие предварительного обжатия* с учетом всех потерь $N_0 = 40$ тс, эксцентрицитет приложения этой силы $e_{0.н} = 0$; в сечении действуют продольная сила $N = 50$ тс и изгибающий момент 3 тс·м, определенные с коэффициентом перегрузки $n = 1$; сочетание нагрузок основное — $n_c = 1$.

Требуется проверить сечение по образованию трещин.

Расчет. Эксцентрицитет внешней продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{300\,000}{50\,000} = 6 \text{ см}.$$

По формуле (309) определяем момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, при $m_h = 1$ и $\gamma = 1{,}75$:

$$M_т = m_h R_{р\,II} W_п + \frac{(n_c N + m_1 N_0) W_п}{F_п} =$$

$$= 1 \cdot 1{,}75 \cdot 18 \cdot 6\,495 + \frac{(1 \cdot 50\,000 + 0{,}9 \cdot 40\,000)\, 6\,495}{1\,580} =$$

$$= 558\,118 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 5{,}6 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Проверяем условие трещинообразования (308):
$n_c N e_0 = 1 \cdot 50\,000 \cdot 6 = 300\,000$ кгс·см $= 3$ тс·м $< M_т = 5{,}6$ тс·м, т. е. трещиностойкость сечения обеспечена.

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

12.10. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условий:

при
$$\sigma_{г.\,с} \leqslant m_1 R_{п\,р\,II}$$
$$\sigma_{г.\,р} \leqslant R_{р\,II}; \qquad (315)$$

при $\sigma_{г.\,с} > m_1 R_{п\,р\,II}$

$$\sigma_{г.\,р} \leqslant m_2 R_{р\,II} \left(1 - \frac{n_c \sigma_{г.\,с}}{R_{п\,р\,II}}\right), \qquad (316)$$

где m_1 и m_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 58.

Таблица 58

Марка бетона	Коэффициенты для расчета по сбразованию 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

Величины главных растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне $\sigma_{г.р}$ и $\sigma_{г.с}$ определяются по формуле

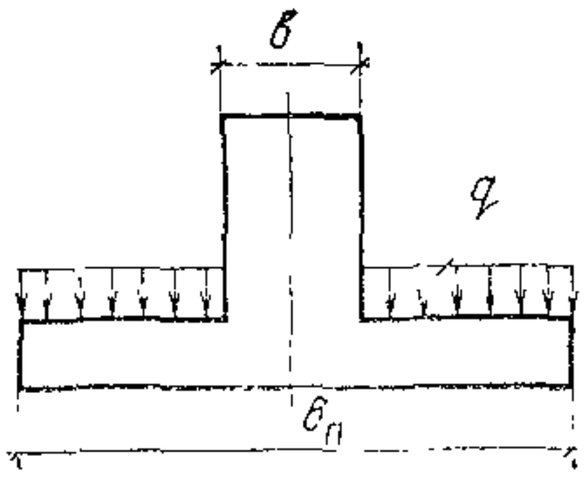
$$\sigma_{\substack{г.р\\г.с}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \qquad (317)$$

где σ_x — нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия N_0;

σ_y — нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределительной нагрузки (например, нагрузки, приложенной с внутренней стороны элемента таврового сечения, рис. 101);

τ_{xy} — касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки.

Рис. 101. Схема нагрузки в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента



Напряжения σ_x и σ_y подставляются в формулу (317) со знаком «плюс», если они растягивающие, и со знаком «минус» — если сжимающие. Напряжения $\sigma_{г.с}$ в условиях (315) и (316) принимаются по абсолютной величине.

Проверка условий (315) и (316) производится в центре тяжести приведенного сечения и в местах резкого изменения ширины сечения. По длине элемента проверяются сечения с максимальными ординатами перерезывающих сил и в местах уменьшения ширины или высоты 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. 9.18) путем умножения его на коэффициент, равный $l_x/l_{п.н}$.

12.11. Нормальное напряжение σ_x определяется по формуле

$$\sigma_x = \pm \sigma_{б.н} \pm \frac{n_c N}{F_ц} \pm \frac{n_c M y}{I_ц}, \qquad (318)$$

где $\sigma_{б.н}$ — определяется в соответствии с п. 9.20 с учетом первых и вторых потерь, при этом коэффициент точности натяжения арматуры $m_т$ принимается меньше единицы для предварительно обжатых граней сечения и больше единицы для предварительно растянутых граней (при механическом способе натяжения соответственно принимается $m_т=0,9$ и $m_т=1,1$);

N и M — расчетные усилия от внешней нагрузки при коэффициентах перегрузки $n=1$;

y — расстояние от центра тяжести сечения до уровня, на котором определяются главные напряжения.

В формуле (318) знак «плюс» соответствует растягивающим, знак «минус» — сжимающим напряжениям.

Примечание. На уровне центра тяжести сечения $y=0$ и

$$\sigma_x = \pm \sigma_{б.н} \pm \frac{n_c N}{F_п}. \quad (319)$$

12.12. Нормальное напряжение σ_y определяется (см. рис. 101) по формуле

$$\sigma_y = n_c q \frac{b_п - b}{b}. \quad (320)$$

12.13. Значение τ_{xy} для любой формы сечения определяется по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{QS_п}{I_п b}, \quad (321)$$

где $S_п$ — статический момент части приведенного сечения, лежащей выше или ниже уровня, на котором определяются главные напряжения, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

b — ширина элемента на рассматриваемом уровне;

Q — поперечная сила от внешней нагрузки в рассматриваемом сечении.

12.14. Для изгибаемых элементов расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси, может не производиться, если соблюдается условие

$$n_c Q \leqslant k_1 R_{Fп} b h_0 \quad (322)$$

где k_1 — коэффициент, принимаемый равным: для линейных элементов (балок, шпунтов и т. п.) 0,6; для сплошных плоских плит — 0,75.

Пример расчета к пп. 12.10—12.14

Пример 63. *Дано* Железобетонная балка двутаврового сечения с размерами и арматурой по примеру 52.

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь $N_0=363\,400$ кгс, эксцентрицитет приложения этой силы относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{о.н}=19,2$ см и направлен в сторону арматуры $F_н$; геометрические характеристики: площадь приведенного сечения $F_п=5\,760$ см^2, момент инерции приведенного сечения $I_п=13\,502\,419$ см^4, расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани $y_ц=65,75$ см; максимальная перерезывающая сила, определенная с коэффициентами перег-

рузки $n=1$, действующая в опорном сечении, $Q=90$ тс; момент от внешней нагрузки в этом сечении $M=0$.

Требуется проверить опорное сечение по образованию трещин, наклонных к продольной оси балки.

Расчет. Определим необходимость расчета по образованию наклонных трещин в соответствии с п. 12.14.

$k_1 R_{p_{II}} b h_0 = 0{,}6 \cdot 18 \cdot 25 \cdot 127{,}5 = 34{,}4$тс$< n_c Q = 1 \cdot 90 = 90$ тс, т. е. расчет по образованию наклонных трещин необходим.

Проверку сечения производим по центру тяжести и на уровне примыкания верхней полки к ребру.

1. На уровне центра тяжести приведенного сечения $y=0$.

Определим величины напряжений от обжатия бетона в соответствии с п. 9.20:

$$\sigma_{б.\,н} = \sigma'_{б.\,н} = \frac{m_т N_0}{F_п} = \frac{0{,}9 \cdot 363\,400}{4\,760} = 56{,}8 \text{ кгс/см}^2$$

По формуле (318) определим нормальные напряжения:

$$\sigma_x = \sigma_{б.н} = 56{,}8 \text{ кгс/см}^2; \quad \sigma_y = 0.$$

Касательные напряжения определим по формуле (321):

$$\tau_{xy} = \frac{Q S_п}{I_п b} = \frac{90\,000 \cdot 126\,880}{13\,502\,419 \cdot 25} = 33{,}8 \text{ кгс/см}^2,$$

где статический момент нижней части приведенного сечения относительно центральной оси равен

$S_п = 25 \cdot 60 \cdot 53{,}25 + 40{,}76 \cdot 25 \cdot 20{,}375 + 6{,}67 \cdot 73{,}9 \cdot 53{,}25 = 126\,880$ см^3.

По формуле (317) определим главные растягивающие и сжимающие напряжения в бетоне:

$$\sigma_{\substack{г.\,р \\ г.\,с}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} =$$

$$= -\frac{56{,}8}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-56{,}8}{2}\right)^2 + 33{,}8^2} = -28{,}4 \pm 44{,}1;$$

$$\sigma_{г.\,р} = 15{,}7 \text{ кгс/см}^2; \quad \sigma_{г.\,с} = 72{,}5 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверку на образование трещин, наклонных к продольной оси элемента, производим из условия (315). Так как

$$m_1 R_{пр_{II}} = 0{,}6 \cdot 225 = 112{,}5 > \sigma_{г.\,с} = 72{,}5 \text{ кгс/см}^2,$$

$$\sigma_{г.\,р} = 15{,}7 \text{ кгс/см}^2 < R_{p_{II}} = 18 \text{ кгс/см}^2,$$

условие прочности соблюдается.

2. На уровне сопряжения верхней полки с ребром $y=54{,}25$ см.

$$\sigma'_{б.\,н} = \frac{m_1 N_0}{F_п} - \frac{m_т N_0 e_{о.\,н} y}{I_п} = 56{,}75 -$$

$$- \frac{0{,}9 \cdot 363\,400 \cdot 19{,}2}{13\,502\,419} 54{,}25 = 31{,}5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_x = \sigma'_{б.\,н} = 31{,}5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_y = 0;$$

$$\tau_{xy} = \frac{QS_{\text{п}}}{I_{\text{п}}b} = \frac{90\,000 \cdot 90\,102}{13\,502\,419 \cdot 25} = 24 \text{ кгс/см}^2;$$

$$S_{\text{п}} = 20 \cdot 60 \cdot 64{,}25 + 6{,}67 \cdot 24{,}13 \cdot 68{,}75 + 6{,}67 \cdot 4{,}52 \cdot 64{,}25 =$$
$$= 90\,102{,}1 \text{ см}^2.$$

$$\sigma_{\substack{\text{г. р} \\ \text{г. с}}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} =$$

$$= -\frac{31{,}5}{2} \pm \sqrt{\left(-\frac{31{,}5}{2}\right)^2 + 24^2} = -15{,}75 \pm 28{,}7;$$

$$\sigma_{\text{г. р}} = 13 \text{ кгс/см}^2; \quad \sigma_{\text{г. с}} = 44{,}5 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как

$$m_1 R_{\text{пр II}} = 0{,}5 \cdot 225 = 112{,}5 > \sigma_{\text{г. с}} = 44{,}5 \text{ кгс/см}^2,$$

$$\sigma_{\text{г. р}} = 13 < R_{\text{р II}} = 18 \text{ кгс/см}^2$$

— условие прочности соблюдается.

В сечении на опоре трещины, наклонные к продольной оси балки, не образуются.

Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин

12.15. Элементы железобетонных конструкций, к которым не предъявляются требования трещиностойкости, рассчитываются по раскрытию трещин с целью обеспечения требуемой надежности и долговечности сооружения.

Ограничение ширины раскрытия трещин назначается из условия предотвращения опасной коррозии арматуры и бетона при воздействии воды-среды и климатических факторов для обеспечения сцепления арматуры с бетоном, а также для уменьшения фильтрации воды в растянутых элементах.

Определяемая расчетом ширина раскрытия трещин при отсутствии специальных защитных мероприятий должна быть не более величин, приведенных в табл. 34.

12.16. Для гидротехнических сооружений, подверженных воздействию морской и других сильно минерализованных вод, допускаемую ширину раскрытия трещин следует принимать с учетом указаний главы СНиП по защите строительных конструкций от коррозии, но не более величин, указанных в табл. 34.

Допускаемая ширина раскрытия трещин в железобетонных элементах при использовании защитных мероприятий устанавливается на основании специальных исследований, а также нормами проектирования отдельных видов гидротехнических сооружений.

12.17. Железобетонные элементы рассчитываются по раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента.

Проверка ширины раскрытия трещин не требуется, если выполняется условие (303) для центрально-растянутых элементов и условия (305) и (308) для изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

12.18. Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, $a_т$, мм, следует определять по формуле (169):

$$a_т = kc_д\eta \frac{\sigma_а - \sigma_{нач}}{E_а} 7\,(4 - 100\mu)\sqrt{d},$$

где k, $c_д$, η, $\sigma_{нач}$ — принимаются в соответствии с п. 4.5;

$\sigma_а$ — приращение напряжений в растянутой арматуре A от действия внешней нагрузки, определяемое согласно п. 12.19;

μ — коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры A к площади сечения бетона (при рабочей высоте без учета сжатых свесов полок), но не более 0,02.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений

$$\mu = \frac{F_н + F_а}{bh_0 + (b_п - b)(h_п - a)}. \qquad (323)$$

Если во внецентренно-растянутых элементах сила расположена между центрами тяжести арматуры A и A', при определении μ рабочая высота h_0 принимается от точки приложения силы N до менее растянутой грани. Для центрально-растянутых элементов

$$\mu = \frac{F_н + F_а}{bh}; \qquad (324)$$

здесь $F_н + F_а$ — площадь сечения всей продольной арматуры;

d — диаметр растянутой арматуры, мм: при различных диаметрах стержней значение d принимается равным

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + \ldots + n_к d_к^2}{n_1 d_1 + \ldots + n_к d_к}; \qquad (325)$$

$d_1,\ldots,d_к$ — диаметры стержней растянутой арматуры;

$n_1,\ldots,n_к$ — число стержней с диаметром соответственно $d_1,\ldots,d_к$.

12.19. Приращение напряжений в растянутой арматуре для стадии эксплуатации изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов 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, по формулам:

а) для изгибаемых элементов (рис. 102,*а*)

$$\sigma_а = \frac{n_с M - N_0 (z - e_{а.н})}{(F_н + F_а)\, z}; \qquad (326)$$

б) для внецентренно-сжатых элементов (рис. 102, *б*)

$$\sigma_а = \frac{n_с N (e_а - z) - N_0 (z - e_{а.н})}{(F_н + F_а)\, z}; \qquad (327)$$

в) для внецентренно-растянутых элементов (рис. 102, *в*) при

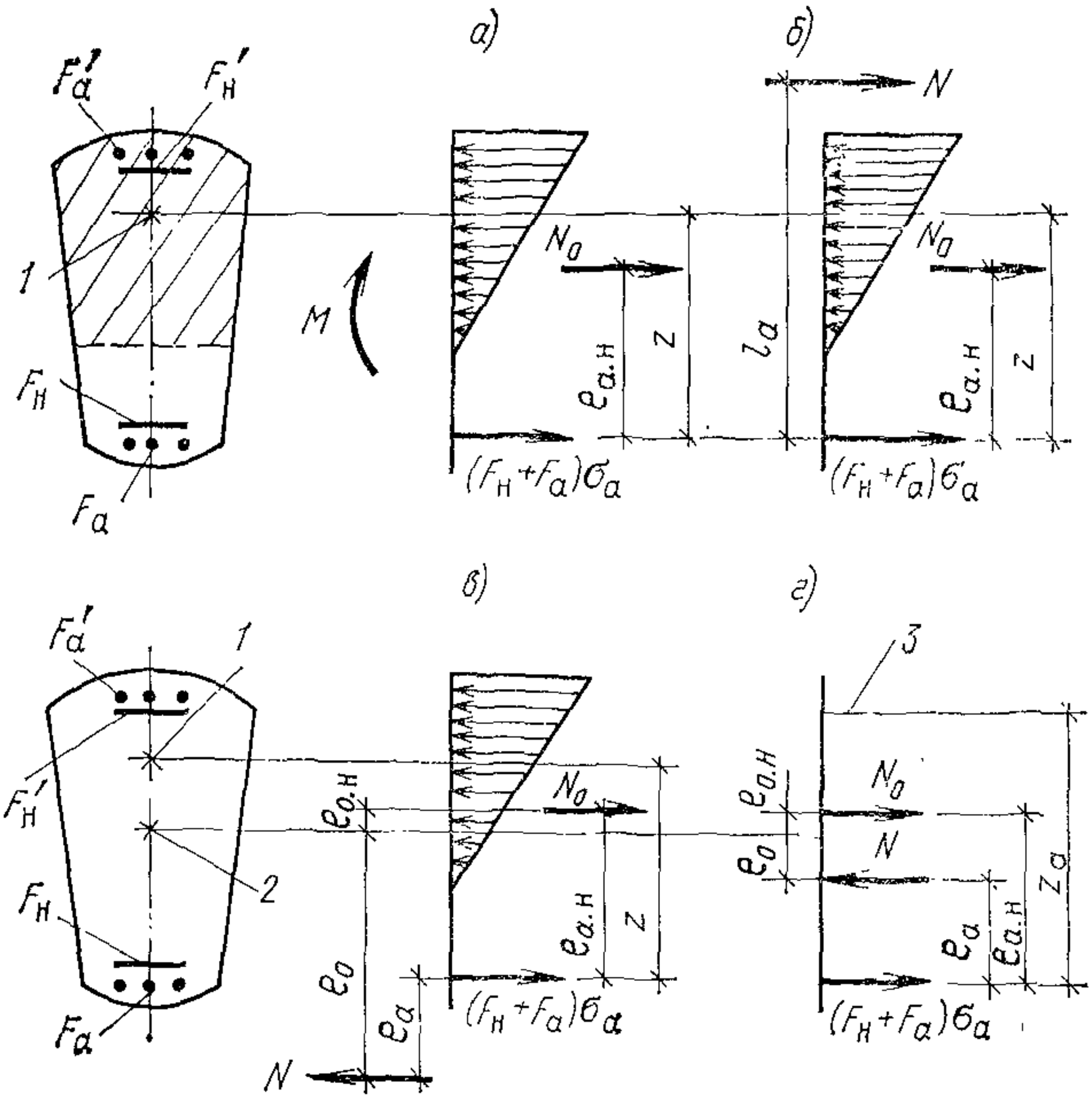


Рис. 102. Схемы усилий в поперечном сечении элемента при расчете его по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия внешних нагрузок

а — при изгибе; *б* — при внецентренном сжатии; *в* — при внецентренном растяжении при $e_{0.c} \geqslant 0{,}8h_0$; *г* — при внецентренном растяжении при $e_{0.c} < 0{,}8h_0$; *1* — центр тяжести сжатой зоны бетона; *2* — центр тяжести приведенного сечения; *3* — линия центра тяжести арматуры

$$e_{0.\,c} = \frac{n_c N e_0 - N_0 e_{0.\,н}}{N - N_0} \geqslant 0{,}8h_0 \qquad (328)$$

$$\sigma_a = \frac{n_c N (z \pm e_a) - N_0 (z - e_{a.\,н})}{(F_н + F_a) z}; \qquad (329)$$

г) для внецентренно-растянутых элементов (рис. 102, *г*) при

$$e_{0.\,c} < 0{,}8h_0$$

$$\sigma_a = \frac{n_c N (z_a \pm e_a) - N_0 (z_a - e_{a.\,н})}{(F_н + F_a) z_a}, \qquad (330)$$

где z — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры A до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое по стадии упругой работы без учета растянутой зоны бетона. Величину z допускается принимать равной: для прямоугольных, тавровых, двутавровых и коробчатых сечений с одиночной и двойной арматурой $z = \varkappa h_0$ (где $\varkappa$ — коэффициент, принимаемый по табл. 59); для круглых

Таблица 59

$\frac{F_н + F_а}{bh_0} 100$	0,5	1	1,5	2 и более
$\varkappa$	0,85	0,8	0,75	0,7

и кольцевых сечений $z=1{,}6\ (r_2-a)$ (где r_2 — внешний радиус кольца или радиус круга). Величину z допускается также принимать по результатам расчета сечения на прочность (с прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне сжатой зоны);

N_0 — определяется с учетом всех потерь;

$z_а$ — расстояние между центрами тяжести арматуры A и A'.

В формулах (329) и (330) знак «минус» принимается при расположении растягивающей силы между центрами тяжести арматуры A и A', знак «плюс» — при расположении силы N вне расстояния между арматурами A и A'.

На участках элементов, имеющих начальные трещины в сжатой зоне (см. п. 12.8), величину усилия предварительного обжатия N_0 рекомендуется снижать путем умножения на коэффициент, равный $(1-\theta)$, где θ — определяется в соответствии с п. 12.9.

12.20. Приращение напряжений в растянутой арматуре для стадии эксплуатации в центрально-растянутых элементах определяется по формуле

$$\sigma_а = \frac{n_c N - N_0}{F_н + F_а}, \qquad (331)$$

где $F_н + F_а$ — площадь сечения всей продольной арматуры.

12.21. Ширина раскрытия начальных трещин в зоне сечения растянутой от действия усилия предварительного обжатия в стадии изготовления, транспортирования и монтажа, определяется по формуле (169), принимая величины μ и d для арматуры, расположенной в указанной зоне (рис. 103). При этом напряжение в данной арматуре или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений $\sigma_а$ определяется по формуле

$$\sigma_а = \frac{N_0 (e_{а.н} - z) \pm M}{(F_н + F_а) z}, \qquad (332)$$

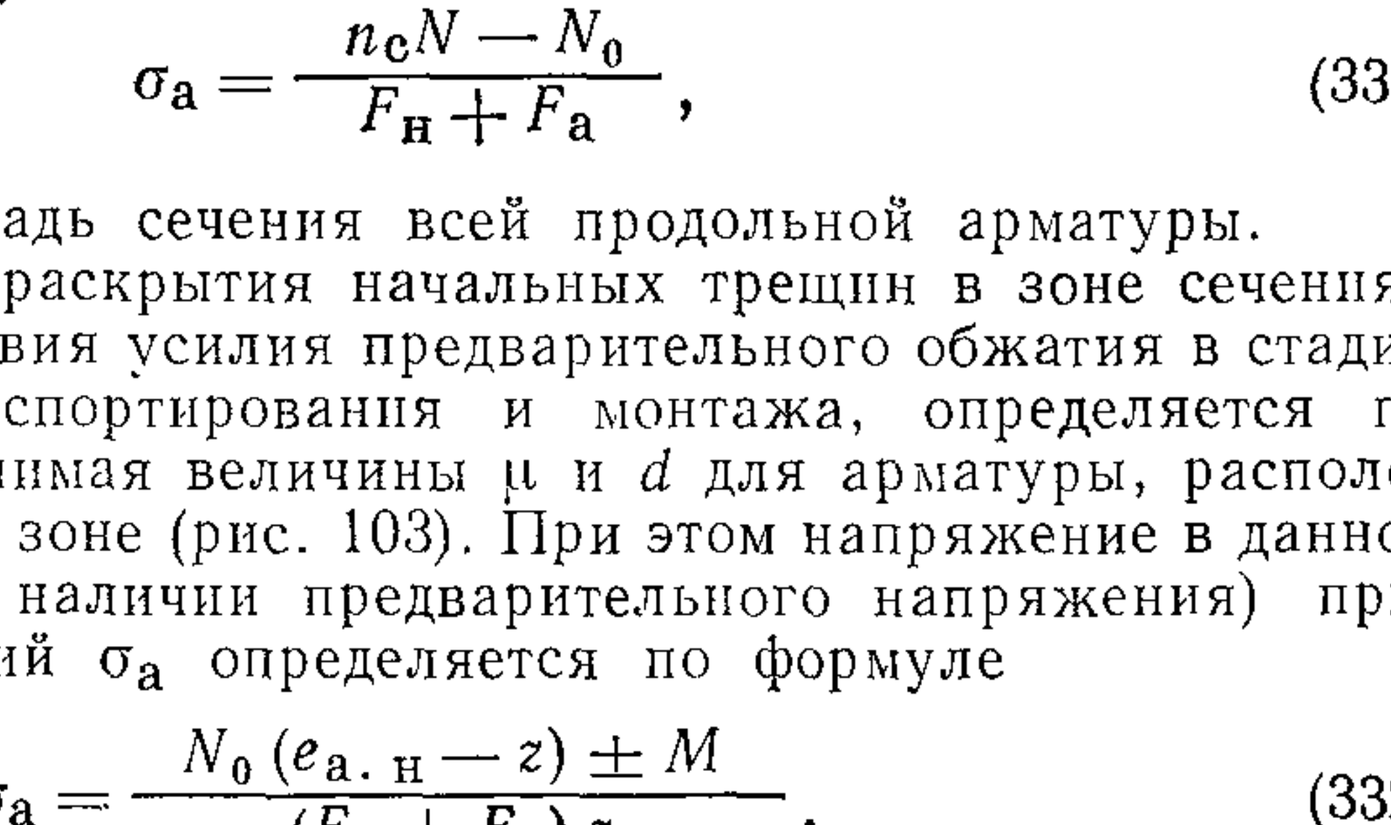


Рис. 103. Схема усилий в поперечном сечении элемента при расчете его по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия

где M — момент от нагрузок, действующих на элемент в рассматриваемой стадии; в формуле (332) за положительный принимается момент, растягивающий грань элемента, для которой производится проверка ширины раскрытия трещин (рис. 103);

z — определяется в соответствии с п. 12.19;

N_0 — принимается с учетом первых потерь (см. табл. 50).

В рассматриваемой стадии усилие N_0 и момент M принимаются как действующие кратковременно.

12.22. *Глубина начальных трещин определяется по формуле*

$$h_т = h - 0{,}5\,(1{,}2 + m)h_0, \qquad (333)$$

но должна быть не более $0{,}5h$.

Величина m определяется по формуле (314).

Примеры расчета к пп. 12.18— 12.22

Пример 64. *Дано.* Железобетонная балка таврового сечения (рис. 104) $h=45$ см, $b=30$ см, $b_п=60$ см, $h_п=15$ см, $a_н=a_а=5$ см, $a'_н=5$ см, $a'_а=10$ см, $h_0=40$ см; расчетные усилия: продольная сила и изгибающий момент от постоянных и длительных нагрузок, определенные с коэффициентами перегрузки $n=1$, $N=8\,000$ кгс, $M=1\,400\,000$ кгс·см; бетон марки М 400, $E_б=300\,000$ кгс/см²; арматура: напрягаемая класса А-IIIв, $R_{а\,II}=5\,500$ кгс/см², $E_а=2\,000\,000$ кгс/см², $F_н=8{,}04$ см²(4⌀ 16), $F'_н=9{,}82$ см² (2⌀ 25), ненапрягаемая класса А-II, $F_а=2{,}26$ см² (2⌀ 12), $F'_а=2{,}26$ см² (2⌀ 12), $E_а=2\,100\,000$ кгс/см²; начальное растягивающее напряжение в арматуре $\sigma_{нач}=0$.

Длина балки $l=12$ м. Натяжение стержней производится одновременно, усилия от натяжения передаются на стальные опорные балки, расположенные внутри камеры пропаривания.

В период эксплуатации балка находится в зоне переменного уровня воды и подвержена периодическому замораживанию и оттаиванию при числе циклов в год более 50.

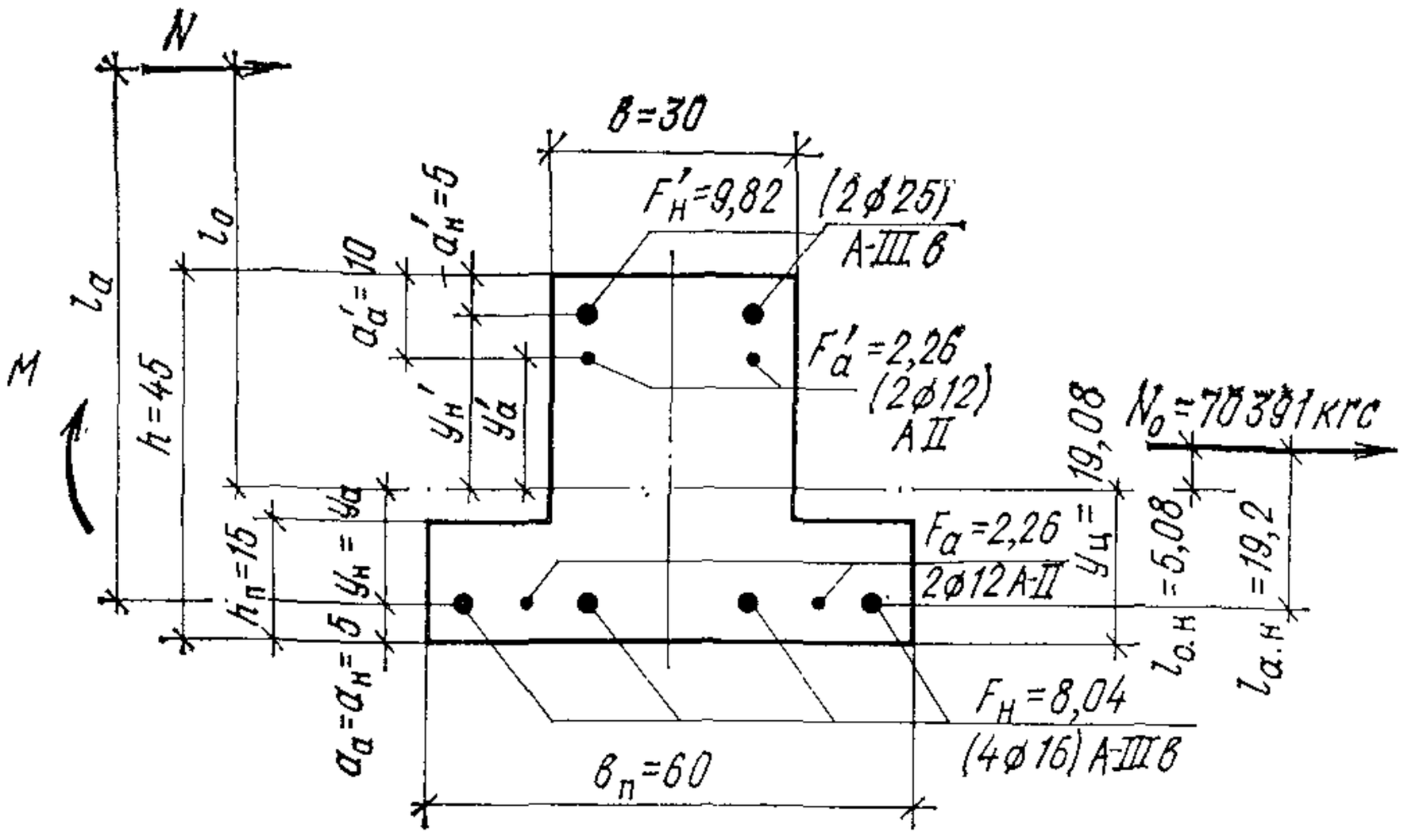


Рис. 104. К примеру 64

Сочетание нагрузок основное — $n_c=1$, сооружение III класса.

Требуется рассчитать балку по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси.

Расчет. По формулам п. 9.21 определяем геометрические характеристики приведенного сечения:

$$n_1=\frac{2\,000\,000}{300\,000}=6{,}67;\quad n_2=\frac{2\,100\,000}{300\,000}=7;$$

$$F_{\text{п}}=15\cdot 60+30\cdot 30+6{,}67(9{,}82+8{,}04)+7(2{,}26+2{,}26)=1951 \text{ см}^2,$$

$$S_{\text{п}}=15\cdot 60\cdot 7{,}5+30\cdot 30(45-15)+6{,}67\cdot 9{,}82(45-5)+6{,}67\cdot 8{,}04\cdot 5+$$
$$+7\cdot 2{,}26(45-10)+7\cdot 2{,}26\cdot 5=37\,271 \text{ см}^3;$$

$$y_{\text{ц}}=\frac{S_{\text{п}}}{F_{\text{п}}}=\frac{37\,271}{1\,951}=19{,}1 \text{ см};$$

$$I_{\text{п}}=\frac{60\cdot 15^3}{12}+60\cdot 15\,(19{,}1-7{,}5)^2+\frac{30\cdot 30^3}{12}+30\cdot 30\,(45-$$
$$-19{,}1-15)^2+9{,}82\cdot 6{,}67\,(45-19{,}1-5)^2+7\cdot 2{,}26\,(45-$$
$$-19{,}1-10)^2+8{,}04\cdot 6{,}67\,(19{,}1-5)^2+7\cdot 2{,}26\,(19{,}1-5)^2=$$
$$=358\,825 \text{ см}^4.$$

В соответствии с п. 9.14 определяем потери на стадии эксплуатации.

а) Первые потери:

1. От релаксации для стали класса A-IIIв $\sigma_{\text{п}_1}=0$;

2. От температурного перепада и от деформации форм при принятой технологии изготовления балок $\sigma_{\text{п}_2}=0$, $\sigma_{\text{п}_4}=0$;

3. От обжатия шайб натяжных устройств

$$\sigma_{\text{п}_3}=\frac{\lambda}{l}E_{\text{а}}=\frac{2\cdot 2\,000\,000}{12\,000}=333 \text{ кгс/см}^2.$$

4. От быстронатекающей ползучести. Эти потери определяются в зависимости от отношения $\frac{\sigma_{\text{б.н}}}{R_0}$ с учетом потерь по поз. 1—4 табл. 50 при $\sigma_{\text{а}}=0$.

Потери $\Sigma\sigma_{\text{п}_{1-4}}=333$ кгс/см^2.

Напряжения в напрягаемой арматуре с учетом потерь

$$\sigma_0=\sigma_0'=0{,}95R_{\text{а}_{\text{II}}}-\sum\sigma_{\text{п}_{1-4}}=0{,}95\cdot 5\,500-333=4\,892 \text{ кгс/см}^2.$$

Сила обжатия с учетом потерь $\Sigma\sigma_{\text{п}_{1-4}}$

$$N_0=(F_{\text{н}}+F_{\text{н}}')\sigma_0=(8{,}04+9{,}82)4892=87\,371 \text{ кгс}.$$

Эксцентриситет силы N_0

$$e_{0.\text{н}}=\frac{\sigma_0\left(F_{\text{н}}y_{\text{н}}-F_{\text{н}}'y_{\text{н}}'\right)}{N_0}=$$

$$=\frac{4\,892\,[8{,}04\,(19{,}1-5)-9{,}82\,(45-19{,}1-5)]}{87\,371}=-5{,}14 \text{ см}.$$

Напряжения в бетоне на уровне арматуры $F_{\text{п}}$ и $F_{\text{н}}^{'}$ от действия силы N_0 при $m_{\text{т}}=1$:

$$\sigma_{\text{б. н}}=\frac{m_{\text{т}}N_0}{F_{\text{п}}}+\frac{m_{\text{т}}N_0e_{\text{о. н}}}{I_{\text{п}}}y=\frac{1\cdot 87\,371}{1\,951}+$$

$$+\frac{1\cdot 87\,371\,(-5{,}14)}{358\,825}\cdot(19{,}1-5)=44{,}78-17{,}65=27{,}13\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{б. н}}^{'}=\frac{m_{\text{т}}N_0}{F_{\text{п}}}-\frac{m_{\text{т}}N_0e_{\text{о. н}}}{I_{\text{п}}}y^{'}=44{,}78+$$

$$+\frac{1\cdot 87\,371\cdot 5{,}14}{358\,825}(45-19{,}1-5)=44{,}78+26{,}16=70{,}94\ \text{кгс/см}^2.$$

Принимаем передаточную прочность бетона

$R_0=0{,}7R=0{,}7\cdot 400=280$ кгс/см², тогда $\frac{\sigma_{\text{б. н}}}{R_0}=\frac{27{,}13}{280}=$

$=0{,}097<0{,}6$ и $\sigma_{\text{п}_5}=0{,}85\cdot 500\cdot\frac{\sigma_{\text{б. н}}}{R_0}=41{,}18$ кгс/см²;

$$\frac{\sigma_{\text{б. н}}^{'}}{R_0}=\frac{70{,}94}{280}=0{,}25;$$

$$\sigma_{\text{п}_5}^{'}=0{,}85\cdot 500\cdot 0{,}25=107{,}7\ \text{кгс/см}^2.$$

б) Вторые потери:

6. От усадки бетона

$$\sigma_{\text{п}_6}=350\ \text{кгс/см}^2;$$

7. От ползучести бетона

$$\sigma_{\text{п}_7}=0{,}85\cdot 2\,000\,\frac{\sigma_{\text{б. н}}}{R_0}=0{,}85\cdot 2\,000\cdot 0{,}097=164{,}9\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{п}_7}^{'}=0{,}85\cdot 2\,000\,\frac{\sigma_{\text{б. н}}^{'}}{R_0}=0{,}85\cdot 2\,000\cdot 0{,}25=425\ \text{кгс/см}^2.$$

Суммарные потери:

$\Sigma\sigma_{\text{п}}=\Sigma\sigma_{\text{п}_{1-4}}+\sigma_{\text{п}_5}+\sigma_{\text{п}_6}+\sigma_{\text{п}_7}=333+41{,}18+350+164{,}9=$
$=889{,}1<1000$, принимаем $\sigma_{\text{п}}=1000$ кгс/см²; $\Sigma\sigma_{\text{п}}^{'}=333+107{,}7+$
$+350+425=1\,216{,}7$ кгс/см².

Определяем напряжения в арматуре:

$\sigma_0=0{,}95\ R_{a_{II}}-\Sigma\sigma_{\text{п}}=0.95\cdot 5\,500-1000=4\,225$ кгс/см²;
$\sigma_0^{'}=0{,}95\ R_{a_{II}}-\Sigma\sigma_{\text{п}}^{'}=0{,}95\cdot 5\,500-1\,216{,}7=4008{,}3$ кгс/см²;
$\sigma_{\text{а}}=\sigma_{\text{п}_5}+\sigma_{\text{п}_6}+\sigma_{\text{п}_7}=41{,}18+350+164{,}9=556{,}1$ кгс/см²;

$$\sigma_{\text{а}}^{'}=\sigma_{\text{п}_5}^{'}+\sigma_{\text{п}_6}+\sigma_{\text{п}_7}^{'}=107{,}7+350+425=882{,}7\ \text{кгс/см}^2.$$

По формулам (200) и (201) определяем силу обжатия и ее эксцентрицитет с учетом всех потерь:

$$N_0 = \sigma_0 F_н + \sigma_0' F_н' - \sigma_а F_а - \sigma_а' F_а' = 4\,225 \cdot 8{,}04 + 4\,008{,}3 \cdot 9{,}82 -$$

$$- 556{,}1 \cdot 2{,}26 - 882{,}7 \cdot 2{,}26 = 70\,079 \text{ кгс};$$

$$e_{о.н} = \frac{\sigma_0 F_н y_н - \sigma_0' F_н' y_н' + \sigma_а' F_а' y_а' - \sigma_а F_а y_а}{N_0} =$$

$$= \frac{4\,225 \cdot 8{,}04 \cdot 14{,}1 - 4\,008{,}3 \cdot 9{,}82 \cdot 20{,}92 + 882{,}7 \cdot 2{,}26 \cdot 15{,}92 -}{70\,079} \rightarrow$$

$$\leftarrow \frac{- 556{,}1 \cdot 2{,}26 \cdot 14{,}1}{} = - 4{,}7 \text{ см};$$

$$e_{а.н} = y_ц - e_{о.н} - a = 19{,}1 - (-4{,}7) - 5 = 18{,}8 \text{ см}.$$

По формуле (323) вычисляем коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{F_н + F_а}{bh_0 + (b_п - b)(h_п - a)} = \frac{8{,}04 + 2{,}26}{30 \cdot 40 + (60 - 30)(15 - 5)} =$$

$$= 0{,}007.$$

По табл. 59 определяем величину $\varkappa$. В зависимости от отношения

$$\frac{F_н + F_а}{bh_0} 100 = \frac{8{,}04 + 2{,}26}{30 \cdot 40} 100 = 0{,}86$$

$\varkappa = 0{,}815$ (по интерполяции) и $z = \varkappa h_0 = 0{,}815 \cdot 40 = 32{,}6$ см. В соответствии с п. 12.19 определяем величину приращения напряжений в растянутой арматуре:

$$\sigma_а = \frac{n_c N (e_а - z) - (z - e_{а.н}) N_0}{(F_н + F_а) z} =$$

$$= \frac{1 \cdot 8\,000\,(189{,}1 - 32{,}6) - (32{,}6 - 18{,}8)\,70\,079}{(8{,}04 + 2{,}26)\,32{,}6} = 848{,}5 \text{ кгс/см}^2,$$

где $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1\,400\,000}{8\,000} = 175$ см;

$$e_а = y_ц - a + e_0 = 19{,}08 - 5 + 175 = 189{,}1 \text{ см}.$$

По формуле (169) определяем ширину раскрытия трещин, принимая коэффициенты $k = 1$; $c_д = 1{,}3$; $\eta = 1$:

$$a_т = k c_д \eta \frac{\sigma_а - \sigma_{нач}}{E_а} 7 (4 - 100\mu) \sqrt{d} =$$

$$= 1 \cdot 1{,}3 \cdot 1 \frac{848{,}5 - 0}{2\,000\,000} 7 (4 - 100 \cdot 0{,}007) \sqrt{16} = 0{,}05 \text{ мм}.$$

Допустимая ширина раскрытия трещин по поз. 5 и прим. 1 к табл. 34. $a_{т\,доп} = 0{,}05 \cdot 1{,}6 = 0{,}08$ мм, $a_т = 0{,}05 < a_{т\,доп} = 0{,}08$ мм, т. е. ширина раскрытия трещин в пределах допустимого.

Пример 65. *Дано.* Железобетонная балка двутаврового сечения (см. рис. 85, *б*), $h = 140$ см, $b = 25$ см, $h_п' = 20$ см, $a = a' = 5{,}5$ см, $b_п = b_п' = 60$ см, $h_п = 25$ см, $a_2 = 19{,}5$ см, $a_2' = 14{,}5$ см, $h_0 = 127{,}5$ см; расчетный изгибающий момент, определенный с коэффициентами

перегрузки $n=1$, растягивающий нижнюю полку, $M=300$ тс·м; бетон марки М 400; арматура класса A-IV, $F'_{н}=24{,}13$ см² (3⌀ 32), $F'_{а}=4{,}52$ см² (4⌀12), $F_{н}=73{,}89$ см² (12⌀ 28), $E_{а}=2\,000\,000$ кгс/см²; величина предварительного сбжатия $N_0=428\,020$ кгс/см², расстояние от точки приложения усилия N_0 до центра тяжести арматуры A $e_{а.н}=28{,}7$ см; начальное растягивающее напряжение в арматуре $\sigma_{нач}=0$; длина балки $l=12$ м;

Сочетание нагрузок основное — $n_{с}=1$; сооружение III класса. Допустимая ширина раскрытия трещин по табл. 34 для сооружения III класса $a_{т\,доп}=0{,}05\cdot 1{,}6=0{,}08$ мм.

Требуется рассчитать балку по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси.

Расчет. Ширину раскрытия трещин определяем по формуле (169), принимая коэффициенты $\kappa=1$, $c_{д}=1{,}3$, $\eta=1$. Вычисляем коэффициент армирования по формуле (323):

$$\mu=\frac{F_{н}+F_{а}}{bh_0+(b_{п}-b)(h_{п}-a)}=\frac{73{,}89}{25\cdot 127{,}5+(60-25)(25-12{,}5)}=$$

$$=0{,}02.$$

В соответствии с п. 12.19 определяем величину приращения напряжений в растянутой арматуре $\sigma_{а}$. Для этого с помощью табл. 59 определяем величину $z=\varkappa h_0$ в зависимости от отношения

$$\frac{F_{н}+F_{а}}{bh_0}100=\frac{73{,}89}{25\cdot 127{,}5}100=2{,}3.$$

По табл. 59 $\varkappa=0{,}7$; тогда $z=0{,}7\cdot 127{,}5=89{,}25$ см;

$$\sigma_{а}=\frac{n_{с}M-N_0(z-e_{а.н})}{(F_{н}+F_{а})z}=$$

$$=\frac{1\cdot 30\,000\,000-428\,020\,(89{,}25-28{,}7)}{73{,}89\cdot 89{,}25}=619\ \text{кгс/см}^2.$$

Определяем ширину раскрытия трещин

$$a_{т}=kc_{д}\eta\frac{\sigma_{а}-\sigma_{нач}}{E_{а}}7(4-100\mu)\sqrt{d}=1\cdot 1{,}3\cdot 1\frac{619-0}{2\,000\,000}\times$$

$$\times 7(4-100\cdot 0{,}02)\sqrt{28}=0{,}03\ \text{мм}<a_{т\,доп}=0{,}08\ \text{мм},$$

т. е. ширина раскрытия трещин в пределах допустимого.

Пример 66. *Дано.* Железобетонный элемент таврового сечения (рис. 105), $h=70$ см; $b=30$ см; $b_{п}=160$ см; $h_{п}=14$ см; $a=a'=6$ см; $h_0=64$ см, бетон марки М 400, $E_{б}=300000$ кгс/см², арматура класса А=IIIв, $E_{а}=2\,000\,000$ кгс/см², $F_{н}=36{,}95$ см² (6⌀ 28), $F'_{н}=12{,}32$ см² (2⌀ 28), $R_{а_{II}}=5\,500$ кгс/см²; начальное растягивающее напряжение в арматуре $\sigma_{нач}=0$, длина элемента $l=10$ м.

Расчетные усилия: усилие предварительного обжатия N_0 и изгибающий момент от собственного веса элемента, растягивающий верхнюю грань сечения. С учетом коэффициента динамичности 1,3 момент от собственного веса $M=10{,}4$ тс·м, класс сооружения III. Для стадии изготовления коэффициент сочетания нагрузок $n_{с}=0{,}95$ (см. п. 9.6).

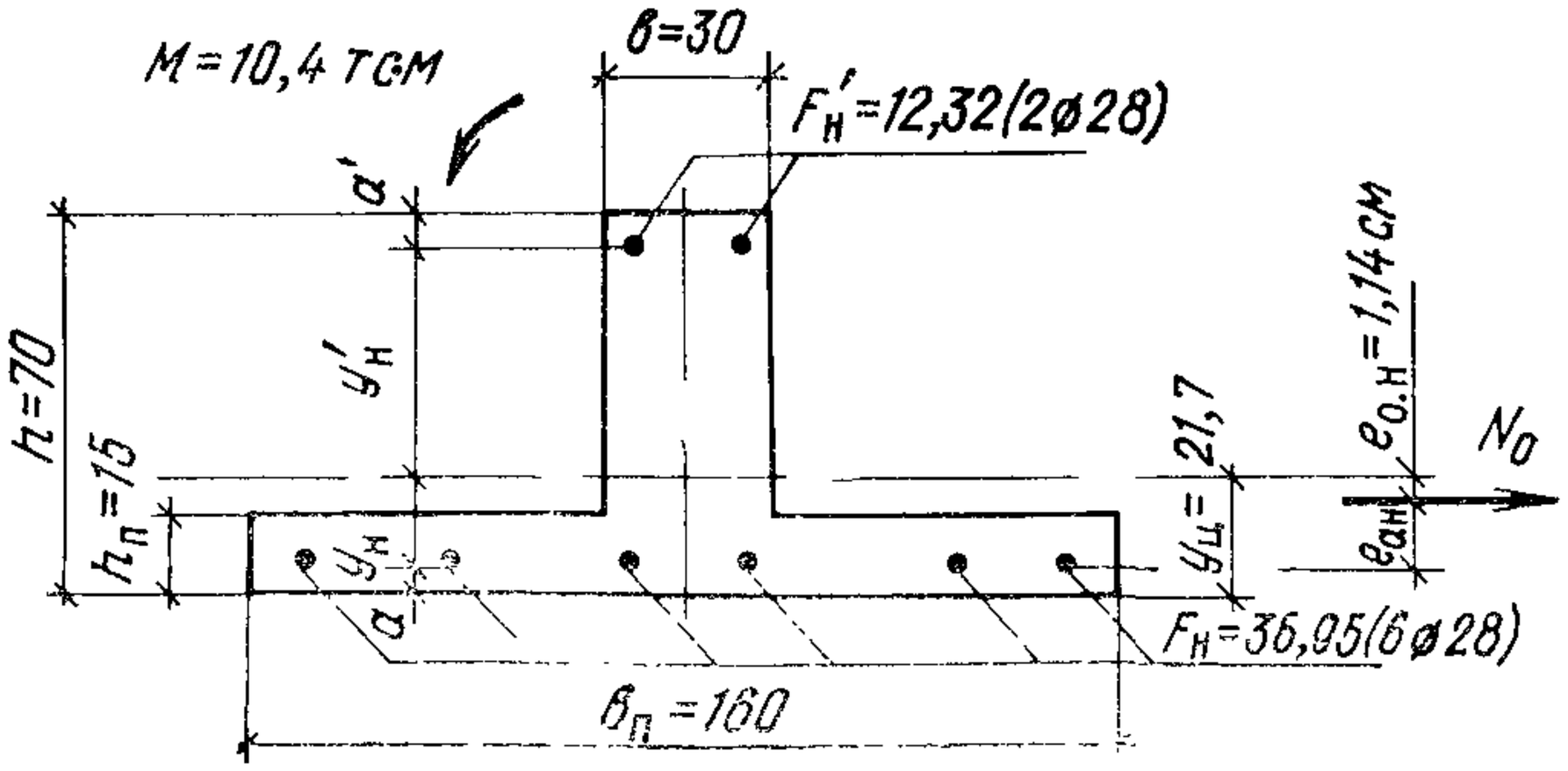


Рис. 105. К примеру 66

Требуется проверить сечение элемента по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси, в период его подъема и транспортирования.

Расчет. По формулам п. 9.21 определяем геометрические характеристики приведенного сечения:

$$n = \frac{2\,000\,000}{300\,000} = 6,67;$$

$F_п = 160 \cdot 15 + 30 \cdot 55 + 6,67\ (36,95 + 12,32) = 4378,6$ см^2;
$S_п = 160 \cdot 15 \cdot 7,5 + 30 \cdot 55(70 - 0,5 \cdot 55) + 6,67 \cdot 36,95 \cdot 6 + 6,67 \cdot 12,32(70 - 6) = 94\,862,9$ см^3;

$$y_ц = \frac{94\,862,9}{4\,378,6} = 21,67 \text{ см};$$

$$I_п = \frac{160 \cdot 15^3}{12} + 160 \cdot 15\,(21,67 - 7,5)^2 + \frac{30 \cdot 55^3}{12} +$$

$$+ 30 \cdot 55\,(70 - 21,67 - 27,5)^2 + 6,67 \cdot 36,95\,(21,67 - 6)^2 +$$

$$+ 6,67 \cdot 12,32\,(70 - 21,67 - 6)^2 = 1\,866\,507 \text{ см}^4.$$

В соответствии с п. 9.14 определяем потери, проявляющиеся в стадии изготовления:

1. от релаксации для стали класса А-IIIв $\sigma_{п_1} = 0$;

2. от температурного перепада при принятой технологии изготовления элементов $\sigma_{п_2} = 0$;

3. от обжатия шайб натяжных устройств

$$\sigma_{п_3} = \frac{\lambda}{l} E_а = \frac{2 \cdot 2\,000\,000}{10\,000} = 400 \text{ кгс/см}^2;$$

4. от деформации форм приняты $\sigma_{п_4} = 300$ кгс/см^2;

5. от быстронатекающей ползучести с учетом потерь, перечисленных в пп. 1—4, равных $\Sigma \sigma_{п_{1-4}} = 400 + 300 = 700$ кгс/см^2.

Напряжение в арматуре с учетом потерь

$$\sigma_0 = \sigma_0' = 0,95 R_{а_{II}} - \sum \sigma_{п_{1-4}} = 0,95 \cdot 5\,500 - 700 = 4\,525 \text{ кгс/см}^2.$$

Сила обжатия с учетом потерь $\Sigma\sigma_{\text{п}_{1-4}}$

$$N_0=(F_{\text{н}}+F'_{\text{н}})\sigma_0=(36{,}95+12{,}32)4525=222\,946{,}8 \text{ кгс.}$$

Эксцентрицитет силы N_0

$$e_{\text{о. н}}=\frac{\sigma_0\left(F_{\text{н}}y_{\text{н}}-F'_{\text{н}}y'_{\text{н}}\right)}{N_0}=$$

$$=\frac{4\,525\,[36{,}95\,(21{,}67-6)-12{,}32\,(70-21{,}67-6)]}{222\,946{,}8}=1{,}17 \text{ см.}$$

Напряжения в бетоне на уровне арматуры $F_{\text{н}}$ и $F'_{\text{н}}$ от действия силы N_0 при $m_{\text{т}}=1$:

$$\sigma_{\text{б. н}}=\frac{m_{\text{т}}N_0}{F_{\text{п}}}+\frac{m_{\text{т}}N_0e_{\text{о. н}}}{I_{\text{п}}}y=\frac{1\cdot222\,946{,}8}{4\,378{,}6}+$$

$$+\frac{1\cdot222\,946{,}8\cdot1{,}17}{1\,866\,507}(21{,}67-6)=53{,}12 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma'_{\text{б. н}}=\frac{m_{\text{т}}N_0}{F_{\text{п}}}-\frac{m_{\text{т}}N_0e_{\text{о. н}}}{I_{\text{п}}}y'=\frac{1\cdot222\,946{,}8}{4\,378{,}6}-$$

$$-\frac{1\cdot222\,946{,}8\cdot1{,}17}{1\,866\,507}(70-21{,}67-6)=45 \text{ кгс/см}^2.$$

Принимаем передаточную прочность бетона
$R_0=0{,}7\ R=0{,}7\cdot400=280$ кгс/см^2.
Вычисляем потери:

$$\frac{\sigma_{\text{б. н}}}{R_0}=\frac{53{,}12}{280}=0{,}19<0{,}6,\ \text{тогда}\ \sigma_{\text{п}_5}=0{,}85\cdot500\frac{\sigma_{\text{б. н}}}{R_0}=$$

$$=0{,}85\cdot500\cdot0{,}19=80{,}63 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\frac{\sigma'_{\text{б. н}}}{R_0}=\frac{45}{280}=0{,}161<0{,}6;$$

$$\sigma'_{\text{п}5}=0{,}85\cdot500\cdot0{,}161=68{,}3 \text{ кгс/см}^2.$$

Вычисляем суммарные потери, проявляющиеся в стадии изготовления:

$$\Sigma\sigma_{\text{п}}=\sigma_{\text{п}_{1-4}}+\sigma_{\text{п}_5}=700+80{,}63=780{,}6 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\Sigma\sigma'_{\text{п}}=\sigma_{\text{п}_{1-4}}+\sigma'_{\text{п}_5}=700+68{,}3=768{,}3 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем силу обжатия с учетом потерь изготовления, для этого определим напряжения в арматуре:

$$\sigma_0=0{,}95R_{\text{a II}}-\Sigma\sigma_{\text{п}}=0{,}95\cdot5\,500-780{,}6=4\,444{,}4 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma'_0=0{,}95R_{\text{a II}}-\Sigma\sigma'_{\text{п}}=0{,}95\cdot5\,500-768{,}3=4\,456{,}7 \text{ кгс/см}^2;$$

$$N_0=\sigma_0F_{\text{н}}+\sigma'_0F'_{\text{н}}=4\,444{,}4\cdot36{,}95+4\,456{,}7\cdot12{,}32=219\,127 \text{ кгс;}$$

$$e_{\text{о. н}}=\frac{\sigma_0F_{\text{н}}y_{\text{н}}-\sigma'_0F'_{\text{н}}y'_{\text{н}}}{N_0}=$$

$$= \frac{4\,444{,}4 \cdot 36{,}95\,(21{,}67 - 6) - 4\,456{,}7 \cdot 12{,}32\,(70 - 21{,}67 - 6)}{219\,127} =$$

$$= 1{,}14 \text{ см};$$

$e_{а.н} = y_ц - c_{о.н} - a = 21{,}67 - 1{,}14 - 6 = 14{,}53$ см.

По формуле (323) определяем коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{F'_н}{bh_0} = \frac{12{,}32}{30 \cdot 64} = 0{,}0064.$$

С помощью табл. 59 определяем величину $z = \varkappa h_0$.

При $\frac{F_н}{bh_0}\,100 = 0{,}64$ $\varkappa = 0{,}835$ и $z = 0{,}835 \cdot 64 = 53{,}4$ см.

По формуле (332) определяем приращение напряжений в арматуре:

$$\sigma_а = \frac{N_0\,(e_{а.н} - z) + M}{F'_н z} =$$

$$= \frac{219\,100\,(14{,}53 - 53{,}4) + 1\,040\,000}{12{,}32 \cdot 53{,}4} = -11\,364 \text{ кгс/см}^2.$$

Получили отрицательную величину напряжений, т. е. растягивающие напряжения в ребре не могут возникнуть, сечение трещиностойкое.

РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

12.23. Проверку ширины раскрытия трещин можно не производить, если соблюдается условие (322).

12.24. Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, $a_т$, мм, для изгибаемых элементов, армированных ненапряженной поперечной арматурой, определяется по формуле

$$a_т = c_д k\,(h_0 + 30 d_{макс})\,\frac{\eta t^2}{\mu_п E_а^2}, \qquad (334)$$

где $c_д$ и η — принимаемые в соответствии с п.4.5;

$\kappa = (20 - 1200\mu_п)10^3$ (но не менее $8 \cdot 10^3$);

$d_{макс}$ — наибольший из диаметров хомутов и отогнутых стержней, мм;

h_0 — принимается в мм;

$\mu_п$ — коэффициент насыщения элемента поперечной арматурой, равный

$$\mu_п = \mu_х + \mu_0, \qquad (335)$$

здесь $\mu_х$ — коэффициент насыщения элемента хомутами

$$\mu_х = \frac{F_х}{bu}, \qquad (336)$$

μ_0 — коэффициент насыщения элемента отогнутыми стержнями

$$\mu_0 = \frac{F_0}{bu_0}, \qquad (337)$$

где u_0 — расстояние между плоскостями отгибов, измеренное по нормали к ним (рис. 106, *а*). При одном отгибе за u_0 принимается расстояние между этим отгибом и гранью опоры (рис. 106, *б*);

$$t = \frac{n_c Q}{b h_0} - 0{,}25 \frac{N_0}{F}, \qquad (338)$$

где 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 менее h_0.

Расчет производится для каждого участка с постоянным насыщением поперечными и наклонными стержнями (рис. 107).

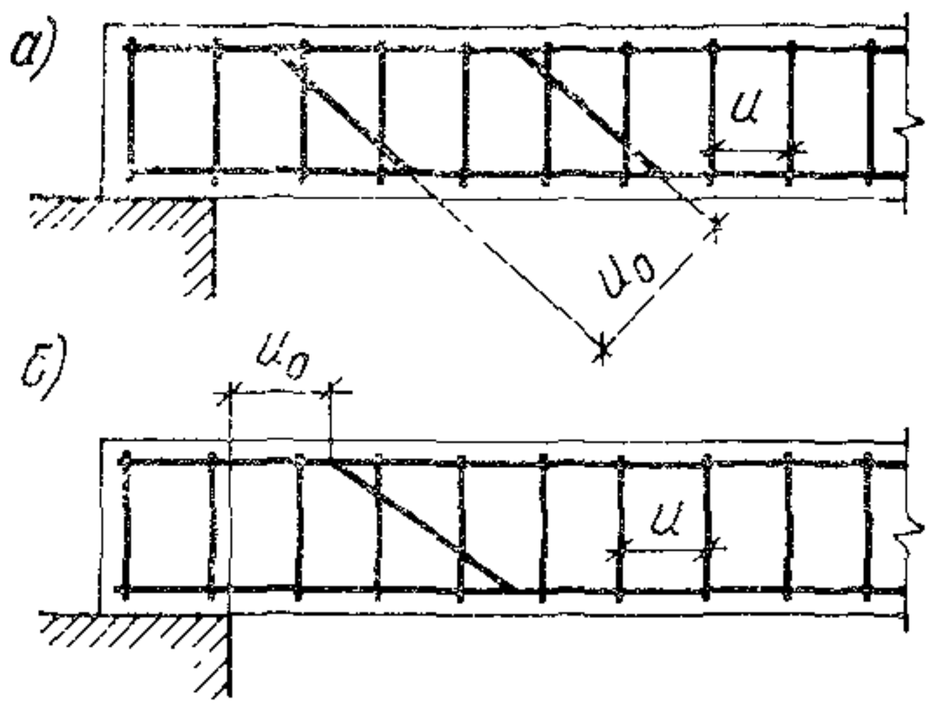


Рис. 106. Расстояния между поперечной арматурой

а — между хомутами и отгибами; *б* — между хомутами, отгибом и гранью опоры

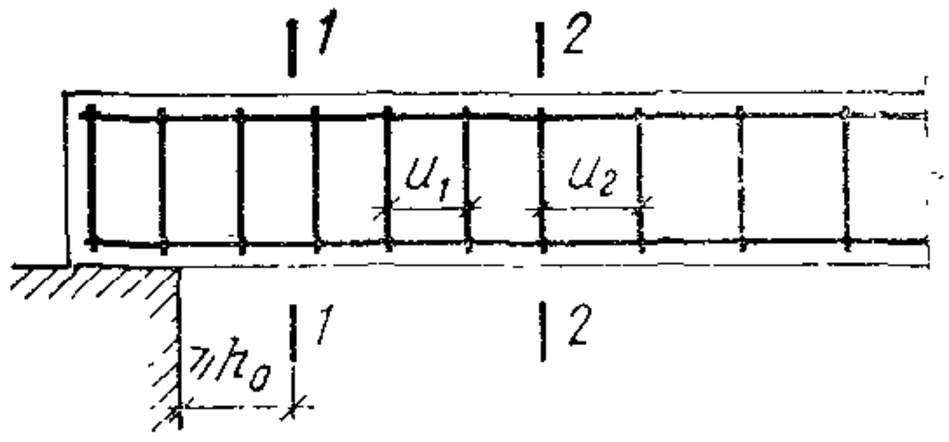


Рис. 107. Расположение расчетных сечений *1-1*, *2-2*

Допускается уменьшать величину $a_т$ в 1,5 раза по сравнению с определенной по формуле (334), если элемент заармирован поперечными стержнями, нормальными к оси элемента, и продольными стержнями того же диаметра, расставленными по высоте сечения на тех же расстояниях, что и поперечные стержни.

13. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

13.1. Конструирование предварительно напряженных железобетонных элементов рекомендуется выполнять в соответствии с требованиями настоящего раздела и главы II.

13.2. Выбор размеров и формы сечения предварительно напряженных элементов производится на основании экономических соображений с учетом эксплуатационных, транспортных и монтажных требований, а также условий принятой технологии изготовления. При этом следует предельно ограничивать число типоразмеров сборных элементов и по возможности их укрупнять.

13.3. Наименьшие размеры сечения элементов, если они не обусловлены расчетом на прочность или по образованию трещин, принимаются исходя из возможности размещения рсчетной рабо-

чей и необходимой распределительной арматуры с соблюдением рекомендаций пп.13.8, 13.9 и 13.13.

13.4. Очертание элементов рекомендуется принимать с учетом способа бетонирования и конструкции опалубки (формы).

Во внешних острых углах во избежание откалывания бетона рекомендуется устраивать скосы или закругления.

13.5. В случае, когда по условиям производства работ, транспортирования или монтажа не представляется возможным выполнить предварительно напряженную конструкцию в виде целого элемента, она может быть расчленена на отдельные блоки, которые стыкуются на месте установки. Стыкование должно быть осуществлено стальными закладными деталями.

13.6. Ненапрягаемую арматуру рекомендуется преимущественно проектировать в виде арматурных изделий: сеток, плоских и пространственных каркасов — с применением для соединения стержней контактной сварки — точечной и стыковой. При этом продольную напрягаемую арматуру заводят внутрь пространственного каркаса и закрепляют в захватах натяжных устройств без соединения с поперечной арматурой.

Рекомендуется арматурные изделия максимально укрупнять с учетом возможности использования серийно выпускаемого оборудования для арматурного производства, а также сборных кондукторов и шаблонов.

13.7. Необходимо стремиться к унификации арматуры и закладных деталей в отдельных конструкциях, небольшому количеству разных марок и диаметров стали, типов арматурных элементов — сеток и каркасов, шагов продольных и поперечных стержней.

ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

13.8. Толщину защитного слоя бетона рекомендуется принимать не менее: для продольной рабочей напрягаемой стержневой арматуры без анкеров 1,5 d и 40 мм; для продольной рабочей ненапрягаемой арматуры 30 мм; для распределительной арматуры и хомутов 20 мм.

Толщину защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях морских гидротехнических сооружений рекомендуется принимать не менее: для рабочей продольной и поперечной арматуры — 50 мм; для распределительной арматуры и хомутов 30 мм.

Для сборных железобетонных элементов заводского изготовления толщина защитного слоя может быть уменьшена на 10 мм против указанных выше величин.

13.9. Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на участке зоны передачи напряжений (см. п.9.18) должна составлять не менее: для напрягаемой арматуры классов А-IIIв и А-IV $2d$, для напрягаемой арматуры класса А-V $3d$.

Кроме того, толщина защитного слоя бетона на указанном участке длины элемента для напрягаемой арматуры независимо от класса и диаметра должна быть не менее 40 мм.

Допускается защитный слой бетона для сечений у опоры принимать таким же, как для сечений в пролете 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).

13.10. В полых элементах кольцевого или коробчатого сечения расстояние от стержней продольной арматуры до внутренней поверхности бетона должно удовлетворять требованиям п.13.8.

13.11. Для конструкций, работающих в агрессивных средах, толщину защитного слоя бетона следует назначать с учетом требований главы СНиП II-28-73*.

МИНИМАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ АРМАТУРЫ

13.12. Расстояния в свету между стержнями арматуры 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.13.15)

13.13. По условию бетонирования расстояния в свету между отдельными стержнями продольной ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, а также между продольными стержнями соседних плоских сварных каркасов должны приниматься не менее наибольшего диаметра стержня, 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) должны приниматься не менее 50 мм;

б) если стержни при бетонировании занимают вертикальное положение — не менее 50 мм.

В элементах 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 должно быть не более 500 мм.

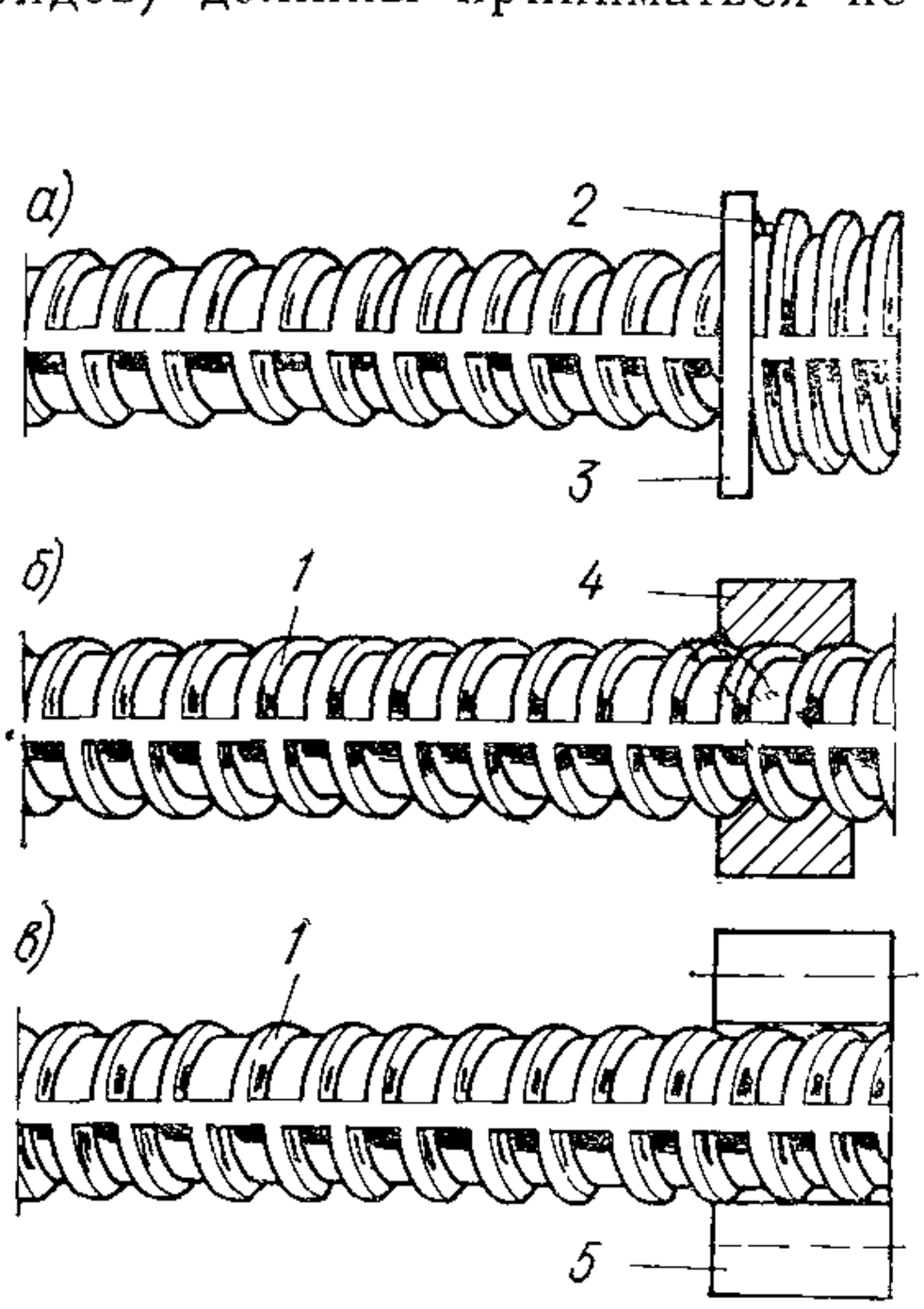


Рис. 108. Анкеры технологические

а — высаженная головка; *б* — обжатая шайба; *в* — приваренные коротыши; *1* — стержень; *2* — высаженная головка; *3* — опорная шайба; *4* — обжатая шайба; *5* — коротыши

АНКЕРОВКА НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

13.14. При применении в качестве напрягаемой рабочей арматуры горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, натягиваемой на упоры, и соблюдении требований п. 13.31 установка *постоянных анкеров у концов элемента* не требуется.

13.15. Временные технологические анкеры для стержневой арматуры рекомендуется применять следующих типов:

в виде высаженных головок (рис. 108, *а*);

в виде обжатых шайб (рис. 108, *б*);

в виде приваренных коротышей (рис. 108, *в*).

Габариты анкерных устройств должны учитываться при назначении расстояний между осями натягиваемых стержней.

Примечание. Приварка коротышей к арматуре упрочненной вытяжкой (класса А-IIIв) должна производиться до ее вытяжки.

АНКЕРОВКА НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

13.16. Продольные стержни растянутой и сжатой ненапрягаемой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением на длину не менее $l_{а.н}$, определяемую по формуле (195):

$$l_{а.н} = \left(m_{а.н} \frac{R_а}{R_{пр}} + \Delta\lambda_{а.н} \right) d,$$

но не менее $l_{а.н} = \lambda_{а.н} d$, где значения $m_{а.н}$, $\Delta\lambda_{а.н}$, и $\lambda_{а.н}$, а также допускаемые минимальные величины $l_{а.н}$ определяются по табл. 47. 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, стержни должны быть заделаны в сжатую зону бетона на длину $l_{а.н}$, определяемую по формуле (195).

Если анкеруемые стержни поставлены с запасом по площади сечения против требуемой расчетом по прочности, при определении $l_{а.н}$ по формуле (195) значения $R_а$ рекомендуется умножать на величину, равную отношению необходимой по расчету и фактической площадей 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 $l_{а.н}$ должна быть не менее $10d$.

ПРОДОЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

13.17. Часть продольной рабочей арматуры элемента допускается применять без предварительного напряжения, если при этом удовлетворяются требования расчета по трещиностойкости и по деформациям.

13.18. Диаметр арматуры из условия долговечности гидротехнических сооружений рекомендуется принимать: для рабочей стержневой арматуры из горячекатаной стали, а также для распредели-

тельной арматуры и хомутов — не менее 10 мм; для спиралей и для распределительной арматуры каркасов и сеток вязаных либо изготовленных с применением контактной сварки — не менее 6 мм.

13.19. Стержневую напрягаемую арматуру в ребристых элементах рекомендуется располагать, как правило, по оси каждого ребра элемента или симметрично ей.

13.20. Соединение по длине заготовок арматурных стержней из горячекатаной стали периодического профиля диаметром 10 мм и более, как правило, производится с применением контактной стыковой сварки.

При отсутствии оборудования для контактной сварки допускается применять дуговую сварку.

Стержни арматуры, упроченные вытяжкой (класса А-IIIв), необходимо сваривать до вытяжки.

Сварные стыки растянутых стержней не рекомендуется располагать в местах наибольших усилий.

13.21. Приварка и прихватка к натянутой арматуре каких-либо деталей не допускаются.

Примечание. Это требование не распространяется на приварку деталей к концам напрягаемой арматуры, выступающим из изделия, после передачи усилия обжатия на бетон.

13.22. В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней должны ставиться конструктивные продольные стержни с расстоянием между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1 % площади сечения бетона с размерами: по высоте элемента — равным расстоянию между этими стержнями, а по ширине элемента — равным половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм.

13.23. Продольную ненапрягаемую арматуру рекомендуется располагать ближе к наружным поверхностям элемента так, чтобы поперечная арматура (хомуты) охватывала напрягаемую арматуру.

13.24. Отверстия значительных размеров в железобетонных плитах 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 следует располагать в пределах ячеек, арматурных сеток и каркасов так, чтобы не нужно было перерезать арматуру и вводить дополнительное местное армирование.

ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

13.25. У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура, должна предусматриваться также поперечная арматура, охватывающя 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.11.44).

13.26. Во внецентренно-сжатых линейных элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при наличии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры ненапрягаемой при $R_{a.c} \leqslant$

$\leqslant$4000 кгс/см^2 или напрягаемой с напряжением $\sigma_0' > 0$ хомуты должны ставиться на расстоянии не более 500 мм и при вязаных каркасах не более $15d$, а при сварных не более $20d$, 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.

Если общее насыщение элемента продольной арматуры составляет более 3 %, хомуты должны устанавливаться на расстоянии не более $10d$ 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.

13.27. Соотношение диаметров поперечных и продольных стержней в сварных каркасах и сварных сетках устанавливается из условия сварки (см. прил. 13).

Диаметр хомутов в вязаных каркасах принимается в соответствии с п.13.18.

13.28. В балках и ребрах высотой более 150 мм должна всегда устанавливаться вертикальная поперечная арматура.

В сплошных плитах, а также в балках и ребрах высотой 150 мм и менее допускается поперечную арматуру не устанавливать. При этом должны быть обеспечены требования расчета согласно п.11.51.

13.29. 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.13.28, 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 $3/4h$ и не более 500 мм.

13.30. В элементах, работающих на изгиб с кручением, вязаные хомуты должны быть замкнутыми с перепуском их концов на $30d$, где d — диаметр хомута, и при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направлений должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутый контур.

АРМИРОВАНИЕ КОНЦОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

13.31. У концов предварительно напряженных элементов должна быть установлена дополнительная поперечная арматура (сварные сетки, охватывающие все продольные стержни арматуры, хомуты и т. п. с шагом 5—10 см) на длине участка не менее $0{,}6\,l_{п.п}$ (см. п. 9.18) и не менее 20 см.

При этом, если напрягаемая продольная арматура у торцов элемента располагается сосредоточенно у верхней и нижней граней, необходимо предусматривать на концевых участках поперечную арматуру (не учитываемую в расчете на поперечные силы), суммарное значение которой в состоянии воспринять:

в конструкциях, не рассчитываемых на выносливость,—20 %; в конструкциях, рассчитываемых на выносливость, — 30 % усилия натяжения в продольной напрягаемой арматуре, расположенной у одной грани сечения, с учетом первых потерь.

Суммарная площадь сечения дополнительной поперечной арматуры определяется по формулам:

а) для конструкций, не рассчитываемых на выносливость,

$$F_{\text{х. д}} = \frac{0{,}2F_{\text{н}}\sigma_0}{R_{\text{а. х}}}; \qquad (339)$$

б) для конструкций, рассчитываемых на выносливость,

$$F_{\text{х. д}} = \frac{0{,}3F_{\text{н}}\sigma_0}{R_{\text{а. х}}}, \qquad (340)$$

где $F_{\text{н}}$ — большая из площадей сечения напрягаемой продольной арматуры, расположенной внутри хомутов у одной грани сечения;

σ_0 принимается с учетом потерь по поз. 1—4 табл. 50.

13.32. Дополнительную поперечную арматуру рекомендуется предусматривать в виде сварных замкнутых хомутов из арматурной стали периодического профиля класса А-II или А-III.

Если из условия опирания элемента на его концевом участке устанавливают стальную опорную плиту, следует соединять с ней дополнительную поперечную арматуру сваркой.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЕ ПРОГИБЫ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

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

Примечания: 1. Для конструкций, не предусмотренных таблицей, величины предельно допустимых прогибов устанавливаются в соответствии со специальными требованиями, но при этом они не должны превышать 1/150 пролета элемента и 1/75 вылета консоли.

2. Принято l — пролет балок или плит, для консолей принимают $l=2l_1$, где l_1 — вылет консоли.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ОСНОВНЫЕ ВИДЫ АРМАТУРНЫХ СТАЛЕЙ И ОБЛАСТИ ИХ ПРИМЕНЕНИЯ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ХАРАКТЕРА НАГРУЗОК И РАСЧЕТНОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ

Вид арматуры	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Нагрузки										
				статические					динамические и многократно повторяющиеся					
				Условия эксплуатации конструкций										
				в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре, °С				в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре, °С				
					до —30 включительно	от —30 до —40 включительно	от —40 до —55 включительно	от —55 до —70 включительно		от —30 включительно	от —30 до —40 включительно	от —40 до —55 включительно	от —55 до —70 включительно
Стержневая горячекатаная гладкая (ГОСТ 5781—81)	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	А-II	ВСт5сп2	10—40	+	+	+	+[1]	+[1]	+	+	+[1]	—	—
		ВСт5пс2	10—16	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[1]	—	—
		ВСт5пс2	18—40	+	+	—	—	—	+	+[1]	—	—	—

профиля (ГОСТ 5781—81)	A-II Ac-II	18Г2С 10ГТ	40—80 10—40[3]	+ +	+ +	+ +	+ +	+[1] +	+ +	+ +	+ +	+ +	+[1] +
	A-III	35ГС 25Г2С	6—8 6—8	+ +	+ +	+ +	+[1] +	— +[1]	+ +	+ +	+[1] +	— +[1]	— —
	A-IV	80С 20ХГ2Ц	10—18 10—22	+ +	+ +	— +	— +[2]	— +[2]	+ +	— +	— +	— +[2]	— —
	A-V	23Х2Г2Т	10—22	+	+	+	+	+[2]	+	+	+	+	+[2]
Стержневая горячекатаная периодического профиля (ГОСТ 5781—81)	A-III	35ГС 25Г2С	10—40 10—40	+ +	+ +	+ +	+[1] +	— +[1]	+ +	+ +	+[1] +	— +[1]	—
Стержневая, упрочненная вытяжкой периодического профиля	A-IIIв	35ГС 25Г2С	10—40 10—40	+ +	+ +	— +	— —	— —	+ +	— +	— —	— —	—

Продолжение прил. 2

Вид арматуры	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Нагрузки: статические; Условия эксплуатации конструкций: в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре, °С: до —30 включительно	от —30 до —40 включительно	от —40 до —55 включительно	от —55 до —70 включительно
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля (ГОСТ 6727—80)	Вр-I	—	3—5	+	+	+	+	+

Нагрузки: динамические и многократно повторяющиеся; Условия эксплуатации конструкций: в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре, °С: от —30 включительно	от —30 до —40 включительно	от —40 до —55 включительно	от —55 до —70 включительно
+	+	+	+	+

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

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

[3] Арматурная сталь класса Ас-II (для северных районов) марки 10ГТ, диаметром 36—40 мм поставляется по согласованию с изготовителем.

Примечания: 1. Знак «+» означает «допускается», знак «—» означает «не допускается».

2. За расчетную температуру принимается средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки, при которой конструкции эксплуатируются согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике.

3. В данной таблице к динамическим относятся нагрузки, если доля этих нагрузок при расчете конструкций по прочности превышает 0,1 статической нагрузки; к многократно повторяющимся нагрузкам — нагрузки, при которых коэффициент условий работы m_a, определяемый по формуле (157) настоящего Руководства или по табл. 25 главы СНиП II-21-75, меньше единицы. [1]

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

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ УГЛЕРОДИСТЫХ СТАЛЕЙ ДЛЯ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И БЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Характеристика закладных деталей	Класс стали	Расчетная температура эксплуатации конструкций, °С			
		до минус 30 включительно		от минус 30 до минус 40 включительно	
		марка стали (по ГОСТ 380—71*)	толщина проката, мм	марка стали (по ГОСТ 380—71*)	толщина проката, мм
1. Рассчитываемые на усилия от статических нагрузок	С 38/23	ВСт3кп2	4—30	ВСт3пс6	4—25
2. Рассчитываемые на усилия от динамических и многократно повторяющихся нагрузок	С 38/23	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5 ВСт3пс5	4—10 11—30 11—25	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5 ВСт3сп5	4—10 11—30 11—25
3. Конструктивные, не рассчитываемые на силовые воздействия	С 38/23	БСт 3кп2 ВСт3кп2	4—10 4—30	БСт3кп2 ВСт3кп2	4—10 4—30

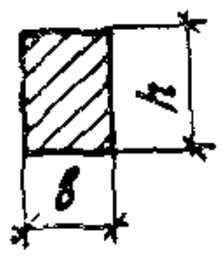
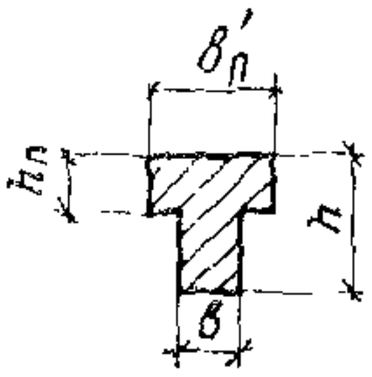
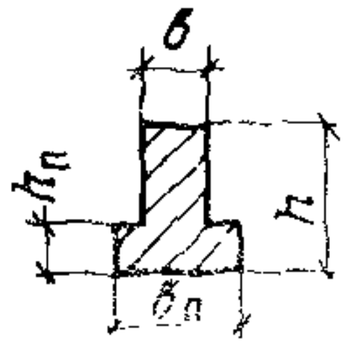
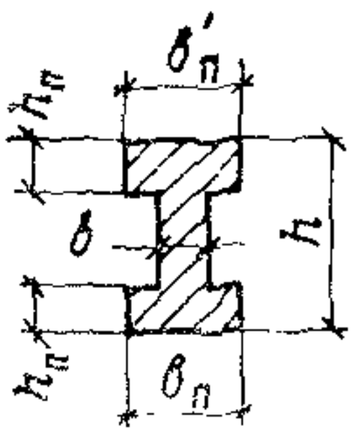
Примечания: 1. Марка стали устанавливается по главе СНиП II-23-81.

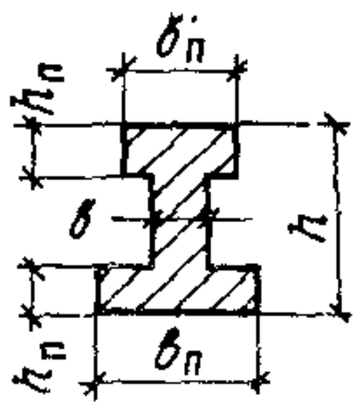
2. За расчетную температуру принимается средняя температура наиболее холодной пятидневки, при которой конструкции эксплуатируются согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике. Расчетные технологические температуры устанавливаются заданием на проектирование.

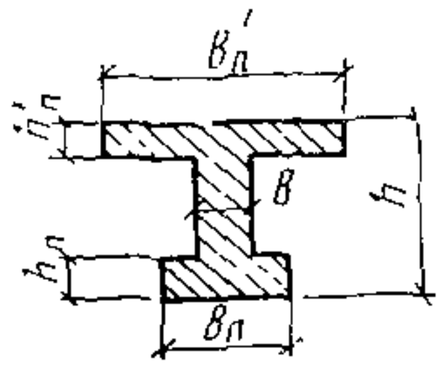
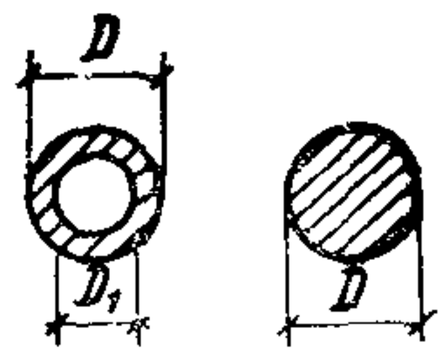
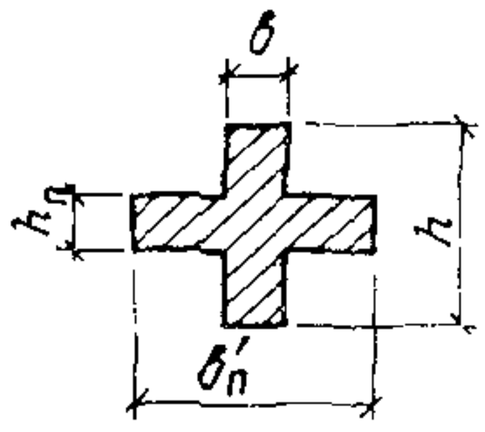
3. При температуре ниже минус 40 °С выбор марки стали для закладных деталей производится как для стальных сварных конструкций по главе СНиП II-23-81.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА γ

Характеристика сечения	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 $\frac{b_п}{b} \leqslant 2$ независимо от отношения $\frac{h_п}{h}$	1,75	
б) при $\frac{b_п}{b} > 2$ и $\frac{h_п}{h} \geqslant 0,2$	1,75	
в) при $\frac{b_п}{b} > 2$ и $\frac{h_п}{h} < 0,2$	1,5	
4. Двухтавровое симметричное (коробчатое):		
а) при $\frac{b'_п}{b} = \frac{b_п}{b} \leqslant 2$ независимо от отношений $\frac{h'_п}{h} = \frac{h_п}{h}$	1,75	
б) при $2 < \frac{b'_п}{b} = \frac{b_п}{b} \leqslant 6$ независимо от отношений $\frac{h'_п}{h} = \frac{h_п}{h}$	1,5	
в) при $\frac{b'_п}{b} = \frac{b_п}{b} > 6$ и $\frac{h'_п}{h} = \frac{h_п}{h} \geqslant 0,2$	1,5	$b'_п = b_п \quad h'_п = h_п$

Характеристика сечения	γ	Форма поперечного сечения
г) при $6 < \frac{b'_{\text{п}}}{b} = \frac{b_{\text{п}}}{b} \leqslant 15$ и $\frac{h'_{\text{п}}}{h} = \frac{h_{\text{п}}}{h} < 0,2$	1,25	
д) при $\frac{b'_{\text{п}}}{b} = \frac{b_{\text{п}}}{b} > 15$ и $\frac{h'_{\text{п}}}{h} = \frac{h_{\text{п}}}{h} < 0,1$	1,1	
5. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $\frac{b'_{\text{п}}}{b} \leqslant 3$:	1,75	
а) при $\frac{b_{\text{п}}}{b} \leqslant 2$ независимо от отношения $\frac{h_{\text{п}}}{h}$		
б) при $2 < \frac{b_{\text{п}}}{b} \leqslant 6$ независимо от отношения $\frac{h_{\text{п}}}{h}$	1,5	
в) при $\frac{b_{\text{п}}}{b} > 6$ и $\frac{h_{\text{п}}}{h} > 0,1$	1,5	
6. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < \frac{b'_{\text{п}}}{b} < 8$:		
а) при $\frac{b_{\text{п}}}{b} \leqslant 4$ независимо от отношения $\frac{h_{\text{п}}}{h}$	1,5	
б) при $\frac{b_{\text{п}}}{b} > 4$ и $\frac{h_{\text{п}}}{h} \geqslant 0,2$	1,5	
в) при $\frac{b_{\text{п}}}{b} > 4$ и $\frac{h_{\text{п}}}{h} < 0,2$	1,25	

Характеристика сечения	γ	Форма поперечного сечения
7. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $\frac{b'_{\text{п}}}{b} \geqslant 8$:		
а) при $\frac{h_{\text{п}}}{h} > 0{,}3$	1,5	
б) при $\frac{h_{\text{п}}}{h} \leqslant 0{,}3$	1,25	
8. Кольцевое и круговое	$2 - 0{,}4\frac{D_1}{D}$	
9. Крестовое:		
а) при $\frac{b_{\text{п}}}{b} \geqslant 2$ и $0{,}9 \geqslant \frac{h'_{\text{п}}}{h} > 0{,}2$	2	
б) в остальных случаях	1,75	

Примечание. В таблице 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.

ГРАФИКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЕЛИЧИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН $a_т$

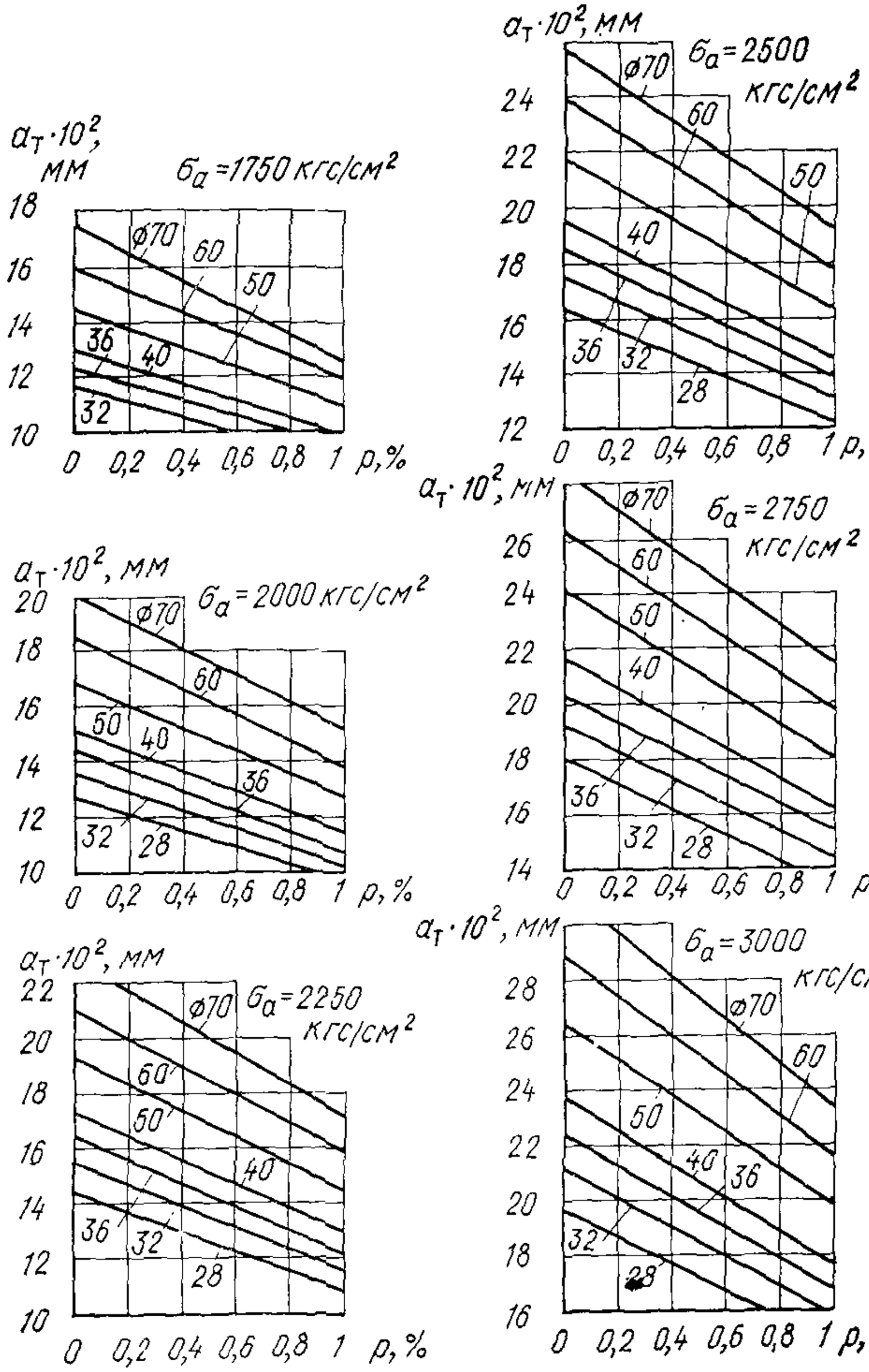


Рис. 1. Величина раскрытия трещин в изгибаемых и внецентренно-сжатых элементах при кратковременном действии нагрузок ($\sigma_{нач}$ = 200 кгс/см²)

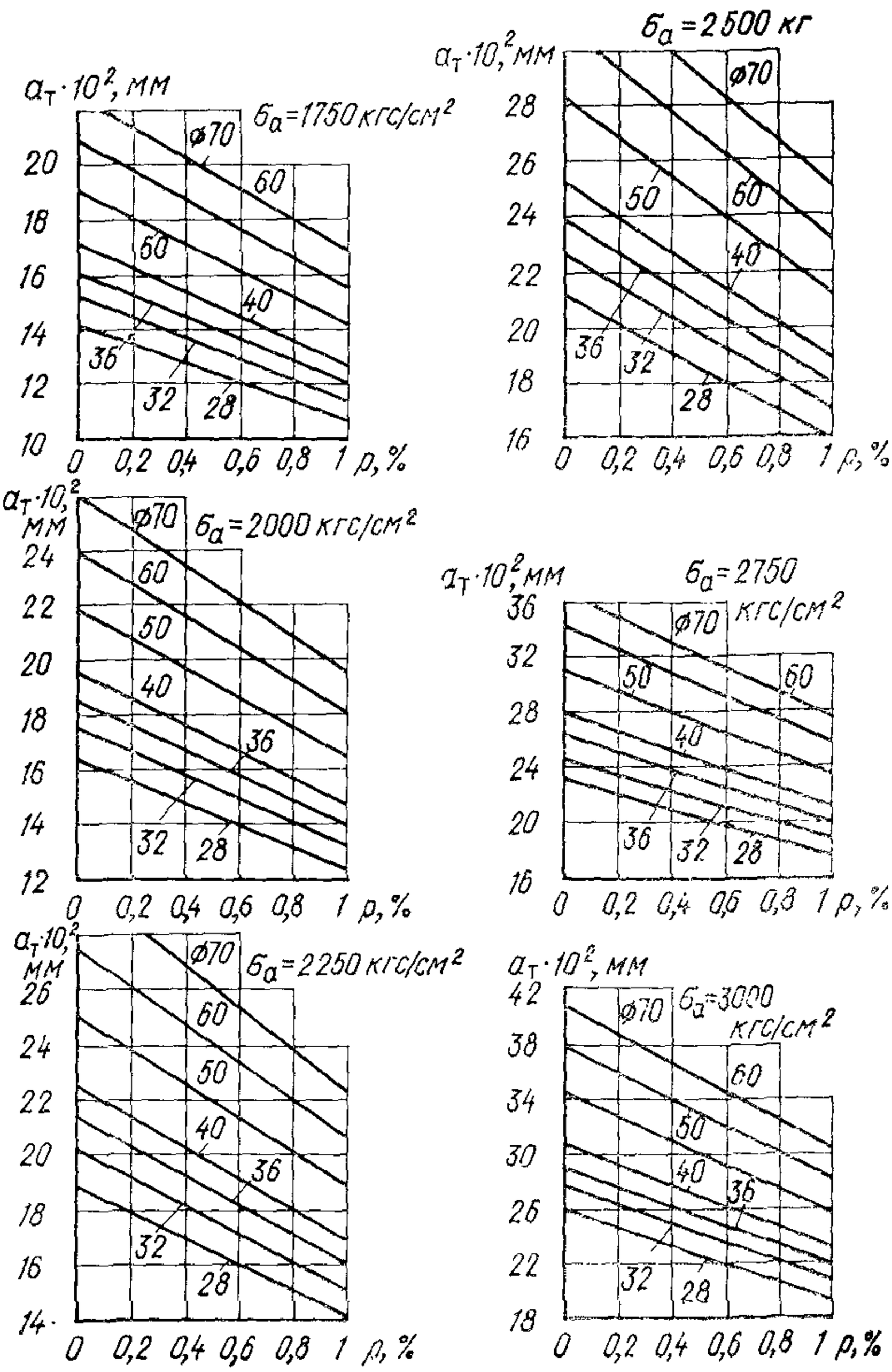
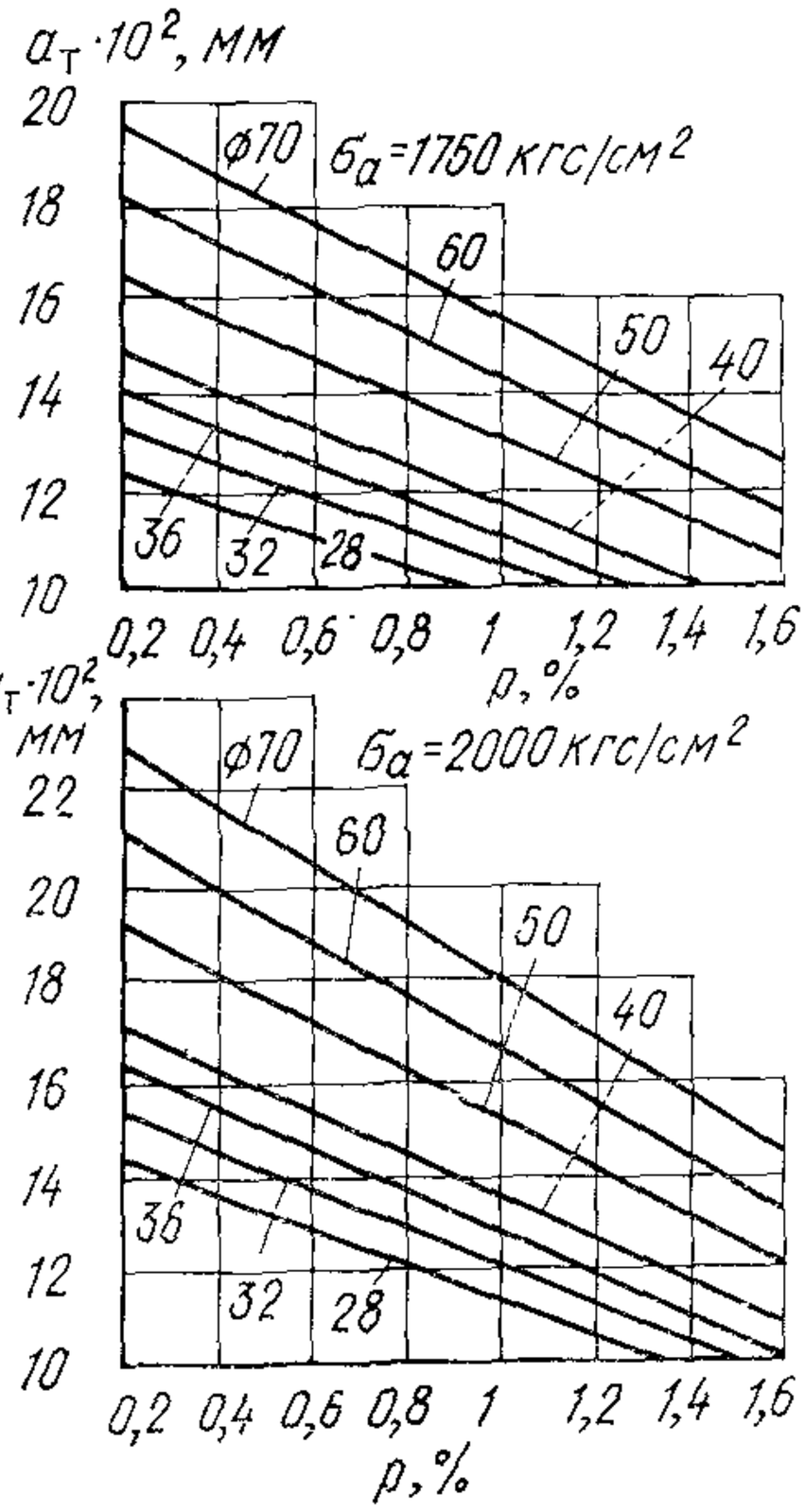
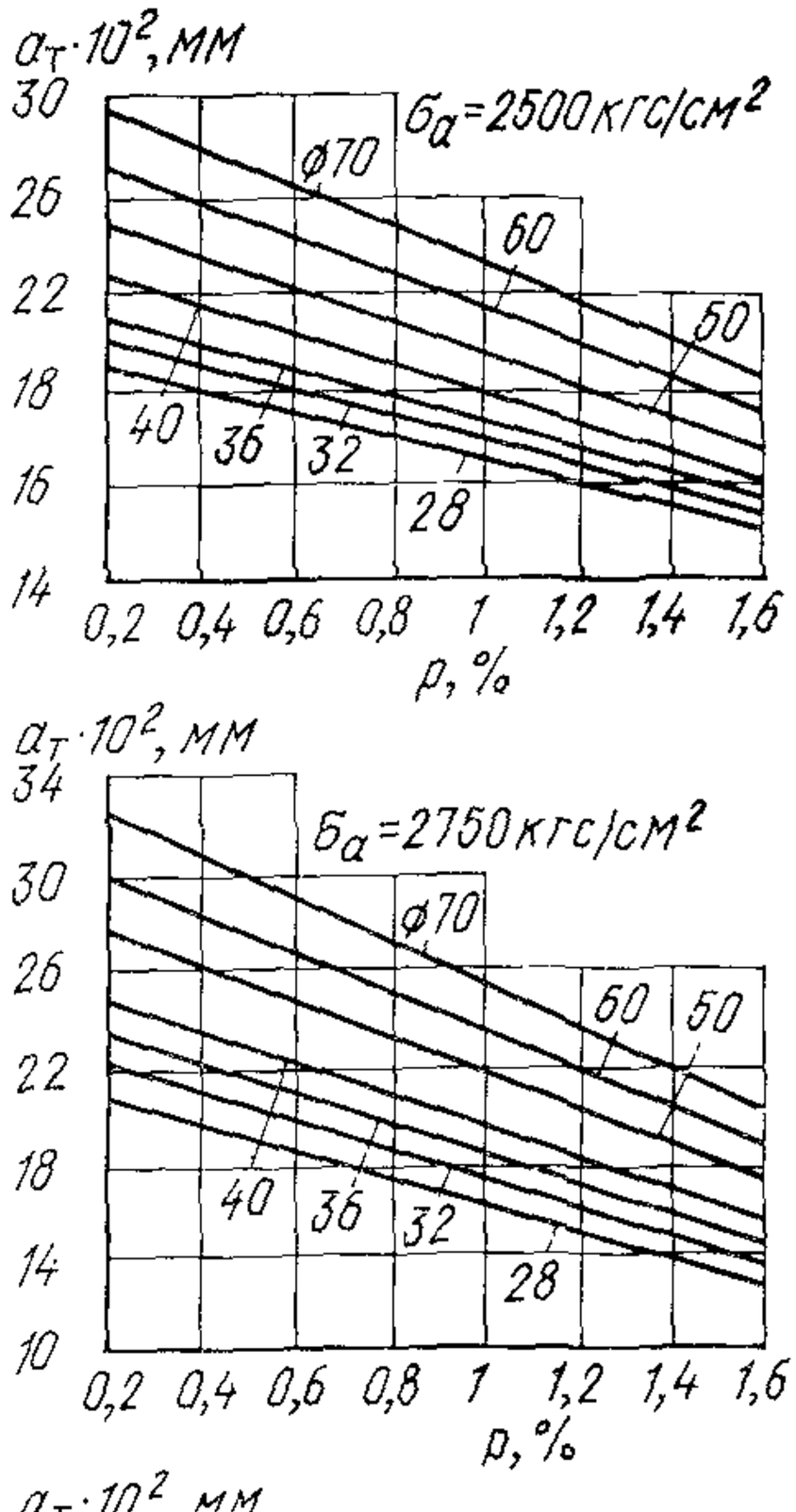
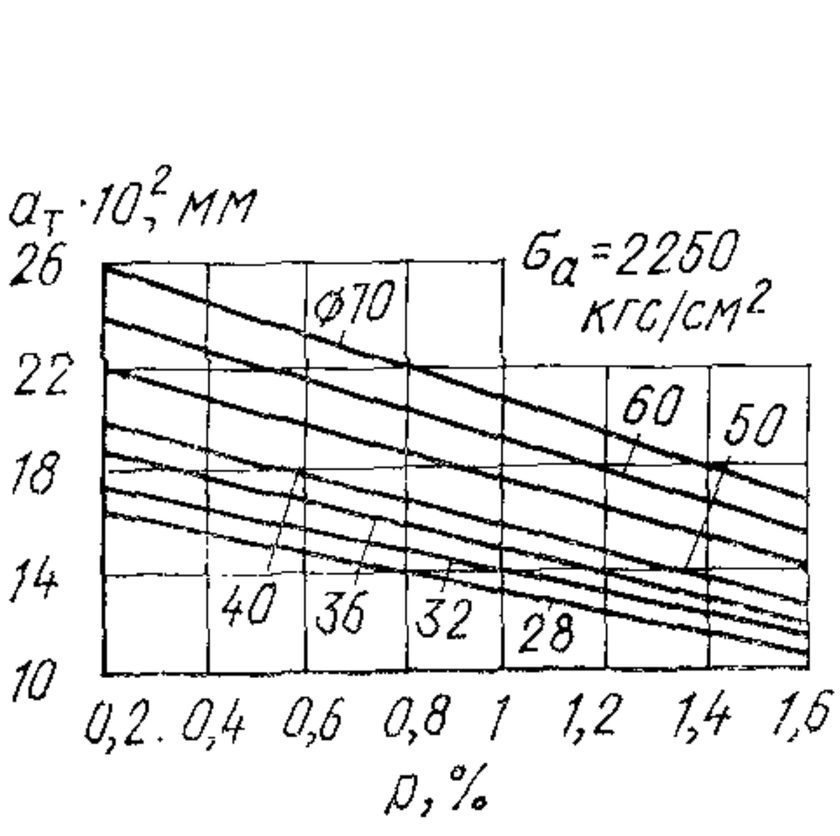


Рис. 2. Величина раскрытия трещин в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах при длительном действии нагрузок ($\sigma_{нач}$=200 кгс/см²)







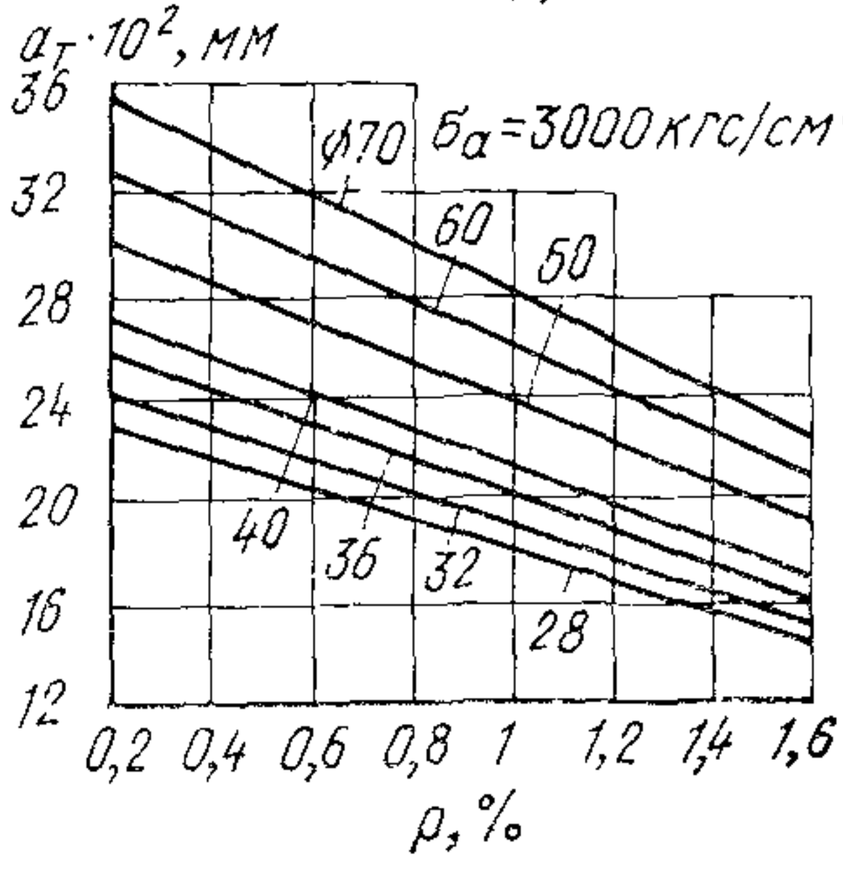


Рис. 3. Величина раскрытия трещин в центрально- и внецентренно-растянутых элементах при кратковременном действии нагрузок ($\sigma_{нач}$=200 кгс/см²)

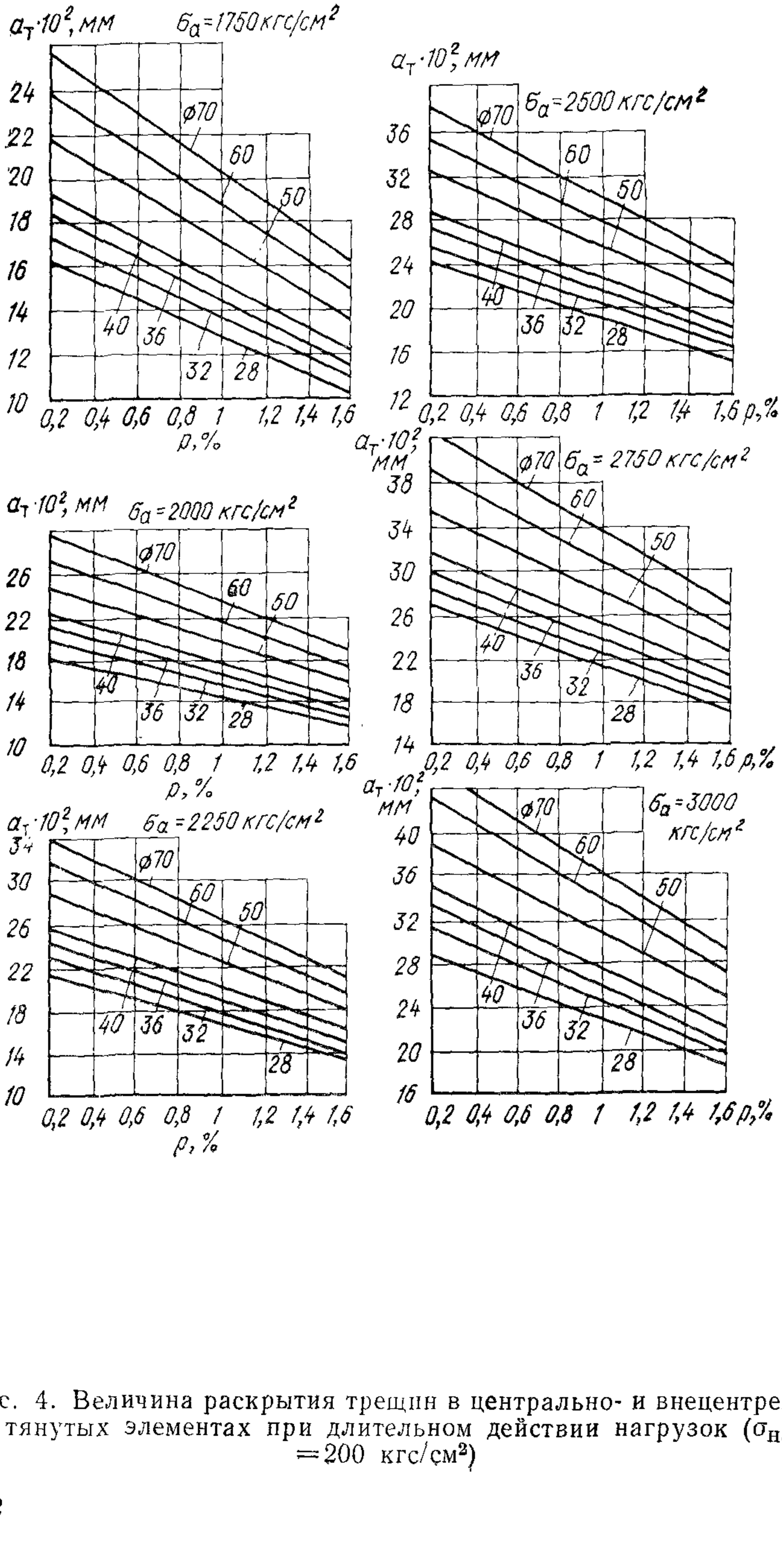


Рис. 4. Величина раскрытия трещин в центрально- и внецентренно-растянутых элементах при длительном действии нагрузок ($\sigma_{нач}$ = 200 кгс/см²)

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

ОПРЕДЕЛЕНИЕ СТЕПЕНИ АГРЕССИВНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ВОДЫ-СРЕДЫ НА БЕТОН КОНСТРУКЦИЙ, ТРЕБОВАНИЯ К ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ КОНСТРУКЦИЯМ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫМ В ЖИДКОЙ СРЕДЕ, И ПОКАЗАТЕЛИ ПЛОТНОСТИ БЕТОНА

Таблица 1

Степень агрессивного воздействия воды-среды на бетон конструкций в зависимости от показателя агрессивности среды, характеризующего процессы коррозии I вида

Показатели агрессивности среды, характеризующие процессы коррозии I вида	Степень агрессивного воздействия среды	Сооружения[1]								
		безнапорные						напорные		
		сильно- и среднефильтрующие грунты ($K_ф \geqslant 0,1$ м/сут) и открытый водоем			слабофильтрующие грунты ($K_ф < 0,1$ м/сут)					
		плотность бетона								
		нормальная	повышенная	особо плотный	нормальная	повышенная	особо плотный	нормальная	повышенная	особо плотный
Бикарбонатная щелочность, мг·экв/л или град	Неагрессивная	⩾1,4(4°)	⩾0,7(2°)	Не нормируется				⩾2(5,6°)	⩾1,07(3°)	⩾1,07(3°)
	Слабоагрессивная	<1,4(4°)—0,7(2°)	<0,7(2°)—0	То же				<2(5,6°)—1,07(3°)	<1,07(3°)—0	<0,7(2°)—0
То же	Среднеагрессивная	<0,7(2°)—0	Не нормируется					<1,07(3°)	Не нормируется	
	Сильноагрессивная	Не нормируется	То же					Не нормируется	То же	

[1] Оценка агрессивного воздействия воды—среды дана в интервале температур 0—50 °С.

Примечание. При концентрации химических веществ в воде, не превышающей 1/4 их концентрации, нормируемой по табл. 2 и 3 прил. 6 как агрессивная для бетона нормальной плотности, максимальные значения *В/Ц* разрешается принимать по табл. 35

Таблица 2

Степень агрессивного воздействия воды-среды на бетон конструкций в зависимости от показателя агрессивности среды, характеризующего процессы коррозии II вида

Показатели агрессивности среды, характеризующие процессы коррозии II вида	Степень агрессивного воздействия среды	Сооружения								
		безнапорные						напорные		
		сильно- и среднефильтрующие грунты ($K_ф \geqslant 0{,}1$ м/сут) и открытый водоем			слабофильтрующие грунты ($K_ф < 0{,}1$ м/сут)					
		плотность бетона								
		нормальная	повышенная	особо плотный	нормальная	повышенная	особо плотный	нормальная	повышенная	особо плотный
Водородный показатель pH	Неагрессивная	$>6{,}5$	$>5{,}9$	$>4{,}9$	>5	>5	$>3{,}9$	$>6{,}5$	$>5{,}9$	$>5{,}4$
	Слабоагрессивная	$6{,}5-6$	$5{,}9-5$	$4{,}9-4$	$5-4$	$5-4$	$3{,}9-3$	$6{,}5-6$	$5{,}9-5{,}5$	$5{,}4-5$
	Среднеагрессивная	$5{,}9-5$	$4{,}9-4$	$3{,}9-2$	$3{,}9-3$	$3{,}9-3$	$2{,}9-1$	$5.9-5{,}5$	$5{,}4-5$	$4{,}9-4$
	Сильноагрессивная	<5	<4	<2	<3	<3	<1	$<5{,}5$	<5	<4
Содержание свободной углекислоты, мг/л	Неагрессивная	$<a[Cä]+b$	$<a[Cä]+b+40$	Не нормируется	$<a[Cä]+b+40$	Не нормируется		$<a[Cä]+b$	$<a[Cä]+b$	$\leqslant a[Cä]+b+40$
	Слабоагрессивная	$a[Cä]+b-a[Cä]+b+40$	$\geqslant a[Cä]+b+40$	То же	$\geqslant a[Cä]+b+40$	То же		$a[Cä]+b-a[Cä]+b+40$	$a[Cä]+b-a[Cä]+b+40$	$>a[Cä]+b+40$
	Среднеагрессивная	$>a[Cä]+b+40$	Не нормируется	»	Не нормируется	»		То же	$>a[Cä]+b+40$	Не нормируется
	Сильноагрессивная	Не допускается к применению	То же	»	Не допускается к применению	»		Не допускается к применению	Не нормируется	То же

Продолжение табл. 2

Показатели агрессивности среды, характеризующие процессы коррозии II вида	Степень агрессивного воздействия среды	Сооружения								
		безнапорные						напорные		
		сильно- и среднефильтрующие грунты ($K_ф \geqslant 0{,}1$ м/сут) и открытый водоем			слабофильтрующие грунты ($K_ф < 0{,}1$ м/сут)					
		плотность бетона								
		нормальная	повышенная	особо плотный	нормальная	повышенная	особо плотный	нормальная	повышенная	особо плотный
Содержание магнезиальных солей, мг/л, в пересчете на ион Mg^{2+}	Неагрессивная	⩽1000	⩽1500	⩽2000	⩽2000	⩽2500	⩽3000	⩽1000	⩽1500	⩽2000
	Слабоагрессивная	1001—1500	1501—2000	2001—3000	2001—2500	2501—3000	3001—4000	1001—1500	1501—2000	2001—3000
	Среднеагрессивная	1501—2000	2001—3000	3001—4000	2501—3000	3001—4000	4001—5000	1500—2000	2001—3000	3001—4000
	Сильноагрессивная	>2000	>3000	>4000	>3000	>4000	>5000	>2000	>3000	>4000
Содержание едких щелочей, г/л, в пересчете на ион Na^{+}	Неагрессивная	⩽50	⩽60	⩽80	⩽80	⩽90	⩽100	⩽30	⩽50	⩽60
	Слабоагрессивная	51—60	61—80	81—100	81—90	91—100	101—120	31—50	51—60	61—80
	Среднеагрессивная	61—80	81—100	101—150	91—100	101—120	121—170	51—60	61—80	81—120
	Сильноагрессивная	>80	>100	>150	>100	>120	>170	>60	>80	>120

Примечания: 1. Значения коэффициентов a и b для определения содержания свободной углекислоты приведены в табл. 4 прил. 6.

2. При оценке степени агрессивного воздействия воды-серы на бетон массивных малоармированных конструкций величина водородного показателя pH принимается для бетонов нормальной плотности как для бетонов повышенной плотности данной таблицы, а для бетонов повышенной плотности как для особо плотных бетонов.

Таблица 3

Степень агрессивного воздействия воды - среды на бетон конструкций в зависимости от показателя агрессивности среды, характеризующего процессы коррозии III вида

Показатели агрессивности среды, характеризующие процессы коррозии III вида	Степень агрессивного воздействия среды	Сооружения								
		безнапорные						напорные		
		сильно- и среднефильтрующие грунты ($K_ф \geqslant 0{,}1$ м/сут) и открытый водоем			слабофильтрующие грунты ($K_ф < 0{,}1$ м/сут)					
		плотность бетона								
		нормальная	повышенная	особо плотный	нормальная	повышенная	особо плотный	нормальная	повышенная	особо плотный
Содержание сульфатов, мг/л, в пересчете на ионы SO''_4 для:										
а) портландцемента и шлакопортландцемента	Неагрессивная	<300	<400	<500	<300	<500	<600	<250	<400	<500
	Слабоагрессивная	300—400	400—500	500—800	300—500	500—600	600—800	250—400	400—500	500—800
	Среднеагрессивная	401—500	501—800	801—1200	501—600	601—800	801—1200	401—500	501—800	801—1200
	Сильноагрессивная	>500	>800	>1200	>600	>800	>1200	>500	>800	>1200
б) сульфатостойких: портландцемента, пуццоланового портландцемента, шлакопортландцемента и портландцемента с минеральными добавками	Неагрессивная	<3000	<4000	<5000	<3000	<5000	<6000	<3000	<4000	<5000
	Слабоагрессивная	3000—4000	4000—5000	5000—7000	3000—5000	5000—6000	6000—8000	3000—4000	4000—5000	5000—7000
	Среднеагрессивная	4001—5000	5001—7000	7001—10000	5001—6000	6001—8000	8001—12000	4001—5000	5000—7000	7001—10000
	Сильноагрессивная	>5000	>7000	>10000	>6000	>8000	>12000	>5000	>7000	>10000

Таблица 4

Значения коэффициентов *a* и *b* для определения содержания свободной углекислоты в воде-среде

Бикарбонатная щелочность		Суммарное содержание ионов Cl' и SO_4'', мг/л											
		0—200		201—400		401—600		601—800		801—1000		св. 1000	
град	мг·экв/л	*a*	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*
3	1	0	15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	1,4	0,01	16	0,01	17	0,01	17	0	17	0	17	0	17
5	1,8	0,04	17	0,04	18	0,03	17	0,02	18	0,02	18	0,02	18
6	2,1	0,07	19	0,06	19	0,05	18	0,04	18	0,04	18	0,04	19
7	2,5	0,1	21	0,08	20	0,07	19	0,06	18	0,06	18	0,05	18
8	2,9	0,13	23	0,11	21	0,09	19	0,08	18	0,07	18	0,07	18
9	3,2	0,16	25	0,14	22	0,11	20	0,1	19	0,09	18	0,08	18
10	3,6	0,2	27	0,17	23	0,14	21	0,12	19	0,11	18	0,1	18

Таблица 5

Требования к железобетонным конструкциям, эксплуатируемым в жидкой среде

Степень агрессивного воздействия жидкой среды на железобетон	Категория требований по трещиностойкости (числитель) и предельная ширина раскрытия трещин (знаменатель)*, мм				Толщина защитного слоя бетона**, мм не менее	Плотность бетона конструкций, армированных сталью классов		
	для ненапрягаемой арматуры классов A-I, A-II, A-III,	для напрягаемой арматуры классов*****				A-I, A-II, A-III, A-IV,	B-II, Bp-II и изделий из них	At-IV, At-V, At-VI, A-V
		A-IV	A-V, At-IV, At-V, At-VI	B-II, Bp-II и изделий из них				
Слабоагрессивная	— / 0,15(0,2)	3 / 0,1(0,15)	2 / —(0,1)	2 / —(0,1)	25	П***	П***	П
Среднеагрессивная	— / 0,1(0,15)	3 / 0,05(0,1)	1 / —	2**** / —(0,05)	30	П	П	О
Сильноагрессивная	— / 0,05(0,1)	2 / —(0,05)	Не допускается к применению	1 / —	35	О	О	Не допускается к применению

* В знаменателе приведена ширина длительного раскрытия трещин, в скобках — ширина кратковременного раскрытия трещин.

** Толщина защитного слоя бетона приведена для конструкций, на которых возможно возобновление защитных покрытий в процессе эксплуатации; для конструкций, на которых возобновление защитных покрытий невозможно (фундаменты, сваи и др.), толщина защитного слоя принимается на 5 мм больше величин, приведенных в таблице. Толщина защитного слоя для нижней арматуры монолитных фундаментов при отсутствии подготовки принимается не менее 80 мм, а при наличии подготовки увеличивается на 15 мм по сравнению с приведенными в таблице величинами.

*** При применении оцинкованной арматуры допускается бетон нормальной плотности.

**** При диаметре проволоки менее 4 мм конструкции должны быть отнесены к I категории требований по трещиностойкости или должна применяться оцинкованная арматура.

***** Не допускается применение предварительно-напряженных конструкций, армированных сталью классов A-V, At-IV, At-V, At-VI, при воздействии кислот, азотнокислых, роданистых и хлористых солей.

Примечание. Требования настоящей таблицы должны соблюдаться при проектировании конструкций из тяжелых бетонов и конструктивных легких бетонов той же плотности.

Таблица 6

Показатели плотности бетона

Характеристика бетона по плотности	Условные обозначения	Показатели плотности бетона		
		марка по водонепроницаемости	водопоглощение, % по весу	водоцементное отношение *В/Ц*, не более
Нормальный	Н	В4	Св. 4,7 до 5,7	0,6
Повышенный	П	В6	Св. 4,2 до 4,7	0,55
Особо плотный	О	В8	До 4,2	0,45

Примечания: 1. Марка бетона по водонепроницаемости и водопоглощение бетона определяются по ГОСТ 12730.0—78, коэффициент фильтрации по ГОСТ 19426—74.

2. Показатели водопоглощения и водоцементного отношения приведены для тяжелого бетона. Для бетонов на пористых заполнителях приведенные в таблице величины водопоглощения необходимо умножать на отношение объемного веса тяжелого бетона к объемному весу бетона на пористых заполнителях.

3. Для бетонов на пористых заполнителях приведенные в таблице величины водоцементного отношения умножаются на коэффициент, равный 0,75.

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

ГРАФИКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА ψ_a

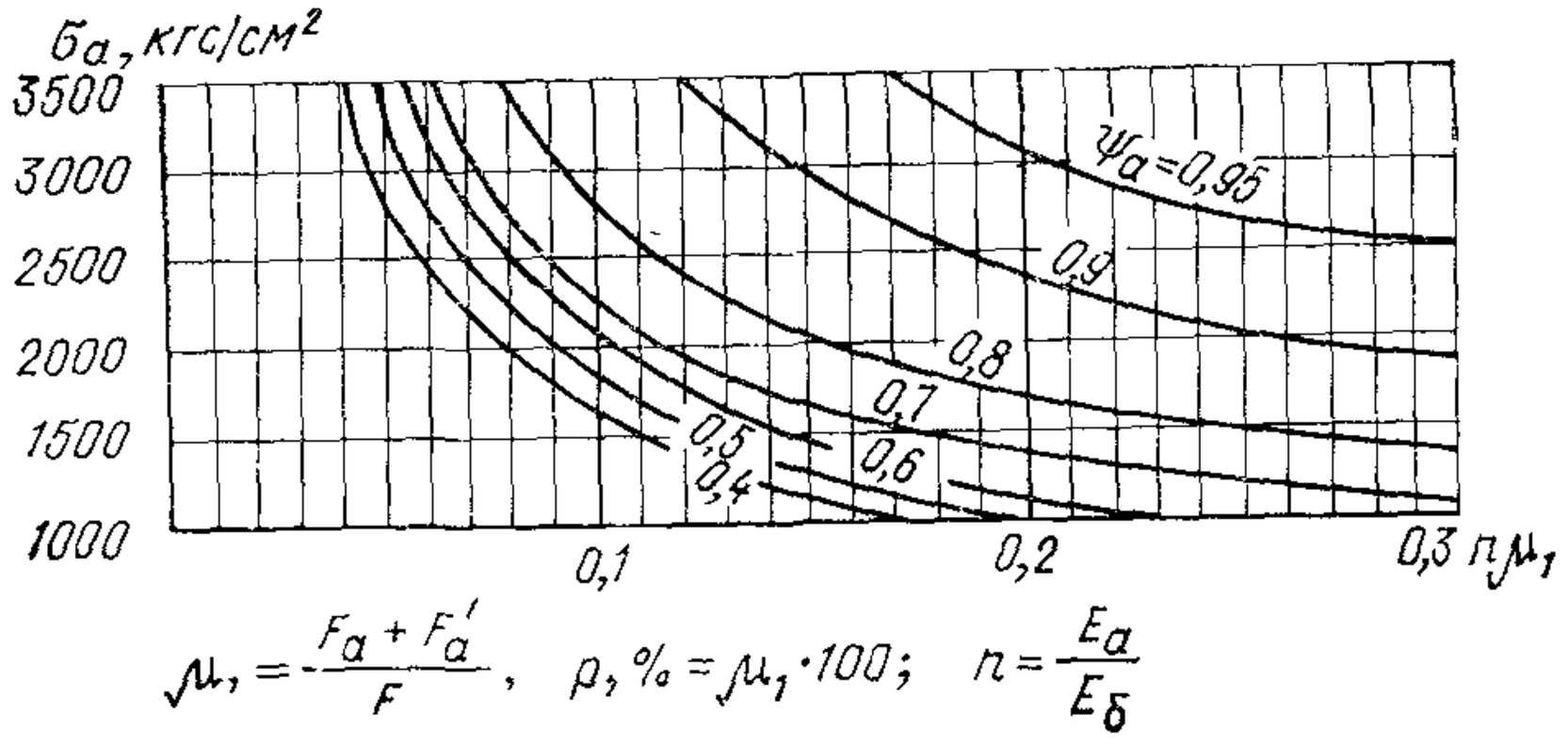


Рис. 1. Центрально-растянутые элементы

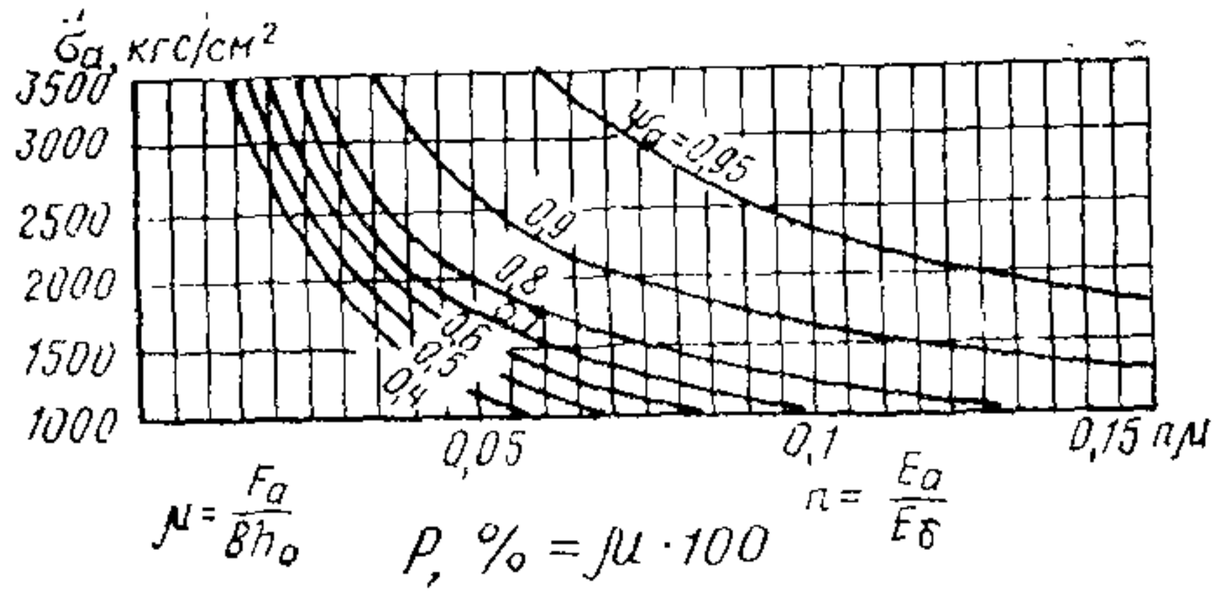


Рис. 2. Изгибаемые элементы прямоугольного сечения (см. прим. 1 к п. 4.17)

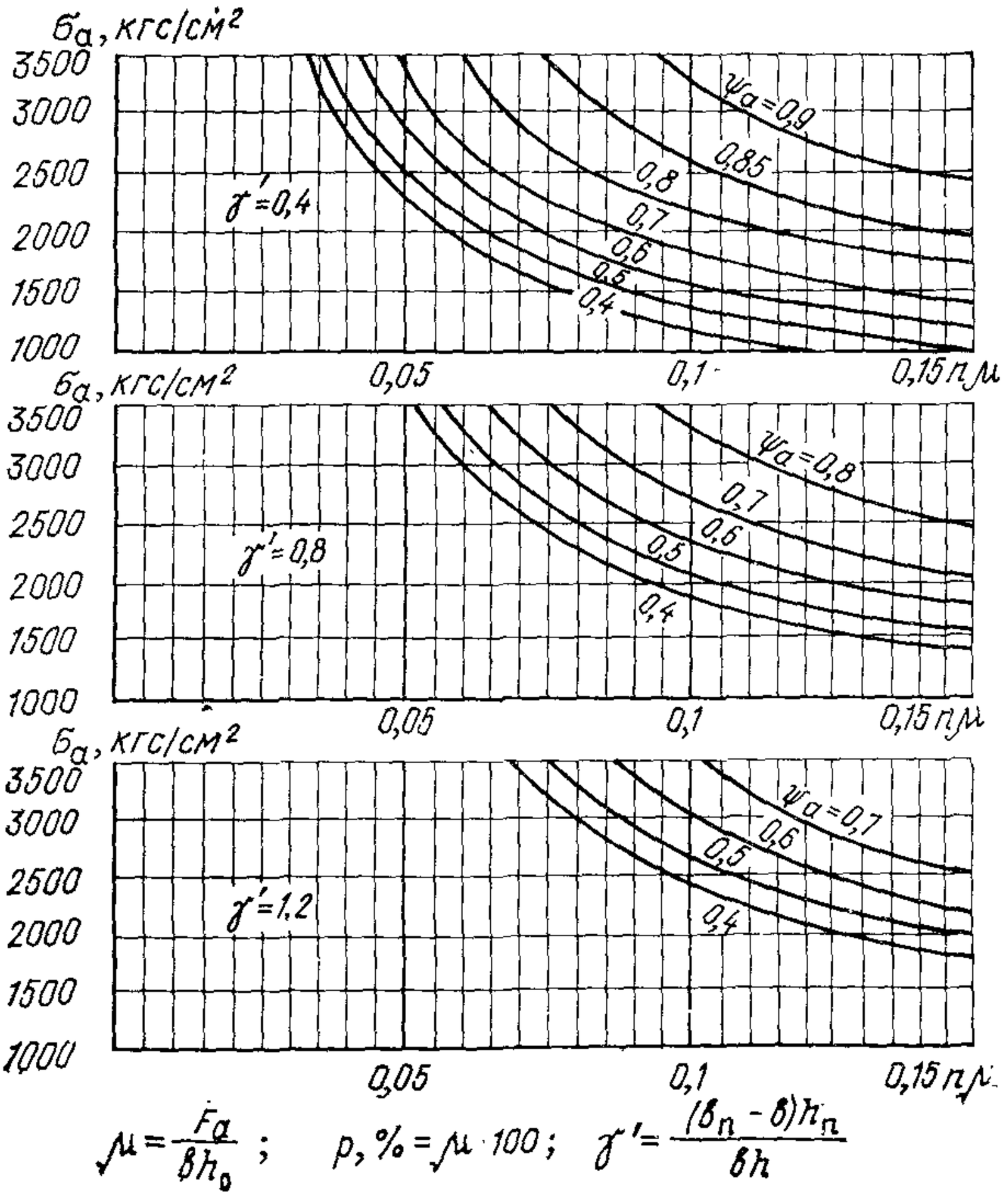


Рис. 3. Изгибаемые элементы таврового сечения с полкой в растянутой зоне

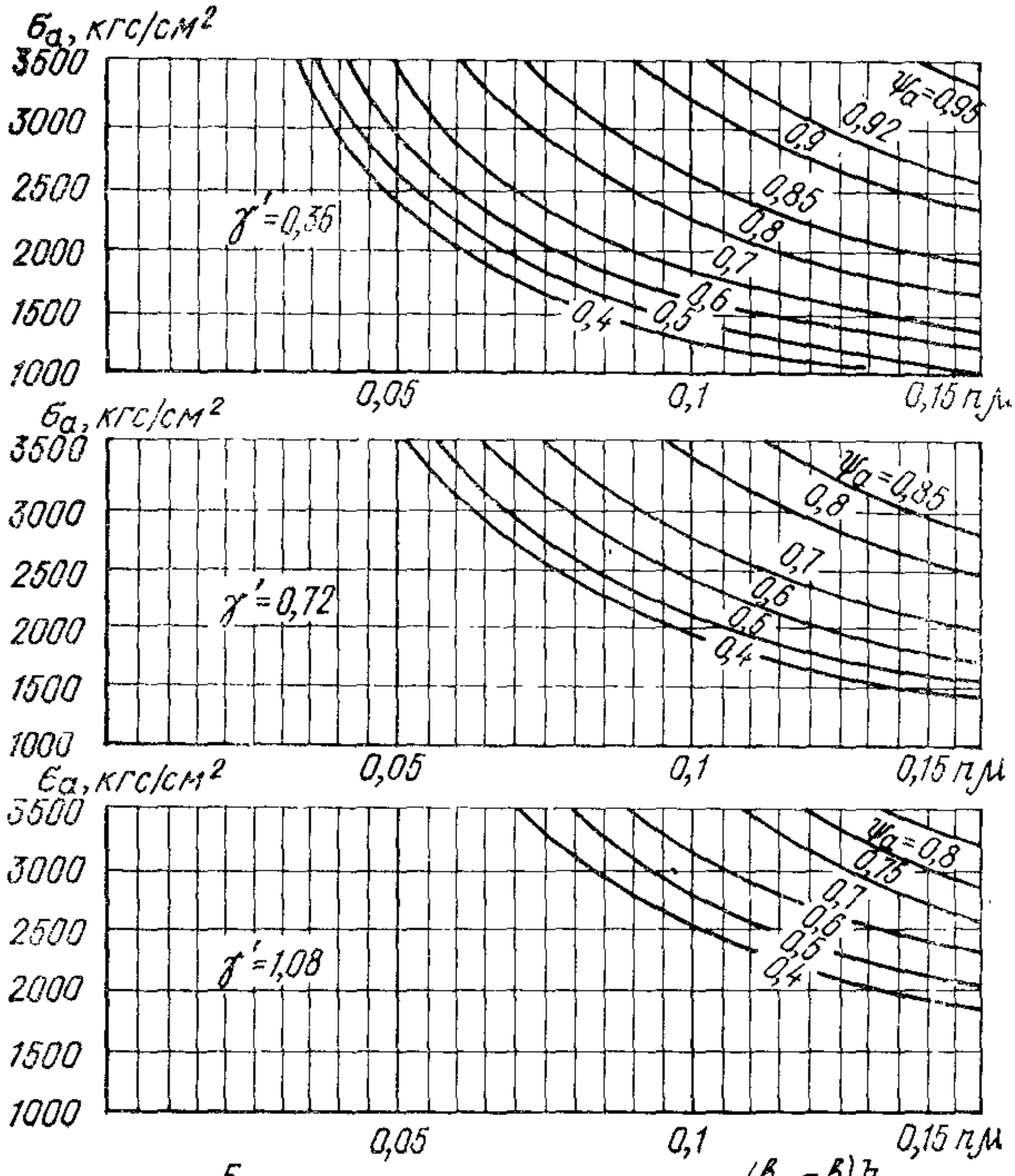


Рис. 4. Изгибаемые элементы двутаврового и коробчатого сечений

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

ГРАФИКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ВЫСОТЫ СЖАТОЙ ЗОНЫ БЕТОНА

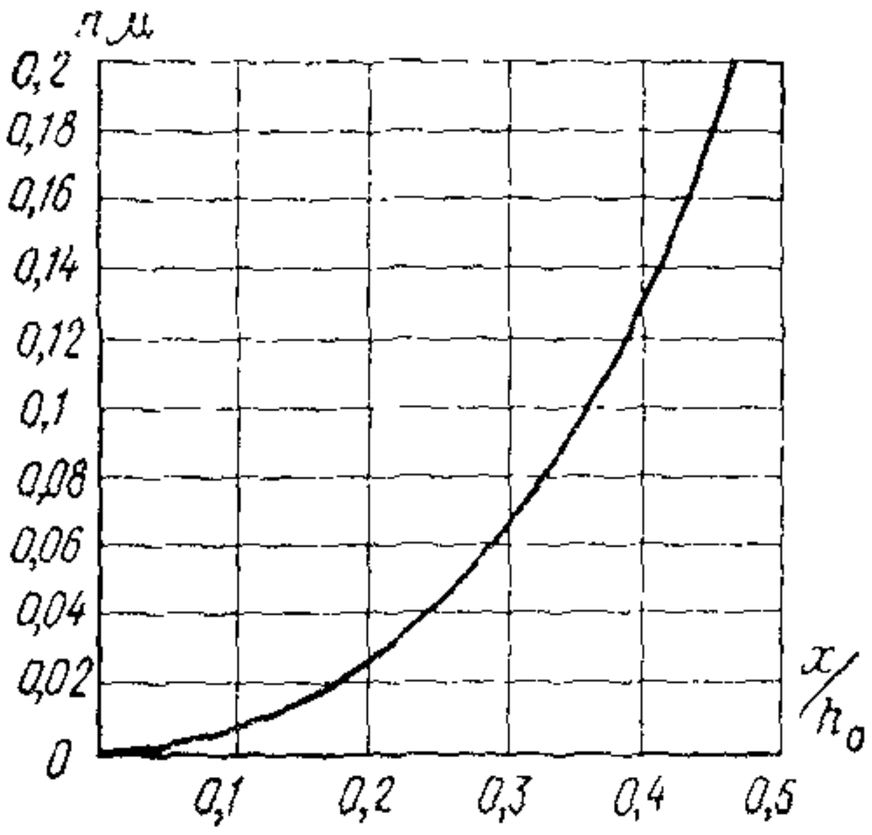


Рис. 1. Изгибаемые элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой

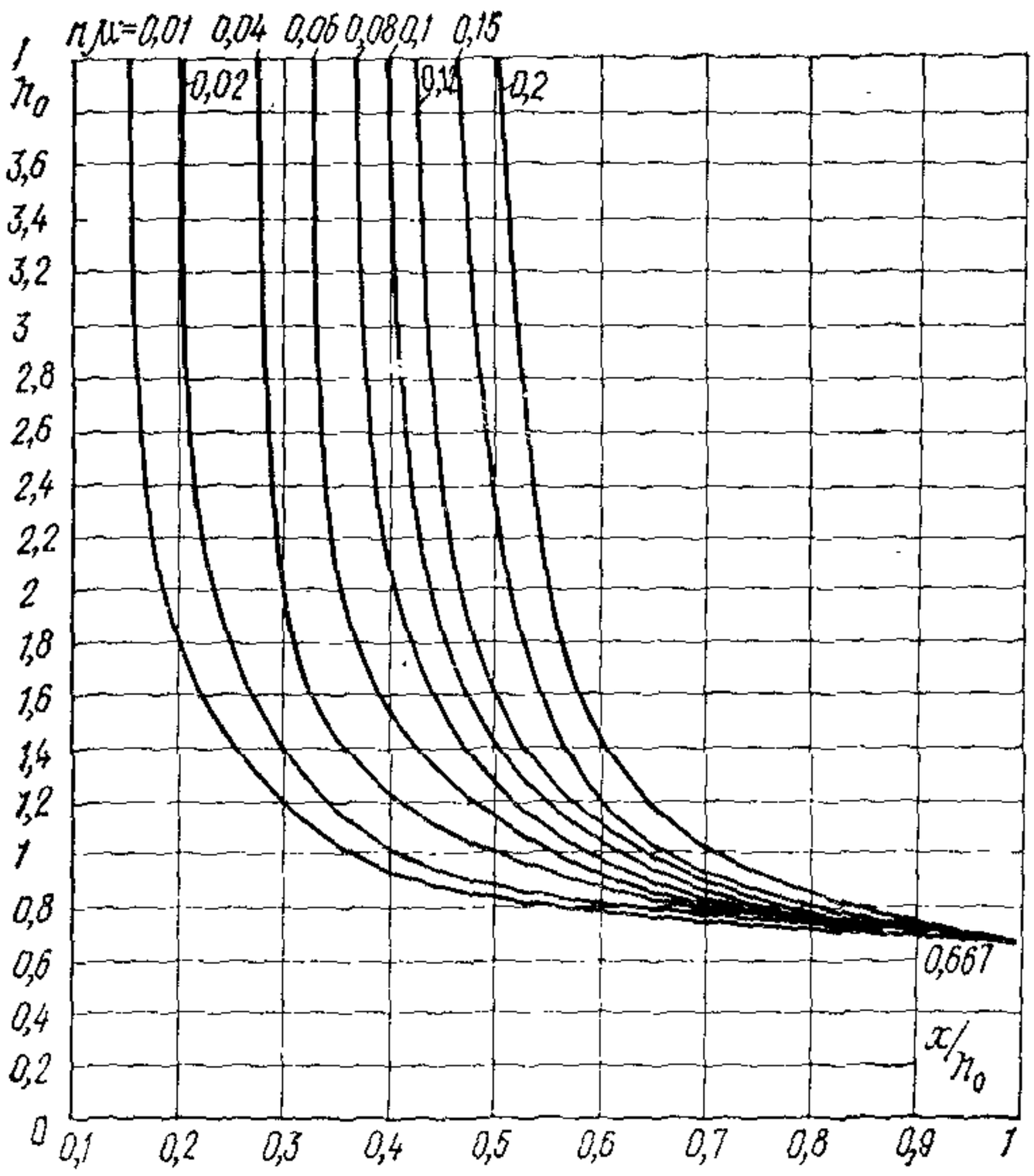


Рис. 3. Внецентренно-растянутые элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой

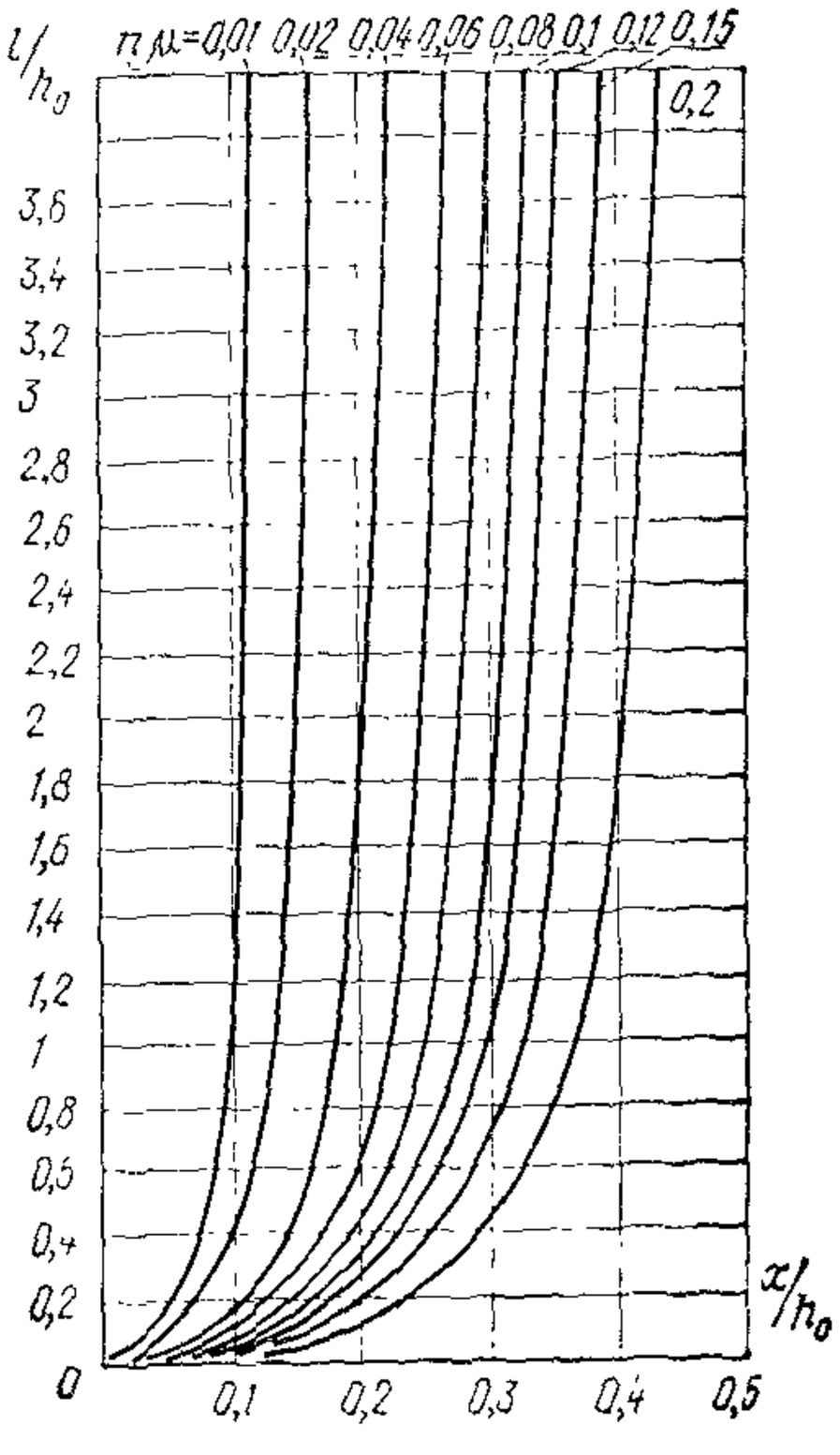


Рис. 2. Внецентренно-сжатые элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА ДЛЯ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ И ВЛАЖНОСТНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Таблица 1

Тепло- и влагофизические характеристики бетона

Тепло- и влагофизические характеристики бетона	Величина
1. Коэффициент линейного расширения α, $^1/°C$	$1 \cdot 10^{-5}$
2. Коэффициент теплопроводности: λ, ккал/(м·ч·°С)	
в строительный период	2,2
» эксплуатационный »	1,7
3. Удельная теплоемкость c, ккал/(кг·°С)	0,24
4. Коэффициент температуропроводности $a_т$, $м^2/ч$	$4 \cdot 10^{-3}$
5. Коэффициент теплоотдачи с открытой поверхности бетона β, ккал/($м^2$·ч·°С):	
в воздух	20
выходящей внутрь полых швов, шахт, тепляков	От 6 до 10
омываемой водой	∞
6. Коэффициент линейной усадки $a_у$, $\frac{мм/мм}{г/г}$	$3 \cdot 10^{-2}$
7. Коэффициент линейного набухания $\alpha_{нг}$, $\frac{мм/мм}{г/г}$	$3 \cdot 10^{-2}$
при гигроскопическом увлажнении бетона	
при непосредственном контакте бетона с водой	$5 \cdot 10^{-3}$
8. Коэффициент диффузии влаги $a_в$, $м^2/ч$	$5 \cdot 10^{-6}$
9. Коэффициент влагоотдачи с открытой поверхности бетона в воздух $\beta_в$, м/ч	$2 \cdot 10^{-4}$

Примечание. Эксплуатационный период начинается с момента начала наполнения водохранилища при условии, что возраст бетона сооружения превышает к этому моменту 4 мес.

Таблица 2

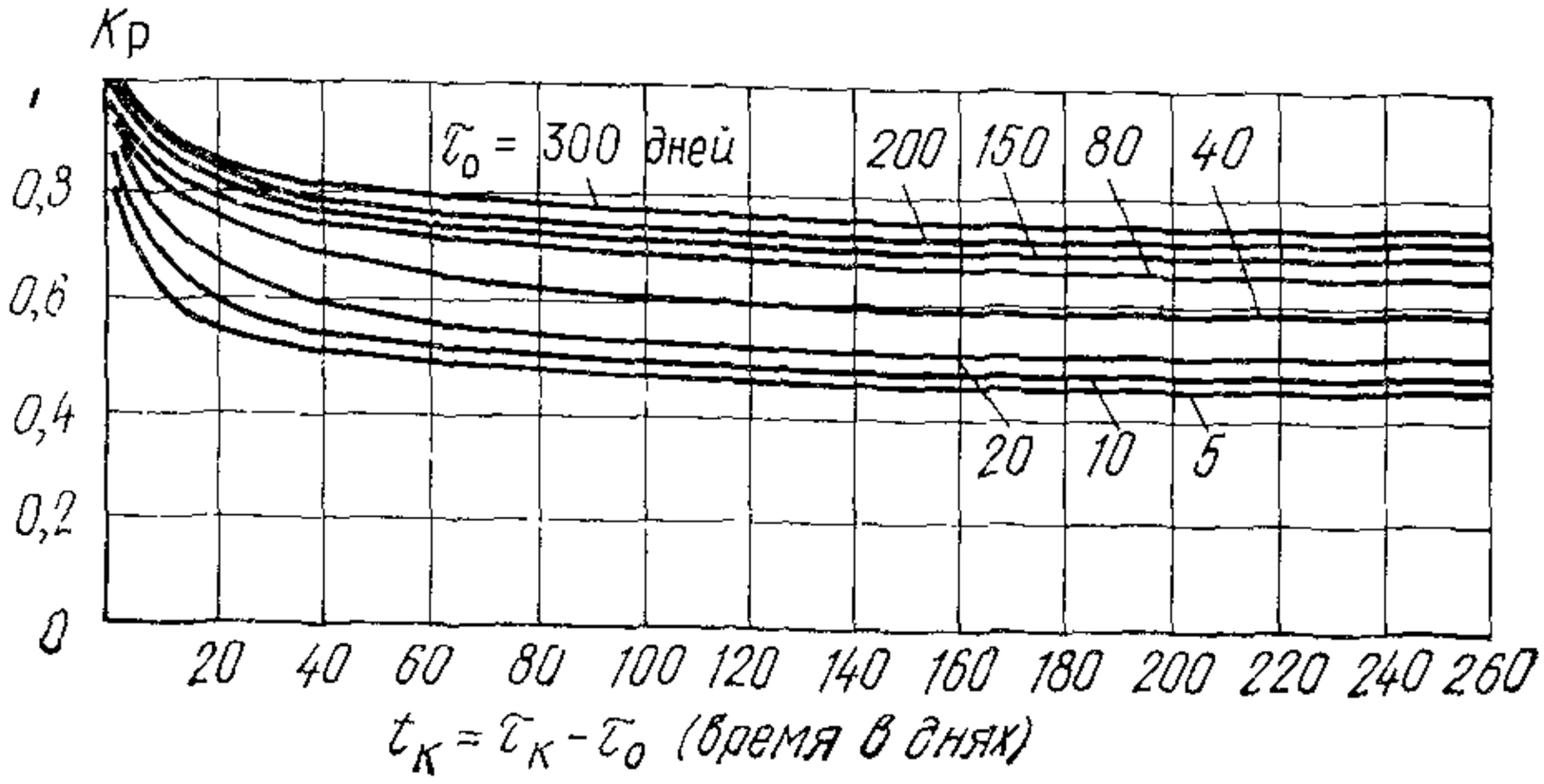
Средние величины тепловыделения в бетоне

Тип цемента	Марка цемента	Тепловыделение бетона, ккал на 1 кг цемента, за время, сут			
		3	7	28	90
Портландцемент	500	70	80	92	95
То же	400	60	70	82	85
»	300	50	60	70	72
Пуццолановый портландцемент	400	50	63	77	80
То же	300	42	55	65	67
Шлакопортландцемент	400	50	63	77	80
То же	300	42	55	65	67

Примечание. При выполнении расчетов для сооружений I класса приведенные в таблице величины тепловыделения бетона следует уточнять по результатам экспериментальных исследований.

ПРИЛОЖЕНИЕ Е 10

ИЗМЕНЕНИЕ СРЕДНИХ ЗНАЧЕНИЙ КОЭФФИЦИЕНТОВ РЕЛАКСАЦИИ (ЗАТУХАНИЯ) ТЕМПЕРАТУРНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ



ПРИЛОЖЕНИЕ 11

РАСЧЕТ НЕСУЩИХ АРМОКОНСТРУКЦИЙ

Несущие армоконструкции (армсфермы) (рис. 1 и 2) рассчитываются раздельно по двум стадиям их работы.

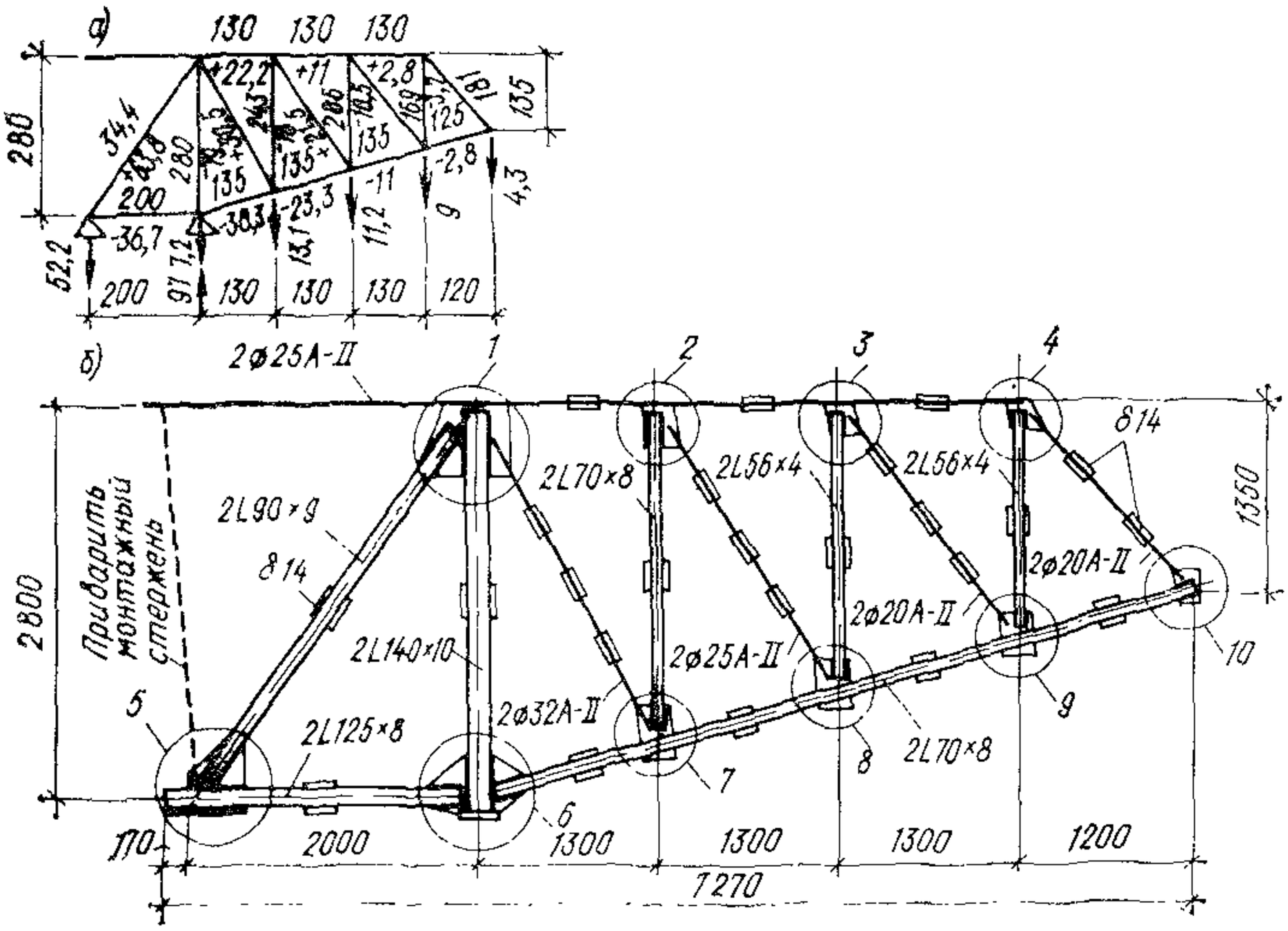


Рис. 1. Несущая армоферма ФА-Г

а — геометрическая и расчетная схемы, размеры, см; нагрузки, тс; «+» — растяжение; «—» — сжатие; *б* — общий вид армофермы

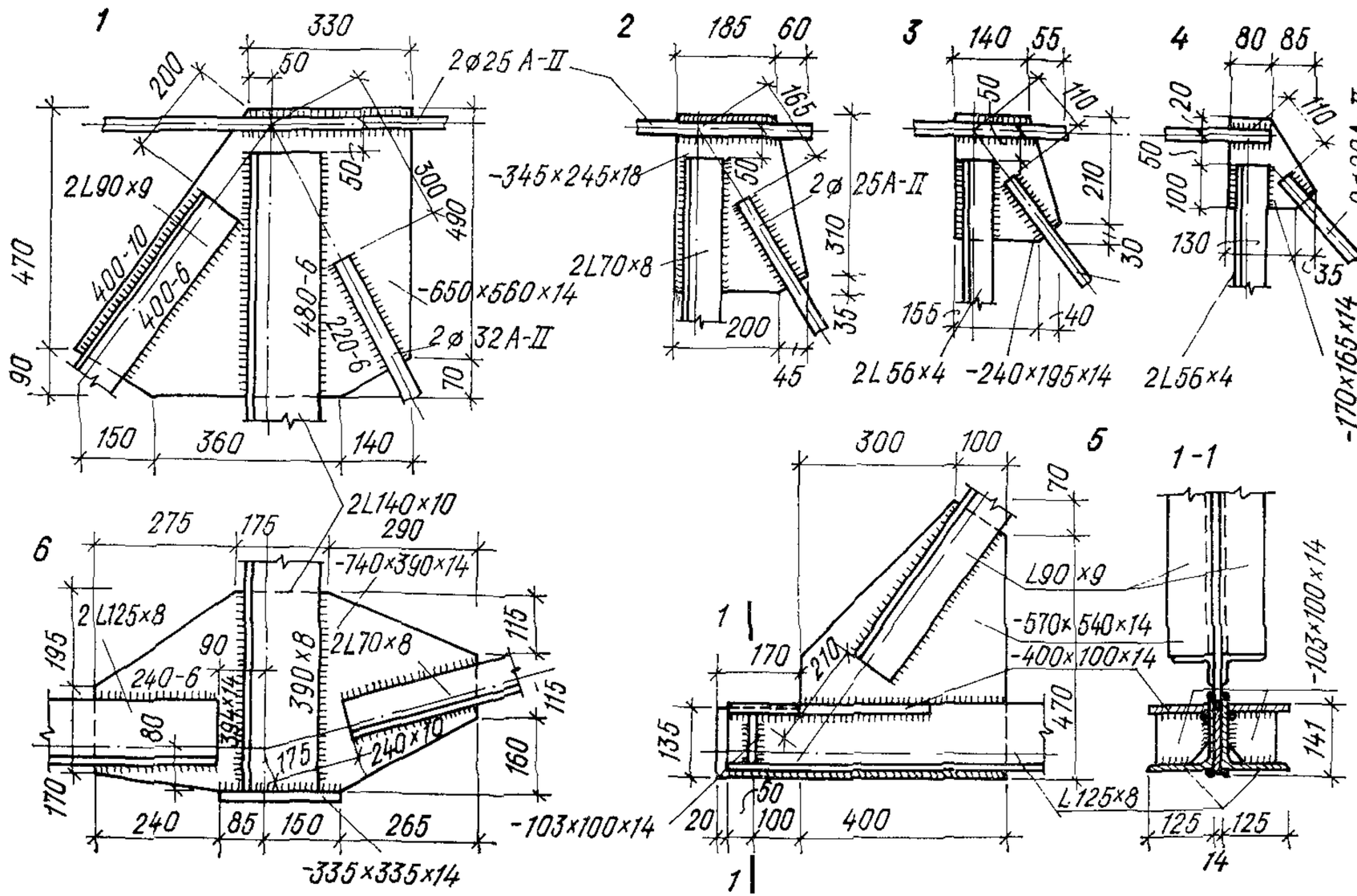


Рис. 2. Узлы несущей армофермы ФА-Г (узлы 7 — 10 не показаны)

Первая стадия — армофермы работают как стальные конструкции, воспринимающие нагрузки от собственного веса, веса опалубки и уложенной бетонной смеси, монтажной нагрузки при бетонировании, давления ветра на поверхность опалубки и др.

Вторая стадия — армофермы работают совместно с бетоном как обычная арматура в железобетонном сечении, воспринимающем полную расчетную нагрузку.

Расчет начинается со второй стадии, т. е. на эксплуатационные нагрузки, в соответствии с разд. 3.

При расчете по второй стадии начальные напряжения в элементах армофермы от работы по первой стадии не учитываются.

Высота армофермы и разбивка на блоки бетонирования предусматриваются такими, чтобы на строительные нагрузки не было увеличения площади сечения растянутого пояса армофермы по сравнению с площадью растянутой продольной арматуры, полученной расчетом на эксплуатационные нагрузки.

Армофермы состоят из несущих элементов, необходимых для первой стадии работы, и дополнительной арматуры, требуемой для работы по второй стадии.

Дополнительную расчетную арматуру рекомендуется приваривать к несущим армофермам при их изготовлении.

ПОДБОР СЕЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ НЕСУЩИХ АРМОКОНСТРУКЦИЙ

При расчете несущих армоконструкций нагрузки принимаются по прил. 1 главы СНиП III-15-76 «Бетонные и железобетонные конструкции монолитные. Правила производства и приемки работ».

Усилия в стержнях армоконструкций определяются методами статики сооружения, принятыми для расчета стержневых сквозных ферм.

При определении усилий узлы армоферм разрешается рассматривать как шарнирные. В случае внеузловой нагрузки последняя заменяется в расчете армофермы ее реакциями на близлежащих узлах с учетом изгибающего момента в панели пояса, причем каждую панель пояса разрешается рассматривать как свободно опертую балку.

Расчет элементов армоконструкций рекомендуется производить по формулам:

при центральном растяжении

$$\frac{N}{F_{нт}} \leqslant R; \qquad (1)$$

при центральном сжатии

$$\frac{N}{\varphi F} \leqslant R; \qquad (2)$$

при изгибе в одной из главных плоскостей

$$\frac{M}{W^{п}_{нт}} \leqslant R; \qquad (3)$$

при изгибе в двух главных плоскостях

$$\frac{M_x}{I_{x.\,\text{нт}}} y \pm \frac{M_y}{I_{y.\,\text{нт}}} x \leqslant R; \tag{4}$$

при внецентренном растяжении и внецентренном сжатии

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} \pm \frac{M_x}{I_{x.\,\text{нт}}} y \pm \frac{M_y}{I_{y.\,\text{нт}}} x \leqslant R. \tag{5}$$

В формулах (1)—(5):

N — расчетное осевое усилие растяжения или сжатия;
M, M_x, M_y — абсолютные значения расчетных изгибающих моментов;
R — расчетное сопротивление стали растяжению или сжатию;
$F_{\text{нт}}$ — площадь сечения элемента нетто;
F — площадь сечения элемента брутто;
φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый в функции наибольшей гибкости

$$\lambda = \frac{l_0}{r}; \tag{6}$$

l_0 — расчетная длина отдельной ветви элемента фермы;
r — радиус инерции сечения стержня относительно оси перпендикулярной плоскости, в которой определяется гибкость;
$W^{\text{п}}_{\text{нт}}$ — пластический момент сопротивления ослабленного сечения. Пластический момент сопротивления $W^{\text{п}}$ равен удвоенному статическому моменту половины площади сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения. Вводимая в расчет величина $W^{\text{п}}$ не должна превышать 1,2 W.
$J_{x.\text{нт}}$, $J_{y.\text{нт}}$ — моменты инерции сечения нетто относительно осей соответственно $x—x$ и $y—y$;
x, y — координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей.

Расчетные сопротивления прокатной и арматурной стали приведены в табл. 1.

Таблица 1

Напряженное состояние	Расчетные сопротивления, кгс/см², стали классов						
	А-I	А-II	А-III ∅ 10—40	С 38/23	С 44/29	С 46/33	С 52/40
Растяжение, сжатие, изгиб	2300	2850	3750	2100	2600	2900	3400

Гибкость элементов армоферм, работающих временно лишь в период строительства (для поддержания жидкого несхватившегося бетона), допускается принимать по табл. 2.

Таблица 2

Элементы несущих армоконструкций	Максимальная допускаемая гибкость λ
Сжатые пояса, опорные раскосы и стойки ферм, передающие опорные реакции	150
Прочие сжатые элементы ферм	200
Стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие неработающие элементы	220
Для всех растянутых элементов армоферм при воздействии на конструкцию статических нагрузок	400

Примечания: 1. Предельная гибкость сжатых раскосов (кроме опорных) пространственных, решетчатых конструкций из одиночных уголков принимается: при использовании несущей способности раскосов до 50 % — равной 220; при использовании несущей способности от 50 до 100 % определяется интерполяцией между значениями 220 и 200.

2. При проверке гибкости растянутых стержней перекрестной решетки из одиночных равнобоких уголков радиус инерции сечения уголка принимается относительно оси, параллельной полке уголка.

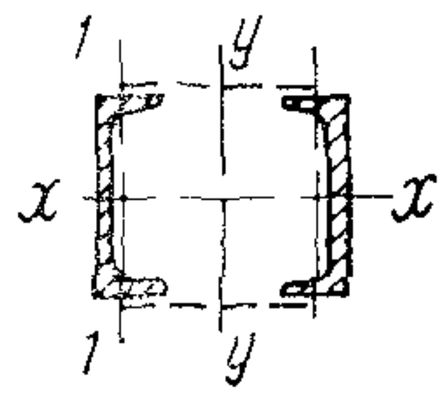
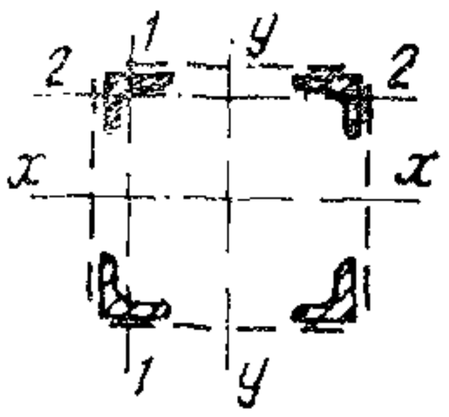
3. Для растянутых раскосов ферм с незначительными усилиями, в которых при неблагоприятном расположении нагрузки может измениться знак усилия, предельная гибкость принимается как для сжатых элементов, при этом соединительные прокладки должны устанавливаться не реже чем через 40 ч.

Для составных центрально-сжатых стержней, ветви которых соединены планками или решетками, коэффициент продольного изгиба относительно свободной оси (перпендикулярной плоскости планок или решеток) определяется по приведенной гибкости $\lambda_{пр}$, вычисляемой по формулам табл. 3.

Расчетные длины l_0 при определении гибкости элементов с симметричными относительно плоскости ферм сечениями, за исключением пересекающихся стержней ферм с перекрестной решеткой, принимаются по табл. 4.

Расчетные длины l_0 пересекающихся стержней фермы с перекрестной решеткой при определении их гибкости принимаются: в плоскости фермы — равными расстоянию от центра узла фермы до точки их пересечения ($l_0 = l$); из плоскости фермы — по табл. 5.

Таблица 3

Сечение стержня	Соединительные элементы	Приведенные гибкости $\lambda_{пр}$
	Планки	$\sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$
	Решетки	$\sqrt{\lambda_y^2 + K_1 \frac{F}{F_{р1}}}$
	Планки	$\sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$
	Решетки	$\sqrt{\lambda^2 + F\left(\frac{K_1}{F_{р1}} + \frac{K_2}{F_{р2}}\right)}$

Обозначения, принятые в таблице:

λ_y — гибкость всего стержня относительно свободной оси;

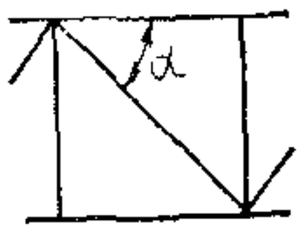
λ — наибольшая гибкость всего стержня;

λ_1; λ_2 — гибкость отдельных ветвей относительно осей соответственно *1-1* и *2-2* на участках между приваренными планками (в свету);

F — площадь сечения всего стержня;

$F_{р1}$; $F_{р2}$ — площади сечения раскосов решеток, лежащих в плоскостях, перпендикулярных осям, соответственно *1-1* и *2-2*;

K_1; K_2 — коэффициенты, принимаемые в зависимости от значений углов α_1 или α_2 между раскосом решетки и ветвью в плоскостях соответствующих решеток:

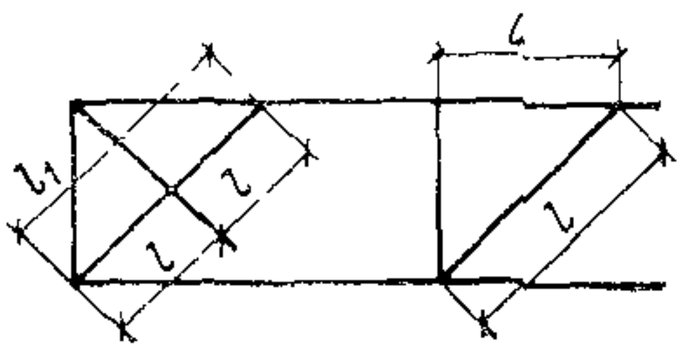


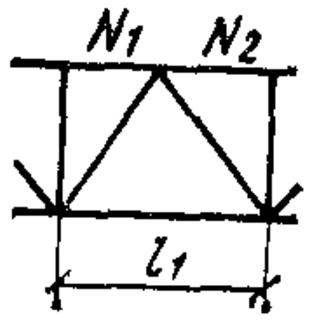
α_1 (α_2), град	30	40	45—60
K_1(K_2)	45	31	27

Примечание. Гибкость отдельных ветвей λ_1 и λ_2 на участках между планками должны быть не более 40 ч.

Таблица 4

Направление продольного эскиза	Расчетная длина l_0		
	пояса	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решетки
В плоскости фермы	l	l	$0{,}8l$
В направлении, перпендикулярном плоскости ферм (из плоскости фермы)	l_1	l_1	l_1





Обозначения, принятые в таблице:

l — геометрическая длина элемента (расстояние между центрами узлов) в плоскости фермы;

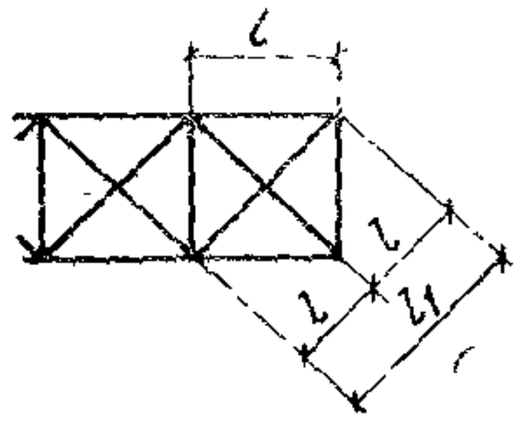
l_1 — расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями; жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами и т. п.).

Примечания: 1. Для отдельных элементов решетки из одиночных уголков расчетная длина l_0 принимается равной их геометрической длине.

2. Если по длине l_1 элемента действуют сжимающие усилия N_1 и $N_2 < N_1$, устойчивость этого элемента из плоскости фермы проверяется на бо́льшее усилие N_1 при расчетной длине $l_0 = l_1 \left(0{,}75 + 0{,}25 \frac{N_2}{N_1}\right)$.

Таблица 5

Характеристика узла пересечения стержней решетки	Расчетная длина l_0, если поддерживающий стержень		
	растянут	не работает	сжат
Оба стержня не прерываются	l	$0{,}7l_1$	l_1
Поддерживающий стержень прерывается и перекрывается фасонкой	$0{,}7l_1$	l_1	$1{,}4l_1$



Обозначения, принятые в таблице 5:

l — расстояние от центра узла фермы до пересечения стержней

l_1 — полная геометрическая длина сжатого стержня.

Радиусы инерции сечений сжатых элементов из одиночных уголков при этом принимаются: при $l = l_0 - r_{\text{мин}}$; при $l_0 = 0{,}7l_1$ и $l_0 = l_1$ — относительно оси сечения уголка, параллельной плоскости фермы.

Для стоек и колонн постоянного сечения с четко выраженными условиями закрепления расчетная длина принимается равной

$$l_0 = \mu l, \qquad (7)$$

где l — длина колонны;

μ — коэффициент для определения расчетных длин колонн и стоек (значения коэффициента μ определяются по п. 6. 10. главы СНиП II-23-81).

Коэффициенты продольного изгиба φ принимаются по табл. 6.

Таблица 6

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость элемента λ	Коэффициенты φ для элементов из стали классов			
	A-I и C 38 23	A-II и C 44/29	C 46/33	A-III и C 52/40
0	1	1	1	1
10	0,988	0,987	0,986	0,985
20	0,97	0,968	0,965	0,962
30	0,943	0,935	0,932	0,927
40	0,905	0,892	0,888	0,878
50	0,867	0,843	0,837	0,823
60	0,82	0,792	0,78	0,764
70	0,77	0,73	0,71	0,682
80	0,715	0,66	0,637	0,604
90	0,655	0,592	0,503	0,523
100	0,582	0,515	0,482	0,437
110	0,512	0,44	0,413	0,37
120	0,448	0,383	0,35	0,315
130	0,397	0,33	0,302	0,264
140	0,348	0,285	0,256	0,228
150	0,305	0,25	0,226	0,198
160	0,27	0,22	0,2	0,176
170	0,24	0,195	0,178	0,156
180	0,216	0,175	0,16	0,139
190	0,196	0,158	0,142	0,126
200	0,175	0,142	0,129	0,112
210	0,16	0,13	0,118	0,102
220	0,146	0,119	0,108	0,093

РАСЧЕТ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Расчетное усилие, воспринимаемое сварным угловым швом, при соединении элементов одного с другим и с плоскими поверхностями

$$N \leqslant (\beta h_{ш})\ l_{ш} R_y^{св}, \qquad (8)$$

где $h_{ш}$ — толщина углового шва, принимаемая равной катету вписанного равнобедренного треугольника;

β — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида сварки, которая должна быть оговорена в проекте:

для ручной сварки $\beta=0,7$; для полуавтомати ческой $\beta=0,8$; для автоматической сварки $\beta=0,9—1$;

$l_ш$ — расчетная длина шва, равная его полной длине за вычетом 10 мм;

$R_y^{св}$ — расчетное сопротивление углового шва, принимаемое по табл. 7.

Таблица 7

Сварные соединения	Напряженное состояние	Расчетное сопротивление $R_y^{св}$, кгс/см², в конструкциях из стали классов			
		А-I и С 38/23	А-II и С 44/29	С 46/23	А-III и С 52/40
Угловые швы	Срез	1500	1800	2000	2200

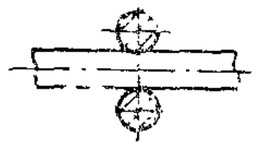
С 01.01.82. взамен главы СНиП II-В.3-72 *, в соответствии с которой выполнено данное приложение, введена глава СНиП II-23-81, поэтому условные обозначения, марки стали и расчетные сопротивления должны быть откорректированы в соответствии с действующей главой СНиП.

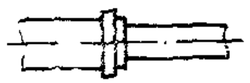
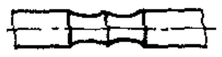
Сортамент горячекатаной стержневой арматуры

Номинальный диаметр, мм	Наружный диаметр стержней периодического профиля	Расчетная площадь поперечного сечения, см², при числе стержней									Теоретический вес 1 м, кг	Прокатываемые диаметры из арматуры классов		
		1	2	3	4	5	6	7	8	9		А-I	А-II	А-III
6	6,75	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222			
8	9	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	0,395			
10	11,3	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617			
12	13,5	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888			
14	15,5	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208			
16	18	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	1,578			
18	20	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	1,998			
20	22	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466			
22	24	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984			
25	27	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,85			
28	30,5	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83			
32	34,5	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	6,31			
36	39,5	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99			
40	43,5	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1	9,87			
45	49	15,904	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,33	127,23	143,13	12,49			
50	54	19,635	39,27	58,91	78,54	98,18	117,82	137,45	157,08	176,72	15,41			
55	59	23,76	47,52	71,28	95,04	118,8	142,56	166,32	190,08	213,84	18,65			
60	64	28,27	56,54	84,81	113,08	141,35	169,62	197,89	226,16	254,43	22,19			
70	74	38,48	76,96	115,44	153,92	192,4	230,88	269,36	307,84	346,32	30,21			
80	83,5	50,27	100,55	150,81	201,08	251,35	301,62	351,9	402,15	452,43	39,46			

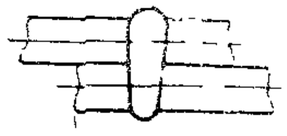
ПРИЛОЖЕНИЕ 13

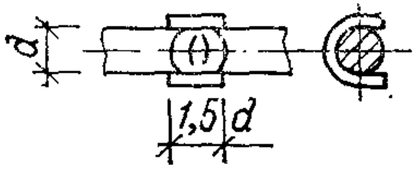
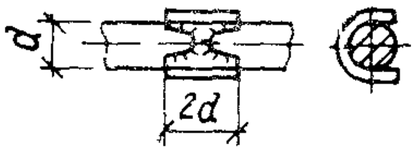
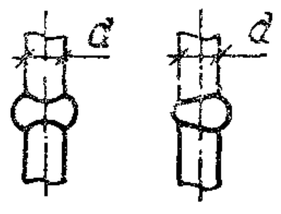
ОСНОВНЫЕ ТИПЫ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Тип соединения	Условное обозначение типов соединений	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс арматуры	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
1. Крестообразное (ГОСТ 14098—68)	КТ-2		Горизонтальное	Контактная точечная	А-I А-II А-III Вр-I	6—40 10—80 6—40 3—5	В соединениях типов 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 принимается не менее 0,5. Возможно вертикальное положение стержней, как правило, при сварке подвесными клещами
	КТ-3		То же	То же	А-I А-II А-III	6—40 10—80 6—40	

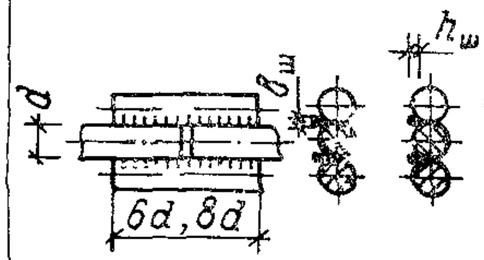
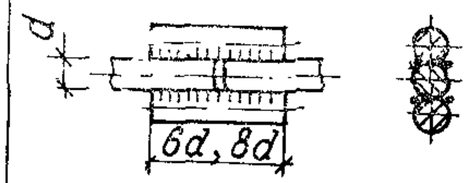
Тип соединения	Условное обозначение типов соединения	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс арматуры	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
2. Стыковое (ГОСТ 14098—68 и ГОСТ 19293—73)	КС-О		Горизонтальное	Контактная стыковая	А-I А-II	10—40 10—80	—
	КС-Р		То же	То же	А--III А-IV А-V	10—40 10—22 10—22	
	КС-М		»	»	А-II А-III А-IV А-V	10—80 10—40 10—22 10—22	
	ВО-Б		»	Ванная одноэлектродная	А-I А-II А-III	20—40 20—40 20—40	Сварка выполняется в инвентарных формах

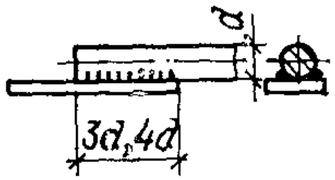
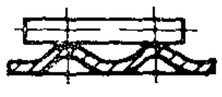
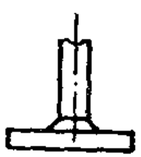
Продолжение прил. 13

Тип соединения	Условное обозначение типов соединения	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс арматуры	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
3. Стыковое (ГОСТ 14098—68)	ВП-Г		«	Ванная полуавтоматическая под флюсом	А-I А-II А-III	20—40 20—40 20—40	То же
	ВМ-1		«	Ванная многоэлектродная	А-I А-II А-III	20—40 20—80 20—40	
	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	Сварка выполняется в инвентарных формах. Рекомендуется также применение одноэлектродной ванной сварки

4. Стыковое	—		То же	Ванная одноэлектродная с желобчатой подкладкой	А-I А-II А-III	20—32 20—32 20—32	—
5. Стыковое	—		Горизонтальное	Ванная шовная с желобчатой подкладкой			
			Горизонтальное и вертикальное	Полуавтоматическая многослойными швами 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
6. То же	—		Вертикальное	Многослойными швами с желобчатой подкладкой и без нее	А-I А-II А-III	20—40 20—80 20—40	—

Продолжение прил. 13

Тип соединения	Условное обозначение типов соединения	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс арматуры	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
7. Стыковое (ГОСТ 19293—73)	—		Горизонтальное и вертикальное	Дуговая фланговыми швами	A-I A-II A-III A-IV A-V	10—40 10—80 10—40 10—22 10—22	$h_ш = 0{,}25d$, но не менее 4 мм, $b_ш = 0{,}5\ d$, но не менее 10 мм Длина швов: $6d$ и $3d$ — для стали классов A-I и A-II, марки 10ГТ; $8d$ и $4\ d$ — для стали класса A-II, марки Ст.5 и класса A-III (см. примечание к таблице)
			Горизонтальное	То же	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	Допускается двусторонние фланговые швы длиной $4d$ для соединений стержней из стали классов A-I и A-II

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	—

Примечание. На схемах поз. 7 суммарную площадь круглых накладок рекомендуется назначать в рабочих чертежах или рассчитывать по формуле $F_н = F_a \frac{R_a}{R_{a.н}} \gamma$, где $F_н$ и $R_{a.н}$—общая площадь поперечного сечения и расчетное сопротивление стали накладок; F_a и R_a — площадь поперечного сечения и расчетное сопротивление стали стыкуемых стержней; γ — коэффициент, учитывающий условия работы накладок и равный: 1,5 — для арматуры классов A-I и A-II (диаметром 10—40 мм); 2 — для арматуры классов A-II (диаметры 45—80 мм), A-III, A-IV и A-V.

ПРИЛОЖЕНИЕ 14

ПРИМЕР РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО ШПУНТА ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ

Дано. Железобетонный предварительно напряженный шпунт таврового сечения (рис. 1) с размерами $h=80$ см, $h_п=15$ см, $b_п=150$ см, $b=30$ см, $a_н=5{,}5$ см, $a'_н=5{,}5$ см, $h_0=74{,}5$ см, $l=14{,}5$ м. Бетон марки М 400: $R_{пр}=175$ кгс/см², $R_{прII}=225$ кгс/см², $R_р=12$ кгс/см², $R_{рII}=18$ кгс/см², $E_б=300000$ кгс/см², $m_б=1$. Продольная предварительно нагруженная арматура класса A-V: $R_{aII}=8000$ кгс/см²; $R_а=6400$ кгс/см², $R_{а.с}=4000$ кгс/см², $R_{а.х}=5\,100$ кгс/см², $E_а=1\,900\,000$ кгс/см², $m_а=1{,}1$. Продольная ненапрягаемая арматура конструктивная класса A-II, $R_а=R_{а.с}=2700$ кгс/см², $E_а=2\,100\,000$ кгс/см², $m_а=1{,}1$. Поперечная арматура класса A-II — $R_{а.х}=2150$ кгс/см². Опорные балки, воспринимающие усилия от натяжения арматуры, располагаются внутри камеры пропаривания. Напряжение стержней производится одновременно механическим способом. Расчетные изгибающие моменты на шпунт, определенные с коэффициентами перегрузки по табл. I: в полке $M_I^п=85$ тс·м, в ребре $M_I^р=50$ тс·м. Расчетные изгибающие моменты, определенные с коэффициентами перегрузки $n=1$; в полке $M_{II}^п=55$ тс·м, в ребре $M_{II}^р=50$ тс·м, Поперечные силы приведены на рис. 2. Сооружение III класса — $к_н=1{,}15$. Сочетание нагрузок основное — $n_с=1$. Образование трещин в период изготовления, транспортирования и монтажа не допускается. Образование трещин в период эксплуатации со стороны полки не допускается, со

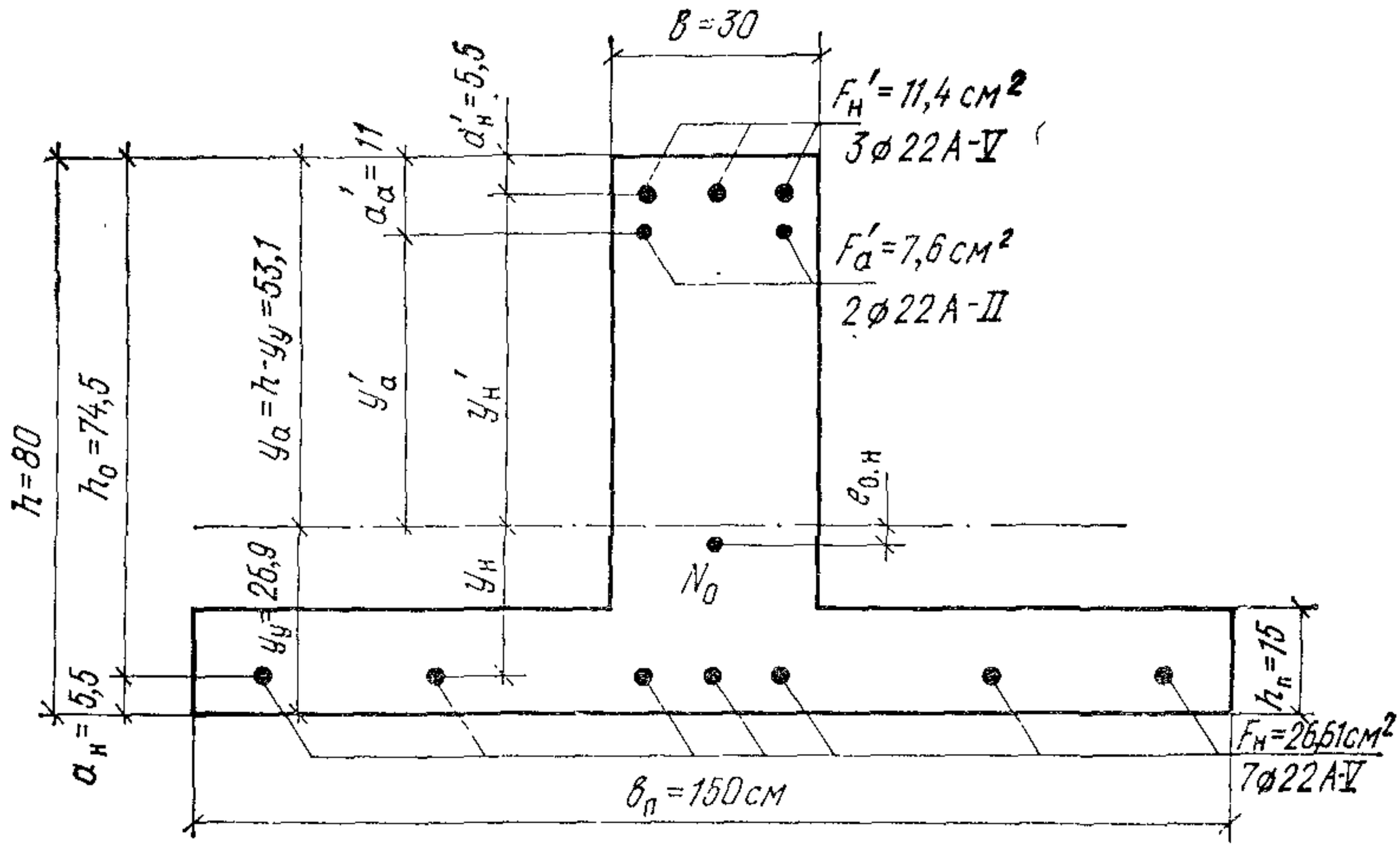


Рис. 1. Расчетное сечение

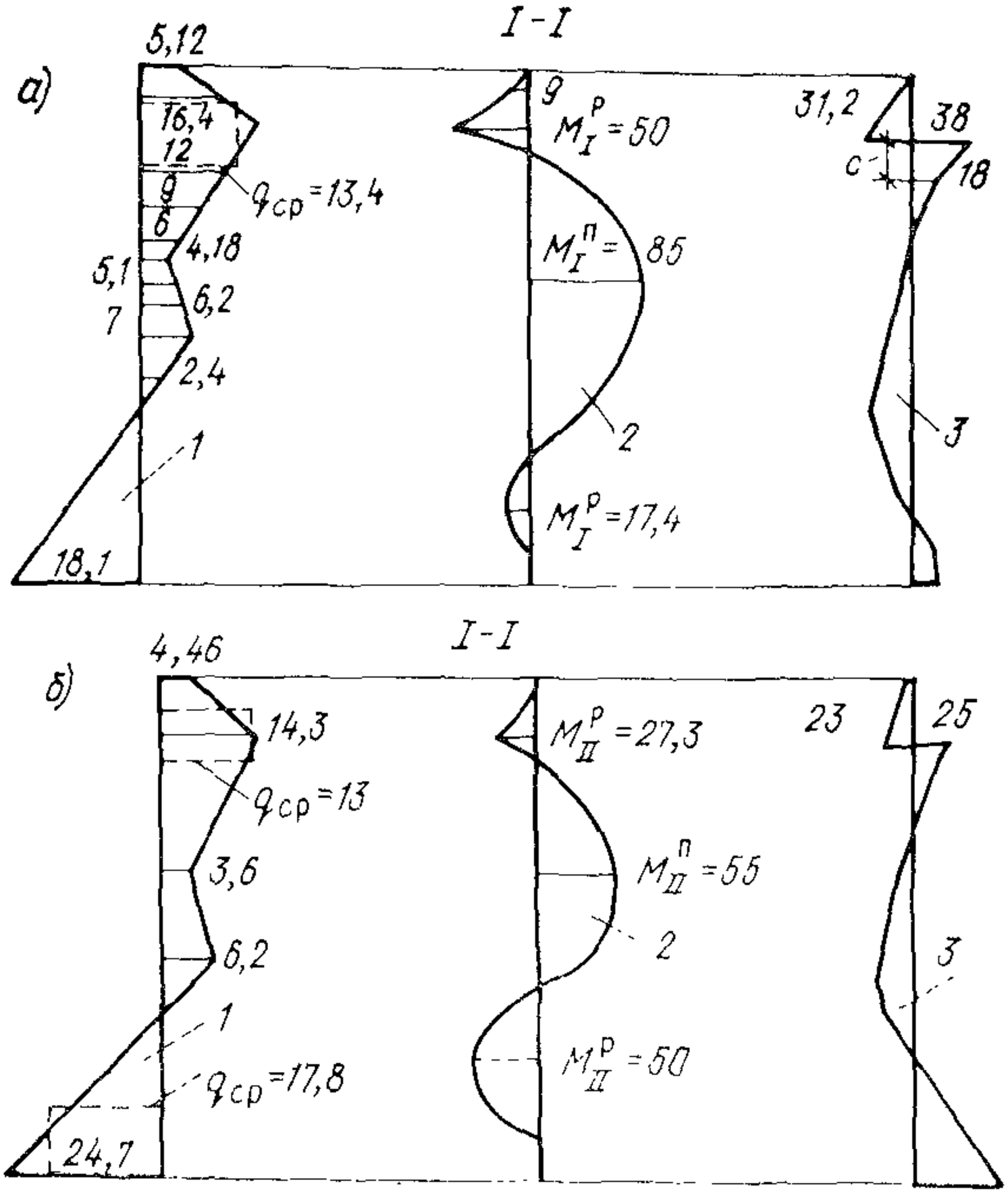


Рис. 2. Расчетные усилия

а — с коэффициентами перегрузки по табл. 1 настоящего Руководства; *б* — с коэффициентами перегрузки $n=1$; *1* — эпюра нагрузки, тс/м²; *2* — эпюра моментов (на шпунт), тс·м; *3* — эпюра Q на 1 м длины, тс

стороны ребра величина раскрытия трещин не должна превышать 0,08 мм (см. поз. 5 и прим. I к табл. 34).

Требуется произвести расчет шпунта по I и II предельным состояниям.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

1. Расчет по прочности

Определим площадь сечения продольной арматуры в ребре. Расчет производим в соответствии с п. II.19. Проверим условие (237) без учета площади сечения сжатой арматуры:

$m_б R_{пр} b'_п h'_п (h_0 - 0{,}5h'_п) = 1 \cdot 175 \cdot 150 \cdot 15(74{,}5 - 0{,}5 \cdot 15) = 263{,}8$ тс·м $> \kappa_н n_с M = 57{,}5$ тс·м, т. е. граница сжатой зоны проходит в полке. Расчет производим по формулам для прямоугольного сечения шириной $b'_п = 150$ см.

Определим высоту сжатой зоны бетона без учета сжатой арматуры по формуле (226):

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_с M}{m_б R_{пр} b}} = 74,5 -$$

$$- \sqrt{74,5^2 - \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 50 \cdot 10^5}{1 \cdot 175 \cdot 150}} = 3 \text{ см}.$$

Так как $x < 2a' = 2 \cdot 5,5 = 11$ см, сжатая арматура при определении величины x не учтена правильно.

Площадь сечения арматуры в ребре $F_н$ определим по формуле (227):

$$F_н = \frac{m_б R_{пр} b x - m_а R_а F_а}{m_а R_а} = \frac{1 \cdot 175 \cdot 150 \cdot 3}{1,1 \cdot 6400} = 11,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем в ребре $3 \varnothing 22$ ($F_н = 11,4$ см^2).

Определяем площадь сечения продольной арматуры в полке для чего по формуле (225) вычисляем величину x. Для определения входящей в формулу (225) величины $\sigma_с$ предварительно принимаем в соответствии с рекомендациями п.11.5 потери в сжатой напрягаемой арматуре, равными $\Sigma \sigma_п = 1000$ кгс/см^2, поскольку площадь сечения всей напрягаемой арматуры неизвестна.

$\sigma_с = 4000 - m_т \sigma_0' = 4000 - 1,1 \cdot 6600 = -3260$ кгс/см^2.

где $m_т = 1,1$ (см. п.11.5);

$\sigma_1' = 0,95 R_{аII} - \Sigma \sigma_п = 0,95 \cdot 8000 - 1000 = 6600$ кгс/см^2;

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[k_н n_с M - m_а R_{а.\,с} F_а' \left(h_0 - a_а'\right) - m_а \sigma_с F_н' \left(h_0 - a_н'\right)\right]}{m_б R_{пр} b}} = 74,5 - \sqrt{74,5^2 - \frac{2[1,15 \cdot 1 \cdot 85 \cdot 10^5 + 1,1 \cdot 3260 \cdot 11,4\,(74,5 - 5,5)]}{1 \cdot 175 \cdot 30}} = 47,1 \text{ см}.$$

Поскольку $x > \xi_R h_0 = 0,48 \cdot 74,5 = 35,8$ см, поставим сжатую ненапрягаемую арматуру (см. п.11.14, в), определив ее площадь по формуле (223) при $a_а' = 11$ см:

$$F_а' = \frac{k_н n_с M - m_б R_{пр} \xi_R \left(1 - 0,5\xi_R\right) b h_0^2 - m_а \sigma_с F_н' \left(h_0 - a_н'\right)}{m_а R_{а.\,с} \left(h_0 - a_а'\right)} =$$

$$= \frac{1,15 \cdot 1 \cdot 8\,500\,000 - 1 \cdot 175 \cdot 0,48\,(1 - 0,5 \cdot 0,48)\,30 \cdot 74,5^2 + 1,1 \cdot 3260 \cdot 11,4\,(74,5 - 5,5)}{1,1 \cdot 2700\,(74,5 - 11)} = 10,4 \text{ см}^2.$$

Принимаем продольную ненапрягаемую арматуру в ребре $2 \varnothing 28$ *А*-II ($F_а' = 12,32$ см^2).

Вновь определим высоту сжатой зоны бетона с учетом фактической ненапрягаемой арматуры $F_а'$:

$$x = 74{,}5 -$$

$$- \sqrt{74{,}5^2 - \frac{2\,[1{,}15 \cdot 1 \cdot 85 \cdot 10^5 - 1{,}1 \cdot 2700 \cdot 12{,}32\,(74{,}5 - 11) + 1 \cdot 175 \cdot 30}{1 \cdot 175 \cdot 30}} +$$

$$+ \sqrt{+ 1{,}1 \cdot 3260 \cdot 11{,}4\,(74{,}5 - 5{,}5)]} = 34 \text{ см}.$$

Площадь сечения напрягаемой арматуры в полке

$$F_н = \frac{m_б R_{пр} b x + m_а R_{а.\,с} F'_а + m_а \sigma_с F'_н - m_а R_а F_а}{m_а R_а} =$$

$$= \frac{1 \cdot 175 \cdot 30 \cdot 34 + 1{,}1 \cdot 2700 \cdot 12{,}32 - 1{,}1 \cdot 3260 \cdot 11{,}4}{1{,}1 \cdot 6400} = 24{,}7 \text{ см}^2.$$

Принимаем $7 \varnothing 22$ ($F_н = 26{,}61$ см^2).

Далее для определения величины истинных потерь напряжения и усилия обжатия вычислим геометрические характеристики сечения в соответствии с п.9.21.

Коэффициенты приведения равны: для арматуры класса *A*-V

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{1900\,000}{300\,000} = 6{,}33;$$

для арматуры класса A-II

$$n = \frac{2\,100\,000}{300\,000} = 7.$$

Площадь приведенного сечения (см. рис. 1 настоящего приложения) равна

$F_п = 150 \cdot 15 + 30\,(80 - 15) + 26{,}61 \cdot 6{,}33 + 11{,}4 \cdot 6{,}33 + 12{,}32 \cdot 7 = 4527$ см^2

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани полки равен

$$S_п = 150 \cdot 15 \cdot 7{,}5 + 30 \cdot 65 \left(15 + \frac{65}{2}\right) + 26{,}61 \cdot 6{,}33 \cdot 5{,}5 +$$

$$+ 11{,}4 \cdot 6{,}33 \cdot 74{,}5 + 12{,}32 \cdot 7 \cdot 69 = 121753 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани полки равно

$$y_ц = \frac{S_п}{F_п} = \frac{121\,753}{4527} = 26{,}9 \text{ см}.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней грани ребра равно

$$y_с = h - y_ц = 80 - 26{,}9 = 53{,}1 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести равен

$$I_п = \frac{150 \cdot 15^3}{12} + 150 \cdot 15\,(26{,}9 - 7{,}5)^2 + \frac{30 \cdot 65^3}{12} +$$

$$+ 30 \cdot 65 \left(53{,}1 - \frac{65}{2}\right)^2 + 6{,}33 \cdot 26{,}61\,(26{,}9 - 5{,}5)^2 +$$

$$+ 6{,}33 \cdot 11{,}4\,(53{,}1 - 5{,}5)^2 + 7 \cdot 12{,}32\,(53{,}1 - 11)^2 = 2796556 \text{ см}^4.$$

Определяем потери предварительного напряжения по табл. 50.

а) Первые потери:

от релаксации напряжений

$\sigma_{п1}=0,1\sigma_0-200=0,1\cdot 7600-200=560$ кгс/см^2,

где напряжения в арматуре без учета потерь $\sigma_0=\sigma'_0=0,95R_{aII}=$ $=0,95\cdot 8\,000=7\,600$ кгс/см^2;

от температурного перепада для принятой технологии изготовления $\sigma_{п2}=0$;

от деформации анкеров

Примем расстояние от торца шпунтины до наружной грани упора равным 500 мм, тогда $l=14500+2\cdot 500=15500$ мм, а

$$\sigma_{п_3}=\frac{\lambda}{l}E_a=\frac{2\cdot 1900000}{15500}=245 \text{ кгс/см}^2;$$

от деформации стальной формы для принятой технологии изготовления шпунта $\sigma_{п4}=0$.

Напряжения в арматуре с учетом потерь $\Sigma\sigma_{п1-4}=560+245=$ $=805$ кгс/см^2

$$\sigma_0=\sigma'_0=7600-805=6\,795 \text{ кгс/см}^2.$$

Усилие предварительного обжатия N_0 с учетом потерь $\Sigma 6_{п1-4}$ (см. п. 9. 16) и без учета сжимающих напряжений в ненапрягаемой арматуре (см. п.9.19, в)

$N_0=\sigma_0F_н+\sigma'_0F'_н=6\,795\,(26,61+11,4)=258\,278$ кгс.

Эксцентрицитет силы

$$e_{0н}=\frac{\sigma_0F_нy_н-\sigma'_0F'_нy'_н}{N_0}=\frac{6795\,(26,61\cdot 21,4-11,4\cdot 47,6)}{258\,278}=0,7 \text{ см}.$$

Напряжения в бетоне на уровне арматуры $F_н$ и $F'_н$ от действия силы N_0 с коэффициентом точности натяжения арматуры $m_т=1$:

$$\sigma_{б.\,н}=\frac{m_тN_0}{F_п}+\frac{m_тN_0e_{0н}}{I_п}y_н=\frac{1\cdot 258278}{4527}+$$

$$+\frac{1\cdot 258278\cdot 0,7}{2\,796\,556}21,4=58,4 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma'_{б.\,н}=\frac{m_тN_0}{F_п}-\frac{m_тN_0e_{0н}}{I_п}y'_н=\frac{1\cdot 258\,278}{4527}-$$

$$-\frac{1\cdot 258278\cdot 0,7}{2796556}47,6=54 \text{ кгс/см}^2.$$

В соответствии с п.9.22 проверим допустимость обжатия бетона по нижней грани шпунта с $m_т=1$:

$$\sigma_{\substack{б.\,н\\макс}}=\frac{m_тN_0}{F_п}+\frac{m_тN_0e_{0н}}{I_п}y_ц=\frac{1\cdot 258278}{4527}+$$

$$+\frac{1\cdot 258\,278\cdot 0,7}{2\,796\,556}26,9=58,8 \text{ кгс/см}^2.$$

При отпускной передаточной прочности бетона $R_0=0,7\,R=$ $=0,7\cdot 400=280$ кгс/см^2 предельно допустимые напряжения обжатия в бетоне в стадии предварительного обжатия при расчетной зим-

ней температуре наружного воздуха выше минус 40 °С и уменьшении обжатия при действии внешних нагрузок $\sigma_{\text{б.н}}^{\text{доп}} = 0{,}75\,R_0 = 0{,}75 \cdot 280 = 210$ кгс/см² (табл. 51), т. е. $\sigma_{\text{б.н}}^{\text{доп}} > \sigma_{\text{б.н}}^{\text{макс}}$ — условие ограничения величины обжатия бетона по нижней грани шпунта удовлетворено.

Проверим допустимость величины обжатия бетона по верхней грани шпунта (по грани ребра):

$$\sigma_{\text{б. н}}^{\prime}{}_{\text{макс}} = \frac{m_{\text{т}} N_0}{F_{\text{н}}} - \frac{m_{\text{т}} N_0 e_{\text{он}}}{I_{\text{н}}}\left(h - y_{\text{ц}}\right) = \frac{1 \cdot 258\,278}{4527} - \frac{1 \cdot 258\,278 \cdot 0{,}7 \cdot 53{,}1}{2\,796\,556} = 53{,}6 \text{ кгс/см}^2;$$

$\sigma_{\text{б.н}}^{\prime}{}_{\text{доп}} = 0{,}55\,R_0 = 0{,}55 \cdot 280 = 154$ кгс/см² (табл. 51 для случая увеличения напряжения обжатия при действии внешних нагрузок) $\sigma_{\text{б.н}}^{\prime}{}_{\text{доп}} > \sigma_{\text{б.н}}^{\prime}{}_{\text{макс}}$ — условие ограничения величины обжатия бетона по верхней грани шпунта удовлетворено.

Далее определяем потери от быстронатекающей ползучести: для арматуры $F_{\text{н}}$

$$\frac{\sigma_{\text{б. н}}}{R_0} = \frac{58{,}4}{280} = 0{,}21 < 0{,}6 —$$

расчет рекомендуется производить по формуле

$$\sigma_{\text{п5}} = 0{,}85 \cdot 500\,\frac{\sigma_{\text{б. н}}}{R_0} = 0{,}85 \cdot 500 \cdot 0{,}21 = 89{,}3 \text{ кгс/см}^2;$$

для арматуры $F_{\text{н}}^{\prime}$

$$\frac{\sigma_{\text{б. н}}^{\prime}}{R_0} = \frac{54}{280} = 0{,}19 < 0{,}6 —$$

$$\sigma_{\text{п5}}^{\prime} = 0{,}85 \cdot 500\,\frac{\sigma_{\text{б. н}}^{\prime}}{R_0} = 0{,}85 \cdot 500 \cdot 0{,}19 = 80{,}8 \text{ кгс/см}^2.$$

Первые потери:
в арматуре $F_{\text{н}}$ $\Sigma\sigma_{\text{п1}-5} = 560 + 245 + 89{,}3 = 894{,}3$ кгс/см²;
в арматуре $F_{\text{н}}^{\prime}$ $\Sigma\sigma_{\text{п1}-5}^{\prime} = 560 + 245 + 80{,}4 = 885{,}4$ кгс/см².

Напряжения в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь:
$\sigma_0 = 0{,}95 R_{\text{aII}} - \Sigma\sigma_{\text{п1}-5} = 0{,}95 \cdot 8\,000 - 894{,}3 = 6705{,}7$ кгс/см²;
$\sigma_0^{\prime} = 0{,}95 R_{\text{aII}} - \Sigma\sigma_{\text{п1}-5}^{\prime} = 0{,}95 \cdot 8\,000 - 885{,}4 = 6714{,}6$ кгс/см².

Вторые потери, проявляющиеся в период эксплуатации:
от усадки бетона $\sigma_{\text{п6}} = 350$ кгс/см²;
от ползучести бетона:
для арматуры F_{II} при

$$\frac{\sigma_{\text{б. н}}}{R_0} = 0{,}21 < 06$$

$$\sigma_{\text{п}_7} = 0{,}85 \cdot 2000\,\frac{\sigma_{\text{б. н}}}{R_0} = 0{,}85 \cdot 2000 \cdot 0{,}21 = 357 \text{ кгс/см}^2;$$

для арматуры $F_н^{'}$ при

$$\frac{\sigma_{б.\,н}^{'}}{R_0} = 0,19 < 0,6$$

$$\sigma_{п,}^{'} = 0,85 \cdot 2000 \frac{\sigma_{б.\,н}^{'}}{R_0} = 0,85 \cdot 2000 \cdot 0,19 = 323 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарные потери:

для арматуры $F_н$

$$\Sigma \sigma_п = 560 + 245 + 89,3 + 350 + 357 = 1601 \text{ кгс/см}^2;$$

для арматуры $F_н^{'}$

$$\Sigma \sigma_п^{'} = 560 + 245 + 80,4 + 350 + 323 = 1558 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжения в напрягаемой арматуре с учетом всех потерь.

$$\sigma_0 = 0,95 R_{aII} - \Sigma \sigma_п = 0,95 \cdot 8000 - 1601 = 5999 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_0^{'} = 0,95 R_{aII} - \Sigma \sigma_п^{'} = 0,95 \cdot 80\ 00 - 1558 = 6042 \text{ кгс/см}^2.$$

Определим вновь площадь сечения продольной арматуры в полке с учетом фактических потерь напряжения в напрягаемой арматуре сжатой зоны

$$\sigma_с = 4000 - m_т \sigma_0^{'} = 4000 - 1,1 \cdot 6042 = -2646 \text{ кгс/см}^2.$$

Определим необходимую площадь сечения ненапрягаемой арматуры, исходя из допустимой величины обжатия бетона;

$$F_a^{'} = \frac{k_н n_с M - m_б R_{пр} \xi_R \left(1 - 0,5 \xi_R\right) b h_0^2 - m_a \sigma_с F_н^{'} \left(h_0 - a_н^{'}\right)}{m_a R_{a.\,с} \left(h_0 - a_a^{'}\right)} \approx$$

$$\approx \frac{1,15 \cdot 1 \cdot 85 \cdot 10^5 - 1 \cdot 175 \cdot 0,48 \left(1 - 0,5 \cdot 0,48\right) 30 \cdot 74,5^2 +}{1,1 \cdot 2700 \left(74,5 - 11\right)} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{+ 1,1 \cdot 2646 \cdot 11,4 \left(74,5 - 5,5\right)}{} = 7,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем $F_a^{'} = 2 \varnothing 22$ ($F_a^{'} = 7,6$ см^2).

Предельно допустимая высота сжатой зоны бетона

$$x = \xi_R h_0 = 0,48 \cdot 74,5 = 35,8 \text{ см}.$$

Площадь сечения напрягаемой арматуры в полке

$$F_н = \frac{m_б R_{пр} b x + m_a R_{a.\,с} F_a^{'} + m_a \sigma_с F_н^{'} - m_a R_a F_a}{m_a R_a} =$$

$$= \frac{1 \cdot 175 \cdot 30 \cdot 35,8 + 1,1 \cdot 2700 \cdot 7,6 - 1,1 \cdot 2646 \cdot 11,4}{1,1 \cdot 6400} = 25,2 \text{ см}^2.$$

Окончательно принимаем:

в полке — $7 \varnothing 22$ A-V ($F_н = 26,61$ см^2);

в ребре — $3 \varnothing 22$ A-V ($F_н^{'} = 11,4$ см^2) и $2 \varnothing 22$ A-II ($F_a = 7,6$ см^2).

Поскольку высота сечения 800 мм, в соответствии с требованиями п. 13.22 у боковых граней элемента рекомендуется установить дополнительную продольную арматуру. У каждой боковой грани поставим по два стержня на расстоянии по высоте $l = 300$ мм. Необходимая площадь сечения дополнительных продольных стержней

$$0{,}001l\frac{b}{2} = 0{,}001 \cdot 30\,\frac{30}{2} = 0{,}45 \text{ см}^2.$$

Примем стержни диаметром 12 мм (F_a=4,52 см²).

2. Расчет на воздействие предварительного обжатия

Расчет производим в соответствии с п.п.11.36—11.39.

Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса шпунта

$p = F\gamma = [1{,}5 \cdot 0{,}15 + 0{,}3(0{,}8 - 0{,}15)]2{,}5 = 1{,}05$ тс/м.

Момент от собственного веса на консоли с учетом коэффициента динамичности $k_д$=1,5.

$$M = \frac{1{,}05 \cdot 3^2}{2}\,1{,}5 = 7{,}09 \text{ тс}\cdot\text{м}.$$

Сечение наиболее обжато со стороны полки. Усилие в напрягаемой арматуре $F_н'$ полки (см. рис. 3)

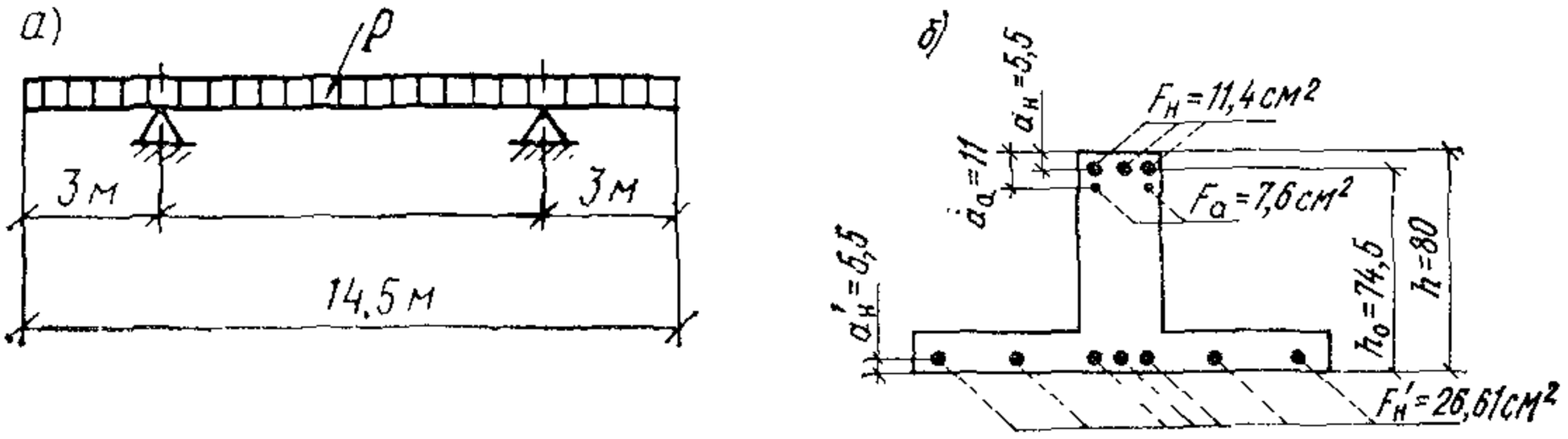


Рис. 3. К расчету на действие предварительного обжатия
а — схема опирания шпунта; *б* — расчетное сечение

$N_н = (m_т\sigma_0 - 3300)F_н' = (1{,}1 \cdot 6705{,}7 - 3300)26{,}61 = 108\,470$ кгс,

где

$$\sigma_0 = 0{,}95R_{a_{II}} - \sum \sigma_{п\,1-5} = 0{,}95 \cdot 8000 - 894{,}3 = 6705{,}7 \text{ кгс/см}^2.$$

Эксцентрицитет приложения силы $N_н$

$$e = h_0 - a_н' + \frac{M}{N} = 74{,}5 - 5{,}5 + \frac{709\,000}{108\,470} = 75{,}5 \text{ см}.$$

Поскольку полка находится в сжатой зоне, проверим в соответствии с п.11.39 условие (282). Расчетное сопротивление бетона, соответствующее его передаточной прочности R_0=280 кгс/см², составляет $R_{пр}$=125 кгс/см².

$m_б R_{пр} b_п' h_п' - m_а R_а F_н - m_а R_а F_а = 1 \cdot 125 \cdot 150 \cdot 15 - 1{,}1 \cdot 6\,400 \cdot 11{,}4 -$
$- 1{,}1 \cdot 2\,700 \cdot 7{,}6 = 178\,422$ кгс $> N_н = 108\,470$, т. е. расчет рекомендуется производить как для прямоугольного сечения, принимая

$$b = b_п' = 150 \text{ см}.$$

$$x = \frac{N_н + m_а R_а F_а + m_а R_а F_н}{m_б R_{пр} b} =$$

$$= \frac{108\,470 + 1,1 \cdot 2700 \cdot 7,6 + 1,1 \cdot 6400 \cdot 11,4}{1 \cdot 125 \cdot 150} = 11,3 \text{ см}.$$

Проверим условие (279):
$m_б R_{пр} bx(h_0 - 0,5x) = 1 \cdot 125 \cdot 150 \cdot 11,3(74,5 - 0,5 \cdot 11,3) = 145,9$ тс·м $>$
$> N_н e = 108,47 \cdot 0,755 = 81,9$ тс·м, т. е. прочность сечения в период изготовления шпунта обеспечена.

3. Расчет по образованию трещин

Сечение в пролете — полка в период эксплуатации растянута.

а) *Расчет на эксплуатационные нагрузки*

Расчет производим в соответствии с п.12.4. Определим усилие предварительного обжатия N_0 по формуле (200) с учетом первых и вторых потерь, для чего в соответствии п.9.19 определим сжимающие напряжения $\sigma'_а$ в ненапрягаемой арматуре:

$$\sigma'_а = \sum \sigma_{п\,5-7} = 80,4 + 350 + 323 = 753,4 \text{ кгс/см}^2.$$

$N_0 = \sigma_0 F_н + \sigma'_0 F - \sigma_а F_а - \sigma'_а F'_а = 5999 \cdot 26,61 + 6042 \cdot 11,4 - 753,4 \cdot 7,6 =$
$= 222\,786$ кгс.

Эксцентрицитет усилия предварительного обжатия N_0 относительно центра тяжести приведенного сечения определим по формуле (201):

$$e_{он} = \frac{\sigma_0 F_н y_н + \sigma'_а F'_а y'_а - \sigma_0 F'_н y'_н - \sigma_а F_а y_а}{N_0} =$$

$$= \frac{5999 \cdot 26,61 \cdot 21,4 + 753,4 \cdot 7,6 \cdot 42,1 - 6042 \cdot 11,4 \cdot 47,6}{222786} = 1,7 \text{ см}.$$

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна равен

$$W_п = \frac{I_п}{h - y_с} = \frac{2796\,556}{80 - 53,1} = 103961 \text{ см}^3.$$

$m_h = 1$ (см. табл. 18).

$\gamma = 1,5$, так как $\frac{b_п}{b} = \frac{150}{30} = 5 > 2$ и $\frac{h_п}{h} = \frac{15}{80} = 0,19 < 0,2$;

$m_т = 0,9$.

Определим момент образования трещин по формуле (306):

$$M_т = m_h \gamma R_{рII} W_п + \frac{m_т N_0 W_п}{F_п} + m_т N_0 e_{он} = 1 \cdot 1,5 \cdot 18 \cdot 103961 +$$

$$+ \frac{0,9 \cdot 222\,786 \cdot 103961}{4527} + 0,9 \cdot 222786 \cdot 1,7 = 7752393 \text{ кгс·см} =$$

$$= 77,5 \text{ тс·м} > n_с M^п_{II} = 1 \cdot 55 = 55 \text{ тс·м},$$

т. е. трещиностойкость сечения в период эксплуатации обеспечена.

б) *Расчет полки на действие усилия предварительного обжатия*

в стадии изготовления не производим, так как сечение со стороны полки от этого усилия сжато.

Сечение в заделке — ребро в период эксплуатации растянуто.

К этому сечению требования трещиностойкости в период эксплуатации не предъявляются, но должна быть обеспечена трещиностойкость в период изготовления (см. исходные данные).

Расчет производим в соответствии с п.12.8.

Коэффициент точности натяжения арматуры $m_т=1{,}1$.

Усилие обжатия N_0 с учетом первых потерь

$N_0=\sigma_0 F_н+\sigma_0' F_н'-\sigma_а F_а-\sigma_а' F_а'=6705{,}7\cdot 26{,}61+6714{,}6\cdot 11{,}4-80{,}8\times$
$\times 7{,}6=254371$ кгс

Величина $\sigma_а'=80{,}8$ кгс/см² принята в соответствии с рекомендациями п.9.19, б.

Эксцентрицитет приложения силы N_0

$$e_{он}=\frac{\sigma_0 F_н y_н+\sigma_а' F_а' y_а'-\sigma_0' F_н' y_н'}{N_0}=$$

$$=\frac{6705{,}7\cdot 26{,}61+80{,}8\cdot 7{,}6\cdot 42{,}1-6714{,}6\cdot 11{,}4\cdot 47{,}6}{254371}=0{,}8 \text{ см}.$$

Момент от собственного веса при подъеме шпунта с коэффициентом динамичности 1,5 $M=7{,}09$ тс·м

$m_h=1$ (табл. 18) $\gamma=1{,}75$ (прил. 4). $R^0_{pII}=14$ кгс/см² — для марки бетона, равной передаточной прочности $R_0=280$ кгс/см²

Проверим условие (311):

$$m_т N_0 e_{он}-\frac{m_т N_0 W_п}{F_п}+M=1{,}1\cdot 254371\cdot 0{,}8-$$

$$-\frac{1{,}1\cdot 254371\cdot 103961}{4527}+709000=-55 \text{ тс·м},$$

т. е. сечение полностью обжато и трещиностойкость сечения обеспечена.

4. Расчет по раскрытию трещин

СЕЧЕНИЕ В ЗАДЕЛКЕ

Расчет производим в соответствии с пп.12.18 и 12.19.

По формуле (326) определим приращение напряжений в растянутой арматуре, для чего определим входящие в эту формулу величины:

$n_с=1$; $M=M^p_{II}=50$ тс·м; $N_0=222\,786$ кгс; $z=\varkappa h_0=0{,}815\cdot 74{,}5=$
$=60{,}7$ см; $\varkappa=0{,}815$

$$\text{при } \frac{F_н+F_а}{bh_0}100=\frac{11{,}4+7{,}6}{30\cdot 74{,}5}100=0{,}85$$

(см. табл. 59).

Определим расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A до грани сечения:

$$a=\frac{F_н a_н R_а+F_а a_а R_а}{F_н R_а+F_а R_а}=\frac{11{,}4\cdot 5{,}5\cdot 6400+7{,}6\cdot 11\cdot 2700}{11{,}4\cdot 6400+7{,}6\cdot 2700}=6{,}7 \text{ см}.$$

Расстояние от точки приложения усилия N_0 до центра тяжести площади сечения арматуры A $e_{а.н}=e_{он}+h-y_ц-a=1,7+80-26,9-6,7=48,1$ см.

$$\sigma_а=\frac{n_с M-N_0(z-e_{а.н})}{(F_н+F_а)z}=\frac{1\cdot 50\cdot 10^5-222786\,(60,7-48,1)}{(11,4+7,6)\,60,7}=$$

$$=-1901,4\ \text{кгс/см}^2,$$

т. е. сечение сжато и раскрытия трещин не произойдет.

РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

1. Расчет по прочности на действие поперечной силы

Максимальная величина расчетной поперечной силы на шпунтину (см. рис. 2, *а*, сечение *I—I*) $Q=1,5\cdot 38=57$ тс.

Проверяем рекомендации п.11.43:
$0,35m_б R_{пр}bh_0=0,35\cdot 1\cdot 175\cdot 30\cdot 74,5=136894$ кгс$>k_н n_с Q=1,15\cdot 1\times$
$\times 57\,000=65\,550$ кгс.

Так как $k_1 m_б R_р bh_0=0,6\cdot 1\cdot 12\cdot 30\cdot 74,5=16092$ кгс$<k_н n_с Q=$
$=65\,550$ кгс, согласно п.11.44, поперечную арматуру подбираем из расчета по прочности.

Определим по формуле (294) требуемую интенсивность хомутов при максимальной поперечной силе $Q=57$ тс;

$$q_х=\frac{(k_н n_с Q)^2}{8m_б R_р bh_0^2}=\frac{(1,15\cdot 1\cdot 57000)^2}{8\cdot 1\cdot 12\cdot 30\cdot 74,5^2}=268,8\ \text{кгс/см}.$$

Этой интенсивности соответствует невыгоднейшее сечение с длиной проекции, равной

$$c_0=\sqrt{\frac{2m_б R_р bh_0^2}{q_х}}=\sqrt{\frac{2\cdot 1\cdot 12\cdot 30\cdot 74,5^2}{268,8}}=121,9\ \text{см}.$$

Согласно формуле (289), расчетную величину Q можно уменьшить, учтя на длине наклонной трещины распределенную нагрузку от давления грунта $Q=1,5\cdot 18=27$ тс (см. рис. 2,*а*).

Требуемая интенсивность хомутов

$$q_х=\frac{(k_н n_с Q)^2}{8m_б R_р bh_0^2}=\frac{(1,15\cdot 1\cdot 27000)^2}{8\cdot 1\cdot 12\cdot 30\cdot 74,5^2}=60,3\ \text{кгс/см}<$$

$$<\frac{m_б R_р b}{2}=\frac{1\cdot 12\cdot 30}{2}=180\ \text{кгс/см}.$$

Так как условие (115) не удовлетворяется, принимаем

$$q_х=\frac{m_б R_р b}{2}=180\ \text{кгс/см}.$$

Согласно п.13.29, шаг хомутов у опоры должен быть не более $\frac{h}{3}=27$ и 50 см, а в пролете не более $\frac{3}{4}h=60$ и 50 см. Максимально

допустимый шаг хомутов, согласно формуле (291),

$$u_{\text{макс}} = \frac{1{,}5 m_6 R_p b h_0^2}{k_н n_c Q} = \frac{1{,}5 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 30 \cdot 74{,}5^2}{1{,}15 \cdot 1 \cdot 57000} = 45{,}7 \text{ см}.$$

Принимаем шаг хомутов по всей длине шпунта $u = 25$ см.

Площадь сечения хомутов в одном нормальном к оси балки сечении равна

$$F_x = \frac{q_x u}{m_a R_{a.x}} = \frac{180 \cdot 25}{1{,}1 \cdot 2150} = 1{,}9 \text{ см}^2.$$

Принимаем в поперечном сечении два хомута диаметром 12 мм ($F_x = 2{,}26$ см^2).

В соответствии с п.13.31 на концевых участках шпунта длиной, равной 0,6 $l_{п.н}$, установим дополнительную поперечную арматуру.

Длина зоны передачи напряжений (см. п. 9.18)

$$l_{п.н} = \left(0{,}3 \frac{\sigma_0}{R_0} + 10\right) d = \left(0{,}3 \frac{6795}{280} + 10\right) 2{,}2 = 38 \text{ см}$$

и должна быть не менее $15d = 15 \cdot 2{,}2 = 33$ см.

Принимаем $l_{п.н} = 38$ см.

Минимальная длина участка, на котором должна быть установлена дополнительная поперечная арматура, равна 0,6 $l_{п.н} = 0{,}6 \times \times 38 = 22{,}8$ см.

Суммарная площадь сечения дополнительной поперечной арматуры

$$F_{х.д} = \frac{0{,}2 F_н \sigma_0}{R_{а.х}} = \frac{0{,}2 \cdot 11{,}4 \cdot 6795}{2150} = 7{,}2 \text{ см}^2.$$

Приняв хомуты в сечении двухсрезные из арматуры диаметром 12 мм, определим их число

$$n = \frac{7{,}2}{2 \cdot 1{,}13} = 3{,}19.$$

Примем на концевых участках по четыре дополнительных хомута с расстоянием между ними 10 см, диаметром 12 мм из арматуры класса А-II.

2. Расчет по прочности на действие изгибающего момента

Определим необходимость расчета по изгибающему моменту в соответствии с п.11.55, а.

Момент трещинообразования в ребре с заменой в формуле (306) $R_{рII}$ на $R_р$

$$M_т = m_h \gamma R_р W_п + \frac{m_т N_0 W_п}{F_п} - m_т N_0 e_{он} = 1 \cdot 1{,}75 \cdot 12 \cdot 52666 + \\ + \frac{0{,}9 \cdot 222786 \cdot 52666}{4527} - 0{,}9 \cdot 222786 \cdot 1{,}7 = 43{,}2 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

где $m_h = 1$; $\gamma = 1{,}75$, так как полка расположена в сжатой зоне;

$$W_п = \frac{I_п}{h - y_с} = \frac{2796556}{53{,}1} = 52666 \text{ см}^3.$$

Момент, проходящий через конец зоны передачи напряжения (см. рис. 2, *а*) $M=9$ тс·м$<M_{т}=43{,}2$ тсм, т. е. расчет прочности наклонного сечения по изгибающему моменту не требуется.

3. Расчет по образованию трещин

В соответствии с п.12.10 проверку условий (315) и (316) производим в сечении *I—I* (см. рис. 2, *б*)

Сечение *I—I*

$M=27{,}3$ тс·м; $Q=25\cdot 1{,}50=37{,}5$ тс.

Определим необходимость расчета по образованию наклонных трещин (см.п.12.14).

$k_1 R_{рII} b h_0=0{,}6\cdot 18\cdot 30\cdot 74{,}5=24{,}1$ тс$<n_c Q=1\cdot 37{,}5=37{,}5$ тс, т. е. расчет по образованию наклонных трещин необходим.

а) проверка по центру тяжести сечения

Нормальное напряжение σ_x равно величине напряжения в бетоне от обжатия напрягаемой арматурой

$$\sigma_x=\sigma_{б.н}=\frac{m_т N_0}{F_п}=\frac{0{,}9\cdot 222786}{4527}=44{,}3 \text{ кгс/см}^2.$$

Нормальное напряжение σ_y (рис. 2б)

$$\sigma_y=n_c q_{ср}\frac{b_п-b}{b}=1\cdot 1{,}25\frac{150-30}{30}=5{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Касательные напряжения

$$\tau_{xy}=\frac{QS_п}{I_п b}=\frac{37500\cdot 47969}{2796556\cdot 30}=22{,}2 \text{ кгс/см}^2, \text{ где}$$

$$S_п=30\cdot 53{,}1\ \frac{53{,}1}{2}+11{,}4\cdot 6\cdot 33\cdot 47{,}6+7{,}6\cdot 7\cdot 42{,}1=47969 \text{ см}^3.$$

Величина главных растягивающих напряжений

$$\sigma_{г.р}=\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}+\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}=\frac{-44{,}3+5{,}2}{2}+$$

$$+\sqrt{\left(\frac{-44{,}3-5{,}2}{2}\right)^2+22{,}2^2}=13{,}7 \text{ кгс/см}^2.$$

Величина главных сжимающих напряжений

$$\sigma_{г.с}=\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}-\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}=\frac{-44{,}3+5{,}2}{2}+$$

$$+\sqrt{\left(\frac{-44{,}3-5{,}2}{2}\right)^2+22{,}2^2}=-52{,}8 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как $m_1 R_{прII}=0{,}5\cdot 225=112{,}5>\sigma_{г.с}=52{,}8$ кгс/см^2, должно соблюдаться условие (315): $R_{рII}=18>\sigma_{г.р}=13{,}7$ кгс/см^2, т. е. требование условия (315) выполняется.

б) Проверка в месте примыкания полки к ребру

$$\sigma_{б.н}=\frac{m_т N_0}{F_п}+\frac{m_т N_0 e_{он}}{I_п}y=\frac{0{,}9\cdot 222786}{4527}+$$

$$+\frac{0,9\cdot 222786\cdot 1,7}{2796556}11,9=45,7\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\sigma_x=\pm\sigma_{б.н}\pm\frac{n_c M_y}{I_п}=-45,7-\frac{1\cdot 27,3\cdot 10^5\cdot 11,9}{2796556}=$$

$$=57,3\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\sigma_y=5,2\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\tau_{xy}=\frac{QS_п}{I_п b}=\frac{37500\cdot 70541}{2796556\cdot 30}=32,6\ \text{кгс/см}^2;$$

$$S_п=30\cdot 65\frac{65}{2}+11,4\cdot 6,33\cdot 59,5+7,6\cdot 7\cdot 54=70541\ \text{см}^3;$$

$$\sigma_{г.р}=\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}+\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}=\frac{-57,3+5,2}{2}+$$

$$+\sqrt{\left(\frac{-57,3-5,2}{2}\right)^2+32,6^2}=19,1\ \text{кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{г.с}=\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}-\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}=\frac{-57,3+5,2}{2}-$$

$$-\sqrt{\left(\frac{-57,3-5,2}{2}\right)^2+32,6^2}=72,2\ \text{кгс/см}^2.$$

$\sigma_{г.с}<m_1 R_{рII}=112,5$ кгс/см², тогда должно выполняться условие (315): $\sigma_{г.р}=19,1>R_{рII}=18$ кгс/см², т. е. условие обеспечения трещиностойкости наклонного сечения не выполняется. Поскольку требование трещиностойкости к данному сечению не предъявляется (см. исходные данные), рекомендуется произвести проверку ширины раскрытия трещин. Ширину раскрытия трещин определяем по формуле (334).

Определим значения входящих в формулу величин: $c_д=1.3$, $\eta=1$(см. п. 4,5);

$$K=(20-1200\ \mu_п)10^3=(20-1200\cdot 0,003)10^3=16,4\cdot 10^3,$$

где $\mu_п=\mu_x=\frac{F_x}{bu}=\frac{2,26}{30\cdot 25}=0,003$ для двухсрезных хомутов диаметром 12 мм, шагом $u=25$ см;

$$t=\frac{n_c Q}{bh_0}-0,25\frac{N_0}{F}=\frac{1\cdot 38750}{30\cdot 74,5}-0,25\frac{222786}{4200}=4,04\ \text{кгс/см}^2$$

для $h_0=74,5$ см и $F=150\cdot 15+30\ (80-15)=4200$ см².

$$a_т=c_д k\ (h_0+30d_{макс})\frac{\eta t^2}{\mu_п E_a^2}=1,3\cdot 16,4\cdot 10^3\ (745+30\cdot 12)\times$$

$$\times\frac{1\cdot 4,04^2}{0,003\cdot 2,1\cdot 10^{12}}=0,029\ \text{мм},$$

что меньше допустимого $a_{тдоп}=0,08$ мм.

РАСЧЕТ ПОЛКИ ШПУНТА В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ

1. Расчет по прочности нормальных сечений (рис. 4)

1. Расчет по прочности нормальных сечений (рис. 4)

а) Со стороны засыпки

Давление грунта в месте крепления анкерной тяги на участке длиной 2 м осредняется (см. рис. 2, *а*) $q_{ср}=13{,}4$ тс/м^2.

Изгибающий момент в месте примыкания полки к ребру на 1 м длины полки (рис. 4, *а*)

$$M=\frac{ql^2}{2}=\frac{13{,}4\cdot 0{,}6^2}{2}=2{,}412 \text{ тс}\cdot\text{м}=241200 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Высота сжатой зоны бетона без учета сжатой арматуры

$$x=h_0-\sqrt{h_0^2-\frac{2k_н n_с M}{m_б R_{пр} b}}=12-\sqrt{12^2-\frac{2\cdot 1{,}15\cdot 1\cdot 241200}{1\cdot 175\cdot 100}}=$$

$$=1{,}4 \text{ см}.$$

$x<2a'=2\cdot 3=6$ см, т. е. сжатая арматура не учтена правильно.

$$F_а=\frac{m_б R_{пр} b x}{m_а R_а}=\frac{1\cdot 175\cdot 100\cdot 1{,}4}{1{,}1\cdot 2700}=8{,}27 \text{ см}^2.$$

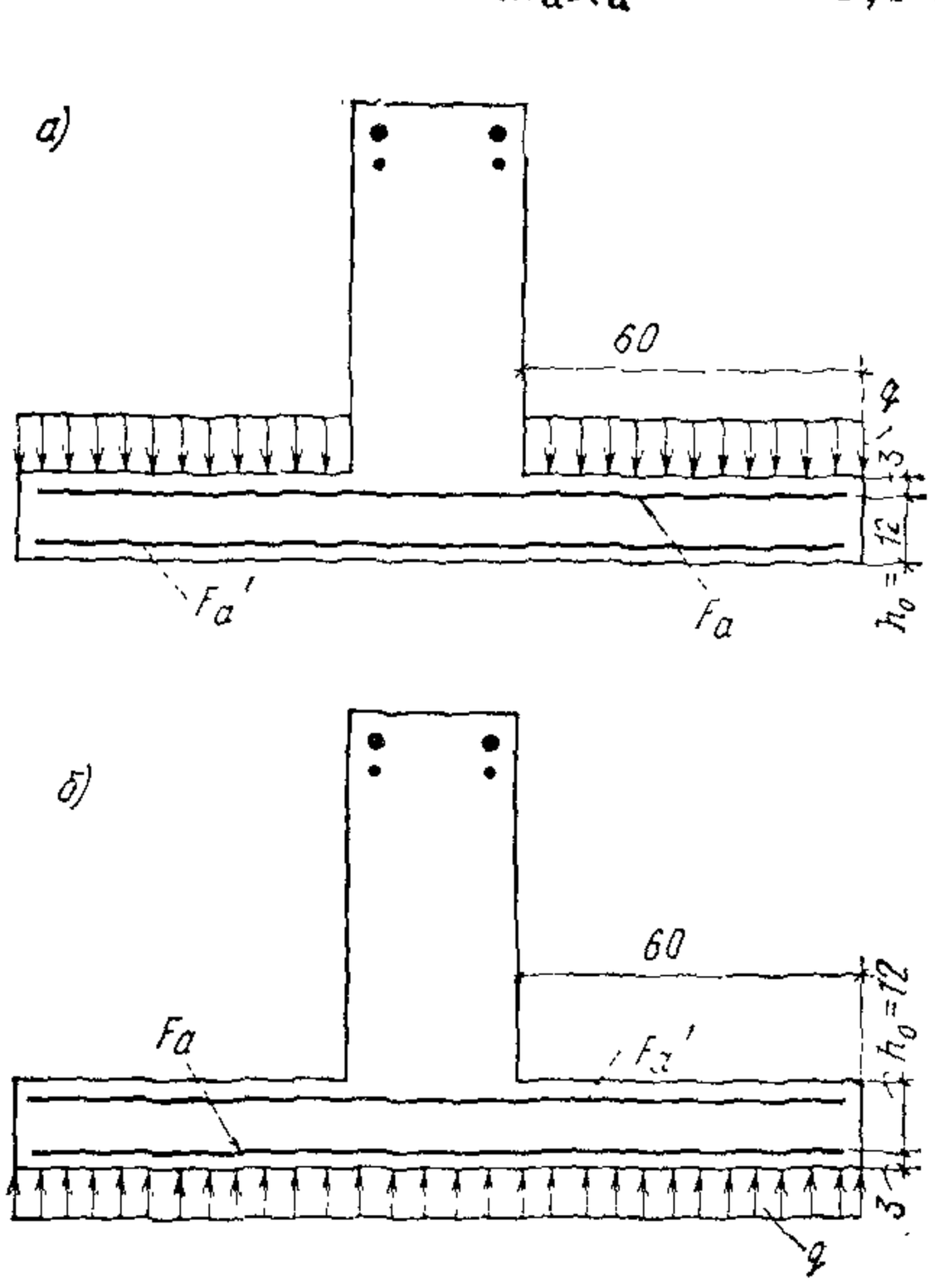


Рис. 4. Схема нагрузки при расчете полки шпунта в поперечном направлении

а — со стороны засыпки; *б* — со стороны акватории

Принимаем стержни диаметром 12 мм. На 1 м длины устанавливается при шаге 100 мм 10 стержней ($F_а=11{,}31$ см^2).

б) Со стороны акватории (рис. 4, *б*)

Поскольку интенсивность нагрузки в нижней части шпунта от расчетных нагрузок, определенных с коэффициентом перегрузки, не равными единице, меньше интенсивности давления от расчетных нагрузок, определенных с коэффициентами перегрузки, равными единице, максимальное давление принимаем по большей величине.

Максимальное давление на полку осредняем на участке высотой 2 м (рис. 4, *б*) $q_{ср}=17{,}8$ тс/м^2.

$$M=\frac{q_{ср}l^2}{2}=\frac{17{,}8\cdot 0{,}6^2}{2}=$$

$$=3{,}2 \text{ тс}\cdot\text{м}=320000 \text{ кгс}\cdot\text{см}$$

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2k_н n_c M}{m_б R_{пр} b}} = 12 - \sqrt{12^2 - \frac{2 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 3,2 \cdot 10^5}{1 \cdot 175 \cdot 100}} =$$

$$= 1,9 \text{ см.}$$

$$x < 2a' = 2 \cdot 3 = 6 \text{ см.}$$

$$F_a = \frac{m_б R_{пр} b x}{m_a R_a} = \frac{1 \cdot 175 \cdot 100 \cdot 1,9}{1,1 \cdot 2700} = 11,2 \text{ см}^2.$$

Нижняя арматура в полке также принимается ∅ 12 мм, шагом 100 мм ($F_a = 11,31$ см^2).

2. Расчет по раскрытию трещин нормальных сечений

Расчет производим в соответствии с требованиями главы 1.

а) Со стороны засыпки

$q_{ср} = 13$ тс/м^2 (см. рис. 2, б);

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{13 \cdot 0,6^2}{2} = 2,34 \text{ тс} \cdot \text{м} = 234000 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

$$a_т = k c_д \eta \frac{\sigma_a - \sigma_{нач}}{E_a} 7 (4 - 100\mu) \sqrt{d}.$$

$$k = 1; \quad c_д = 1,3; \quad \eta = 1; \quad \mu = \frac{F_a}{bh_0} = \frac{11,31}{100 \cdot 12} = 0,0094$$

$$d = 12 \text{ мм};$$

$$\sigma_{нач} = 0;$$

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a z} = \frac{234000}{11,31 \cdot 11,3} = 1760,5 \text{ кгс/см}^2,$$

$$a_т = 1 \cdot 1,3 \cdot 1 \frac{1760,5}{2,1 \cdot 10^6} 7 (4 - 100 \cdot 0,0094) \sqrt{12} = 0,08 \text{ мм},$$

что равно предельно допустимому значению $a_{тпр} = 0,05 \cdot 1,6 = 0,08$ мм.

б) Со стороны акватории

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a z} = \frac{320000}{11,31 \cdot 11,05} = 2560 \text{ кгс/см}^2.$$

$$a_т = 1 \cdot 1,3 \cdot 1 \frac{2560}{2,1 \cdot 10^6} 7 (4 - 100 \cdot 0,0094) \sqrt{12} = 0,12 \text{ мм}.$$

Поскольку участок шпунта, для которого определяется величина раскрытия трещин, постоянно находится под водой, предельно допустимое значение раскрытия трещин $a_{тпр} = 0,3 \cdot 1,6 = 0,48$ мм, т. е. значительно больше полученного.

3. Расчет по прочности наклонных сечений

В соответствии с п. 13.28 поперечную арматуру можно не устанавливать, т. е. при

$$k_{\text{н}} n_{\text{с}} Q \leqslant \frac{k_3 m_6 R_{\text{р}} b h_0^2}{c}.$$

Проверяем необходимость расчета по поперечной силе при $Q_{\text{макс}} = ql = 17{,}8 \cdot 0{,}6 = 10{,}68$ тс:
$k_1 m_6 R_{\text{р}} b h_0 = 0{,}6 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 12 = 8640$ кгс < 10680 кгс,
следовательно, расчет по прочности необходим. Прочность проверяем по условиям (297) и (298).

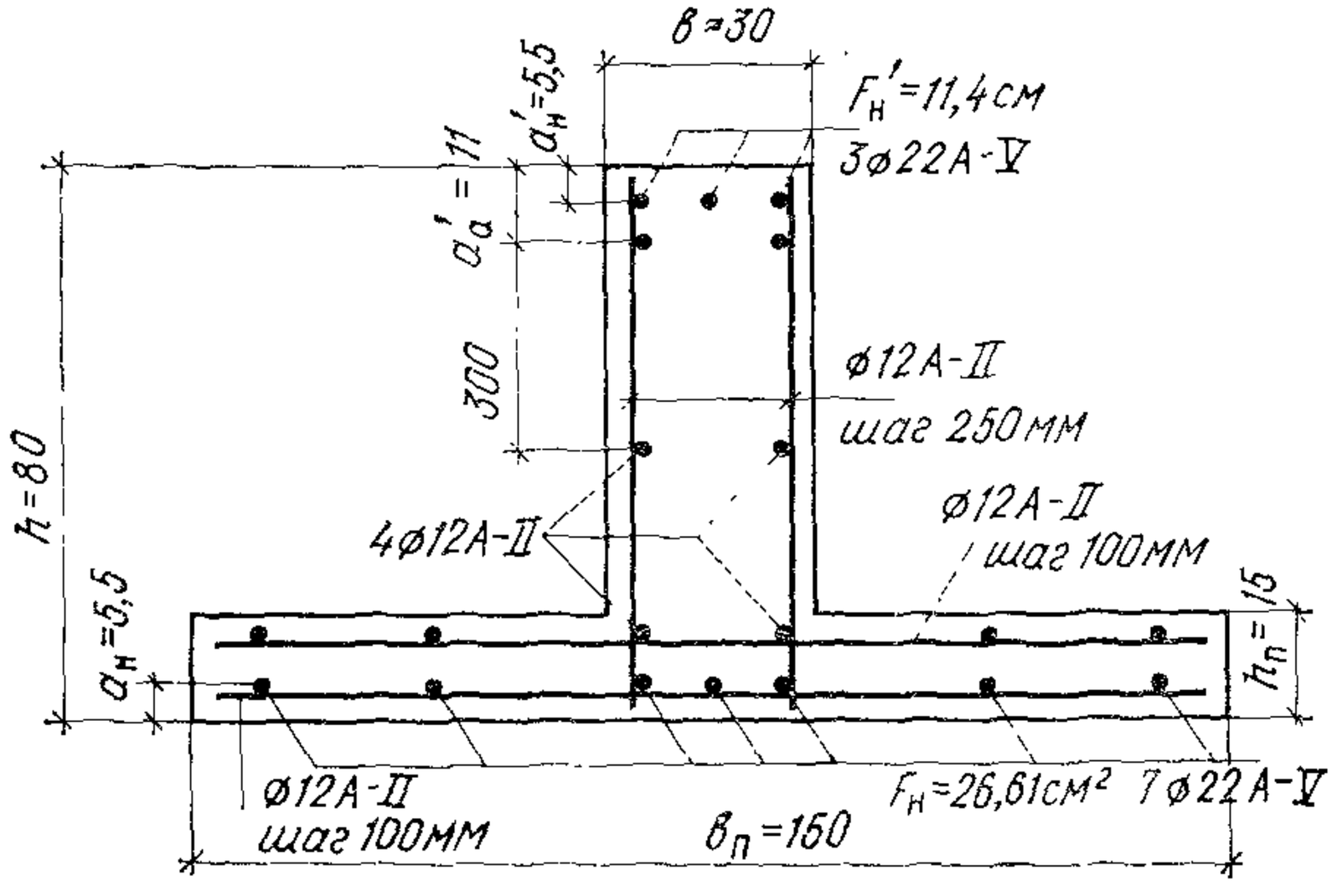


Рис. 5. Схема армирования сечения

$k_2 m_6 R_{\text{р}} b h_0 = 2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 12 = 28\,800$ кгс $> Q_{\text{макс}} = 10\,680$ кгс,

т. е. условие (297) выполняется.

Для проверки условия (298) принимаем в соответствии с п.11.51 $c = 2h_0 = 2 \cdot 12 = 24$ см.

Поперечная сила в конце рассматриваемого наклонного сечения

$$Q = Q_{\text{макс}} - qc = 10{,}68 - 17{,}8 \cdot 0{,}24 = 6{,}41 \text{ тс}.$$

$$\frac{k_3 m_6 R_{\text{р}} b h_0^2}{c} = \frac{1{,}2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 12^2}{24} = 8640 \text{ кгс} > Q = 6410 \text{ кгс}.$$

Принимаем еще одно значение $c = h_0 = 12$ см.

$$Q = Q_{\text{макс}} - qc = 10{,}68 - 17{,}8 \cdot 0{,}12 = 8{,}54 \text{ тс}.$$

$$\frac{k_3 m_6 R_{\text{р}} b h_0^2}{c} = \frac{1{,}2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 12^2}{12} = 17280 \text{ кгс} > Q = 8540 \text{ кгс}$$

т. е. условие (298) выполняется и прочность плиты от поперечной силы обеспечена без поперечной арматуры.

В соответствии с п.11.55, б расчет наклонных сечений по изгибающему моменту не производим.

4. Расчет по раскрытию трещин наклонных сечений (см. пп. 12.22 и 12.23)

Проверим условие (322):
$k_1 R_{pII} b h_0 = 0{,}75 \cdot 18 \cdot 100 \cdot 12 = 16200$ кгс $> n_c Q = 1 \cdot 10\,680 = 10680$ кгс,
т. е. сечение трещиностойкое, расчет по раскрытию трещин не производится.

Полученное в результате расчета сечение приведено на рис. 5.

ПРИЛОЖЕНИЕ 15

ТРЕБОВАНИЯ К КОНТРОЛЮ И ОЦЕНКЕ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, АРМИРОВАННЫХ СИММЕТРИЧНОЙ АРМАТУРОЙ

1. Контроль и оценка однородности и прочности бетона при сжатии должны производиться с применением предусмотренного ГОСТ 18105.0—80 статистического метода в целях достижения постоянства принятой при расчете изделий обеспеченности нормативных сопротивлений бетона по прочности при сжатии. Изготовление и испытание образцов производятся по ГОСТ 10180—78.

2. Наряду с разрушающими методами определения прочности бетона могут применяться неразрушающие методы испытания бетона в конструкциях (элементах).

3. Допускается определение прочности в изделиях ультразвуковым импульсным методом в соответствии с ГОСТ 17624—78 и методом, позволяющим автоматизировать процесс измерения, основанный на определении статического модуля упругости по измеренным упругопластическим деформациям бетона, возникающим в момент передачи контролируемого усилия натяжения арматуры на бетон.

4. При оценке трещиностойкости изделий статистическим методом подлежат установлению требуемый на производстве $\overline{M}_т^т$ и средний $\overline{M}_т$ моменты трещинообразования, а также минимальное значение в процентах требуемого момента относительно нормируемого момента трещинообразования $M_т^т$.

5. Требуемый момент трещинообразования определяется по формуле

$$\overline{M}_т^т = \frac{\overline{M}_т}{(1 - t\upsilon)\, m_т}, \qquad (1)$$

где $M_т$ — момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элементов, при образовании трещин, определяемый по формуле (306), при $e_0 = 0$;

υ — изменчивость (коэффициент вариации) момента трещинообразования в контролируемой партии;

$m_т$ — коэффициент условий работы, характеризующий точность натяжения арматуры;

t — полуширина доверительного интервала, выраженного в долях средней квадратичной ошибки, равная 1,64 для доверительной вероятности 0,95.

6. Коэффициент вариации υ вычисляется по формуле

$$\upsilon = \frac{\sqrt{\dfrac{\sum_{i=1}^{n}\left(M_{\text{т}\,i} - \overline{M}_{\text{т}}\right)^2}{n-1}}}{\overline{M}_{\text{т}}}, \qquad (2)$$

где $M_{\text{т}1}$, $M_{\text{т}\,2}$ $M_{\text{т}3}$...$M_{\text{т}\,i}$, $M_{\text{т}\,n}$ — частные значения момента трещинообразования, полученные с помощью средств контроля, при этом определение частных значений должно производиться в соответствии с ведомственными строительными нормами;

n — число испытаний;

$\overline{M}_{\text{т}}$ — среднее значение момента трещинообразования, определяемое по формуле

$$\overline{M}_{\text{т}} = \frac{M_{\text{т}_1} + M_{\text{т}_2} + \ldots + M_{\text{т}\,i} + \ldots + M_{\text{т}\,h}}{n}. \qquad (3)$$

7. Коэффициент условий работы $m_{\text{т}}$ определяется в соответствии с п.9.17, а для сборных предварительно напряженных конструкций, изготовляемых на заводах или специально оборудованных полигонах, степень натяжения арматуры которых подвергается систематическому контролю в процессе всего цикла изготовления изделий, разрешается установление повышенного против приведенного в п.9.17 значения коэффициента точности натяжения арматуры $m_{\text{т}}$, порядок установления которого должен производиться в этом случае по ведомственным строительным нормам.

Для симметричного армирования конструкций, подвергаемых систематическому контролю, коэффициент точности натяжения арматуры вычисляется по формуле

$$m_{\text{т}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \dfrac{\bar{\sigma}_{0\,(\text{мин})\,i}}{\bar{\sigma}_{0\,i}}}{n}, \qquad (4)$$

где $\bar{\sigma}_{0(\text{мин})_i}$ — наименьшее из средних значений напряжений в арматуре, расположенной у рабочих граней элемента

$\bar{\sigma}_{0_i}$ — среднее значение напряжения во всей рабочей арматуре.

8. Нормируемый момент трещинообразования $\overline{M}_{\text{т}}^{\text{т}}$ определяется по формуле (1), в которой значения t, υ и $m_{\text{т}}$ принимаются соответственно равными 1,64; 0,135 и 09.

9. Требуемый средний момент трещинообразования $\overline{M}_{\text{т}}^{\text{т}}$, выраженный в процентах к нормируемому моменту $M_{\text{т}}^{\text{т}}$, указанного в проекте, не должен быть менее значения, определяемого по табл. 1. *в зависимости от партионного* коэффициента вариации и числа испытуемых в партии изделий.

Таблица 1

Требуемый средний момент трещинообразования в партии в процентах к нормируемому

Партионный коэффициент вариации υ	$\overline{M}_т^т/M_т^т$ 100 при n, равном			
	4	6	10	30 и более
0,05	83	83	82	81
0,06	85	85	84	83
0,07	87	87	86	85
0,08	90	89	89	87
0,09	92	92	91	89
0,10	95	94	94	91
0,11	98	97	96	93
0,12	101	100	99	96
0,13	104	103	102	99
0,14	107	106	105	102
0,15	111	110	108	105

10. В случаях, когда контроль трещиностойкости изделий производится без применения статистического метода, оценку трещиностойкости рекомендуется осуществлять в соответствии с ГОСТ 8829—77.

ПРИМЕР ОБРАБОТКИ ДАННЫХ ИСПЫТАНИЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ШПУНТОВ СЕЧЕНИЕМ 50×45 см АРМИРОВАННЫХ ДЕСЯТЬЮ СТЕРЖНЯМИ ДИАМЕТРОМ 28 мм ИЗ СТАЛИ КЛАССА А- IIВ

1. Исходные данные

Определенный по формуле (306) момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин $M_т$, величина которого указана в проекте, равен 22,5 тс·м.

Нормируемый момент трещинообразования $M_т^т$, определенный по формуле (1) настоящего приложения при значениях t, υ и $m_т$ соответственно равных 1,64; 0,135 и 0,9, равен 32,1 тс·м.

Статистические данные испытаний, необходимые для определения среднего значения момента трещинообразования $\overline{M}_т$ и изменчивости υ, приведены в табл. 2, настоящего приложения. а коэффициент условий работы $m_т$ — в табл. 3.

2. Оценка трещиностойкости изделий статистическим методом

По данным табл. 2 настоящего приложения определяем среднее значение момента трещинообразования

Таблица 2

Статистические данные испытаний для определения момента трещинообразования $\overline{M}_т$ и изменчивости υ

№ п.п.	$M_{т\,i}$	$M_{т\,i}-\overline{M}_т$	$(M_{т\,i}-\overline{M}_т)^2$	№ п.п.	$M_{т\,i}$	$M_{т\,i}-\overline{M}_т$	$(M_{т\,i}-\overline{M}_т)^2$
1	32,8	0,8	0,64	22	33,1	1,1	1,21
2	33	1	1	23	31,4	—0,6	0,36
3	32,6	0,6	0,36	24	31,4	—0,6	0,36
4	33,4	1,4	1,96	25	32	0	0
5	32,5	0,5	0,25	26	32	0	0
6	29,8	—2,2	4,84	27	33,4	1,4	1,96
7	32,6	0,6	0,36	28	29,1	—2,9	8,41
8	28,5	—3,5	12,25	29	32,7	0,7	0,49
9	31,4	—0,6	0,36	30	29,7	—2,3	5,29
10	32,5	0,5	0,25	31	29,7	—2,3	5,29
11	32,5	0,5	0,25	32	32,3	0,3	0,09
12	32,1	0,1	0,01	33	34,6	2,6	6,76
13	31,3	—0,7	0,49	34	32,9	0,9	0,81
14	31,3	—0,7	0,49	35	31,4	—0,6	0,36
15	34,3	2,3	5,29	36	30	—2	4
16	34,2	2,2	4,84	37	31,3	—0,7	0,49
17	33,6	1,6	2,56	38	33,6	1,6	2,56
18	32	0	0	39	31,1	—0,9	0,81
19	33,5	1,5	2,25	40	33,8	1,8	3,24
20	32,3	0,3	0,09	41	29,2	—2,8	7,84
21	32,6	0,6	0,36	42	33,9	1,9	3,61
					$\Sigma M_{т\,i}=1347,4$		$\Sigma (M_{т\,i}-\overline{M}_т)^2=92,84$

$$\overline{M}_т = \frac{1347,4}{42} = 32 \text{ тс·м.}$$

Коэффициент вариации υ определяем по формуле (2) и табл. 2 настоящего приложения:

$$\upsilon = \frac{\sqrt{\dfrac{\sum\limits_{i=1}^{n}(M_{т\,i}-\overline{M}_т)^2}{n-1}}}{\overline{M}_т} = \frac{\sqrt{\dfrac{92,84}{41}}}{32} = 0,047.$$

Коэффициент условий работы $m_т$ определяем по формуле (4) настоящего приложения, используя данные табл. 3.

В графах 3 и 4 табл. 3 приведены средние значения эффективных напряжений в арматуре, расположенной у рабочих граней шпунтовых свай (номера стержней в группах 1—5, 6—10), а в графе 5 — средние значения эффективных напряжений по всей рабочей арма-

Таблица 3

Статистические данные для определения **коэффициента условий работы** $m_т$

№ п.п.	№ свай	$\bar{\sigma}_{(1-5)_i}$	$\bar{\sigma}_{(6-10)_i}$	$\bar{\sigma}_{(1-10)_i}$	$m_i = \frac{\bar{\sigma}_{мин}}{\bar{\sigma}_{(1-10)_i}}$
1	2	3	4	5	6
1	91	48,4	42,6	45,5	$\frac{42,6}{45,5} = 0,936$
2	92—93	39	35,3	37,3	$\frac{35,3}{37,3} = 0,947$
3	100—101	38,6	33,6	35,9	0,925
4	106—107	43,3	40	41,7	0,96
5	114—115	42,4	36,2	39,3	0,919
6	112—113	40	37,4	38,7	0,967
7	116—117	44,4	41,9	43,15	0,968
8	127—128	47,6	46,8	47,2	0,992
9	124—125	47,4	44	45,7	0,937
10	122—123	43,2	42	42,6	0,986
11	118—119	45,3	42,8	44,05	0,972
12	132—133	45,2	40,4	42,8	0,958
13	94—95	37,1	37,3	37,2	0,995
14	106—107	46,6	42,8	44,7	0,955
15	110—111	41,9	38,9	40,4	0,963
16	114—115	41	41	41	1
17	136—137	44,8	41,4	43,1	0,962
18	25—26	45	40,4	42,7	0,947
19	5—6	45,4	41,4	43,4	0,954
20	7—8	46,3	45,9	46,1	0,989
21	11—12	40	38,8	39,4	0,985
22	126—127	40	38,6	39,3	0,983
23	141—142	45,2	43,8	44,5	0,985
24	147—148	43	41	42	0,977
25	155—156	50	48,8	49,4	0,988
26	166—167	45,8	40,2	43	0,935
27	171—172	46,3	47,5	46,9	0,968
					$\sum \frac{\bar{\sigma}_{мин}}{\bar{\sigma}_{(1-10)_i}} = 25,953$

туре; в графе 6 — отношения средних минимальных напряжений к средним во всей напряженной арматуре.

$$m_т = \frac{25,953}{27} = 0,961.$$

В соответствии с формулой (1) настоящего приложения определяем требуемое значение момента трещинообразования:

$$\overline{M}_{\text{т}}^{\text{т}} = \frac{M_{\text{т}}}{(1 - tv)\, m_{\text{т}}} = \frac{22,5}{(1-1,64 \cdot 0,047)\, 0,961} = 25,4 \text{ тс} \cdot \text{м},$$

Производим сравнение требуемого момента трещинообразования в процентах от нормируемого со значением, указанным в табл. 1 настоящего приложения, для v, равным 0,05, с числом испытаний n более 30

$$\frac{\overline{M}_{\text{т}}^{\text{т}}}{M_{\text{т}}^{\text{т}}} 100 = \frac{25,4}{32,1} 100 = 79\%.$$

В связи с тем, что требуемое значение в процентах получилось меньше аналогичного значения, указанного в табл. 1, для v равного 0,05, минимальное значение $\overline{M}_{\text{т}}^{\text{т}}$ принимаем равным 81 % нормируемого, т. е. 26 тс·м (32,1×0,81).

2.6. Окончательную оценку пригодности изделий по трещиностойкости производим по результатам сравнения требуемого и среднего моментов трещинообразования

$$\overline{M}_{\text{т}}^{\text{т}} \leqslant \overline{M}_{\text{т}}, \qquad (5)$$

Так как неравенство (5) удовлетворяется (26<32), партия шпунта, подвергнутая статистическому контролю по трещиностойкости, считается выдержавшей испытания.

ПРИЛОЖЕНИЕ 16

ТРЕБОВАНИЯ, УКАЗЫВАЕМЫЕ НА РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖАХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

1. В рабочих чертежах монолитных железобетонных конструкций должны быть указаны:

проектная марка бетона по прочности на осевое сжатие и, в необходимых случаях, марка бетона по морозостойкости, водонепроницаемости и по прочности на осевое растяжение;

вид арматуры (стержневая или проволочная) и ее профиль; класс арматуры, а в необходимых случаях (например, для конструкций, работающих при низких температурах или рассчитываемых на выносливость) и марка стали; номер ГОСТа, а при его отсутствии — номер технических условий на данный вид стали; соответствующие нормативные документы по сварке; в сложных случаях — методы изготовления пространственного (армоблока) арматурного каркаса и порядок его сборки;

мероприятия по антикоррозионной защите и по защите от воздействия высоких температур (если таковые необходимы);

толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры, а также необходимость установки соответствующих фиксаторов, обеспечивающих проектное положение арматуры;

в случае отсутствия специальных расчетных листов расчетные схемы, нагрузки, по возможности — нормативные и расчетные усилия в основных сечениях.

Кроме того, в рабочих чертежах элементов сборных конструкций должны быть указаны:

наименьшие размеры опорных участков;

степень (качество) отделки поверхности (при необходимости);

места для захвата элементов при подъеме и монтаже (в случае необходимости), места их опирания при транспортировании и складировании;

требования о нанесении заводом-изготовителем меток (рисок), необходимых для обеспечения качественной укрупнительной сборки;

при необходимости схемы испытания, величины нагрузок, прогибов и других контролирующих величин;

вес сборного элемента.

ТРЕБОВАНИЯ К АРМАТУРНЫМ ЧЕРТЕЖАМ

Арматурные чертежи делятся на чертежи, по которым ведется изготовление арматурных конструкций (изделий), и монтажные, по которым монтируется арматура в блоке бетонирования сооружения.

Если армирование ведется с применением армоконструкций (армосеток, армокаркасов, армоферм и т. п.), на них составляют чертежи (форматки).

Чертежи армоконструкций выполняют, как правило, на листах формата 24. В отдельных случаях допускается применение других форматов в соответствии с ЕСКД 2.301—68*.

Армосетки, армопакеты и плоские армокаркасы можно вычерчивать на листах формата 11.

Арматура в фасадах и разрезах, видимая сбоку, показывается одной линией толщиной 2/5S, а в сечениях — точкой. Хомуты показываются линиями толщиной $S/2$, а в сечениях вычерчиваются с крюками только из арматуры класса А-I.

На сборочном чертеже армоконструкции показываются условными буквенными обозначениями.

Нумерация арматурных изделий в железобетонных монолитных конструкциях принимается сквозной для всего сооружения или его части.

Вычерчивание арматурных стержней в две линии запрещается, кроме деталей, изображаемых в крупных масштабах (1 : 5).

Сварка на чертеже показывается только монтажная с указанием длины и толщины швов и способа ее производства. Сварные соединения арматуры показываются на чертежах принятыми условными обозначениями.

В примечаниях на чертежах арматурных изделий должны быть указаны способы производства электросварки армоконструкций, стыков арматуры и соединений арматурной стали с прокатной или сделана ссылка на соответствующий нормативный документ.

При армировании отдельными стержнями на планах, сечениях или фасадах даются от каждого стержня выноски. В спецификациях и выборках арматуры указывается класс стали по позициям, а в необходимых случаях и марка арматурной стали.

Если в разных блоках, относящихся к одному сооружению, имеются одинаковые арматурные изделия, марка этих изделий сохраняется для всех блоков.

Арматурные изделия рекомендуется изображать на готовых типографских бланках.

Для простых армосеток могут применяться бланки с изображением сетки, на элементах которой проставляются необходимые размеры.

Сетка на бланке должна быть прямоугольной формы без отверстий, перегибов и стержней, выступающих из плоскости сетки. Арматура сетки должна иметь не более двух различных диаметров стержней.

На арматурных чертежах помещаются:

спецификация элементов к маркировочной схеме;

ведомость стержней на один элемент;

выборка стали на один элемент;

основные показатели блока.

При переменном значении длины стержня одного и того же номера на эскизе показываются пределы длин от l_1 до l_2, а в ведомости стержней дается средняя длина $l_{ср}$.

Масштаб изображений на арматурных чертежах принимают М 1 : 20 и М 1 : 50 в зависимости от габарита конструкции и ее сложности. Выносные изображения (узлы) могут выполняться в масштабе М 1 : 5, М 1 : 10, сечения элементов в масштабе М 1 : 10, М 1 : 20.

Нумерация армоконструкций и штучных стержней для каждого сборочного чертежа должна начинаться с первого номера.

ПРИЛОЖЕНИЕ 17

СОКРАЩЕННЫЙ СОРТАМЕНТ АРМАТУРНОЙ СТАЛИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ ОБЪЕКТОВ ЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Вид арматуры	Класс арматуры	Диаметры, мм																		
		3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40	50	60
Стержневая горячекатаная гладкая ГОСТ 5781—81	A-I				+	+	+	+	+	+	+	—	+	—	—	—	—	—		
Стержневая горячекатаная периодического профиля ГОСТ 5781—81	A-II						+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—	+	+	+
	A-III				+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+		
	A-IV						+	+	+	+	+	0	0	0	0	0				
	A-V						+	+	+	+	+	+	+	0	0	0				
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля ГОСТ 6727—80	Bp-I	+	+	+																

П р и м е ч а н и е. Знаками (+) обозначаются рекомендуемые к применению диаметры арматуры; «—» — исключенные из сортамента; «0» — диаметры, производство которых подлежит освоению.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3
Основные буквенные обозначения 4

ГЛАВА 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

1. Основные положения по расчету. Нагрузки и воздействия 8
Пример расчета к п. 1.8 15
2. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций 18
Бетон 18
Нормативные и расчетные характеристики бетона 22
Примеры расчета к пп. 2.1—2.15 26
Арматура 28
Нормативные и расчетные характеристики арматуры. 29
3. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы 32
Расчет по прочности бетонных элементов 32
Изгибаемые элементы 33
Внецентренно-сжатые элементы 34
Примеры расчета к пп. 3.1—3.8 36
Расчет по прочности железобетонных элементов 41
Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента 41
Изгибаемые элементы 42
Расчет прямоугольных сечений 42
Расчет тавровых (двутавровых) сечений 46
Примеры расчета к пп. 3.15—3.24 49
Внецентренно-сжатые элементы 55
Расчет прямоугольных сечений 58
Расчет тавровых (двутавровых) сечений 60
Примеры расчета к пп. 3.25—3.35 62
Центрально-растянутые элементы 69
Внецентренно-растянутые элементы 69
Расчет прямоугольных сечений 70
Примеры расчета к пп. 3.36—3.43 72
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы 75
Общие положения расчета элементов постоянной высоты 75
Расчет элементов, армированных хомутами без отогнутых стержней 80
Расчет элементов с отогнутыми стержнями 82
Расчет элементов переменной высоты сечения на действие поперечной силы 82
Расчет коротких консолей, не лежащих на упругом основании 85
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента 87

Примеры расчета к пп. 3. 44—3.60 88
Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузок 110
Расчет на местное сжатие 110
Расчет на продавливание 112
Расчет по прочности пространственных сечений (элементы, работающие на кручение с изгибом) 114
Элементы прямоугольного сечения 114
Упрощенные способы расчета пространственного сечения 118
Пример расчета к пп. 3.66—3.74 121
Расчет железобетонных элементов на выносливость при действии многократно повторяющейся нагрузки 124
Примеры расчета к пп. 3.75—3.84 128
Расчет несущих железобетонных балок в сборно-монолитных конструкциях 134
Пример расчета к пп. 3.85—3.88 135
4. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы 139
Расчет железобетонных элементов по образованию трещин 139
Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин 140
Примеры расчета к пп. 4.1—4.14 146
Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям 152
5. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия 155
Примеры расчета к пп. 5.1—5.23 167

ГЛАВА 2. КОНСТРУИРОВАНИЕ АРМАТУРЫ, ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ РЕЧНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ

6. Схемы армирования сооружений 171
Основные положения 171
Рекомендуемые схемы армирования элементов сооружения 171
Армирование фундаментных плит 171
Армирование вертикальных конструкций 173
Армирование перекрытий и других горизонтальных элементов 173
Армирование спиральных камер и водоводов 175
Спиральные камеры 175
Водоводы 177
Армирование шахты генератора 178
Армирование массивных конструкций и подпорных стен 179
7. Принципы проектирования армоконструкций 181
Общие указания 181
Ненесущие армоконструкции 182
Пакеты и сетки 183
Армокаркасы 187

Несущие армоконструкции 187
Армопанельные конструкции 188
8. Общие положения по конструированию и стыкованию арматуры 191
Классификация и применение арматуры 191
Размещение арматуры. Особенности армирования . . . 192
Защитный слой бетона 192
Расстояние между стержнями 193
Продольное армирование 194
Армирование в местах отверстий 195
Поперечное армирование 196
Распределительная и монтажная арматура 198
Анкеровка арматуры 199
Стыки арматуры 203
Сварные стыки 203
Стыки арматуры внахлестку (без сварки) 204
Армирование угловых сопряжений 207

ГЛАВА 3. **ПРОЕКТИРОВАНИЕ ТОНКОСТЕННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СО СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРОЙ**

9. Общие положения 208
Основные положения по расчету 208
10. Материалы для железобетонных конструкций 218
Бетон 218
Нормативные и расчетные характеристики бетона . . 218
Арматура 219
Нормативные и расчетные характеристики арматуры 219
11. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы 222
Расчет по прочности железобетонных элементов 222
Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента 222
Общие положения 222
Изгибаемые элементы 223
Прямоугольные сечения 225
Тавровые и двутавровые сечения 227
Кольцевые сечения 229
Примеры расчета к пп. 11.7—11.20 229
Внецентренно-сжатые элементы 236
Прямоугольные сечения 237
Тавровые и двутавровые сечения 239
Кольцевые сечения 239
Примеры расчета к пп. 11.22—11.32 240
Центрально-растянутые элементы 246
Внецентренно-растянутые элементы 246
Пример расчета к пп. 11.34 и 11.35 248
Расчет элементов на воздействие предварительного обжатия 249
Пример расчета к пп. 11.36—11.39 251
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента 252
Расчет сечений на действие поперечной силы . . . 252

Примеры расчета к пп. 11.40—11.52 257
Расчет сечений на действие изгибающего момента 261
Пример расчета к пп. 11.53—11.55 263

12. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы 264

Расчет железобетонных элементов по образованию трещин 264
Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента 265
Примеры расчета к пп. 12.3—12.9 267
Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента 268
Пример расчета к пп. 12.10—12.14 270
Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин 272
Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента 273
Примеры расчета к пп. 12.18—12.22 276
Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента 283

13. Конструктивные требования 284

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Предельно допустимые прогибы элементов железобетонных конструкций 291
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Основные виды арматурных сталей и области их применения в железобетонных конструкциях в зависимости от характера нагрузок и расчетной температуры 292
ПРИЛОЖЕНИЕ 3. Область применения углеродистых сталей для закладных деталей железобетонных и бетонных конструкций 295
ПРИЛОЖЕНИЕ 4. Значения коэффициента γ 296
ПРИЛОЖЕНИЕ 5. Графики для определения величины раскрытия трещин $a_т$ 299
ПРИЛОЖЕНИЕ 6. Определение степени агрессивного воздействия воды-среды на бетон конструкций, требования к железобетонным конструкциям, эксплуатируемым в жидкой среде, и показатели плотности бетона 303
ПРИЛОЖЕНИЕ 7. Графики для определения коэффициента ψ_a 309
ПРИЛОЖЕНИЕ 8. Графики для определения высоты сжатой зоны бетона 312
ПРИЛОЖЕНИЕ 9. Характеристики бетона для расчета конструкций на температурные и влажностные воздействия 313
ПРИЛОЖЕНИЕ 10. Изменение средних значений коэффициентов релаксации (затухания) температурных напряжений 314
ПРИЛОЖЕНИЕ 11. Расчет несущих армоконструкций 314
ПРИЛОЖЕНИЕ 12. Сортамент горячекатаной стержневой арматуры 322
ПРИЛОЖЕНИЕ 13. Основные типы сварных соединений стержневой арматуры 325
ПРИЛОЖЕНИЕ 14. Пример расчета железобетонного предварительно напряженного шпунта таврового сечения . . 330

ПРИЛОЖЕНИЕ 15. Требования к контролю и оценке прочности бетона и трещиностойкости предварительно напряженных конструкций, армированных симметричной арматурой 347
ПРИЛОЖЕНИЕ 16. Требования, указываемые на рабочих чертежах железобетонных конструкций 352
ПРИЛОЖЕНИЕ 17. Сокращенный сортамент арматурной стали при проектировании железобетонных конструкций для объектов энергетического строительства 355

Гидропроект
им. С. Я. Жука
Минэнерго СССР

ВНИИГ
им. Б. Е. Веденеева
Минэнерго СССР

Гипроречтранс
Минречфлота РСФСР

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией Л. Г. Бальяи
Редактор Л. Т. Калачева
Мл. редакторы И. А. Баринова, Л. И. Месяцева
Технический редактор Н. Г. Новак
Корректор А. В. Федина
Н/К

Сдано в набор 04.10.82 Подписано в печать 28.04.83
Бумага типографская № 2 Формат 84×108 1/32
Печать высокая Гарнитура «Литературная»
Усл. печ. л. 18,9 Усл. кр.-отт. 19,1 Уч.-изд. л. 21,71
Тираж 18 000 экз. Изд. № XII-9218 Зак. № 466/6228 Цена 1 р. 20к

Стройиздат 101442, Москва, Каляевская, 23а
Набрано в Ордена Трудового Красного Знамени Чеховском полиграфическом комбинате ВО «Союзполиграфпром» Государственного комитета СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли г. Чехов Московской области
Отпечатано в Подольском филиале ПО «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

360

БСТ №9, 1985 г. с. 21

ОПЕЧАТКИ И ПОПРАВКИ К «РУКОВОДСТВУ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ» (ГИДРОПРОЕКТ ИМ. С. Я. ЖУКА МИНЭНЕРГО СССР, М., СТРОЙИЗДАТ, 1983)

ОПЕЧАТКИ

Страница	Таблица, графа, строка	Напечатано	Следует читать
17	15-я строка снизу	с (	n_c (
26	Табл. 12 (головка), 3-я графа слева		7
30	Табл. 15, 1-я графа слева, 5-я строка снизу и примечание 1	B-I	Bp-I
125	23-я строка снизу	ρ_s	$\rho_б$
349	16-я строка снизу	A-IIB	A-IIIв

ПОПРАВКИ

На с. 127 текст после табл. 33 до п. 3.81 приведен ошибочно.
На с. 328, п. 7, на второй схеме длина шва должна быть 3d, 4d.
На с. 328, п. 8, на схеме длина шва должна быть 6d, 8d.