НИИЖБ
ГОССТРОЯ СССР

ЦНИИСК ИМ. В. А. КУЧЕРЕНКО
ГОССТРОЯ СССР

# РУКОВОДСТВО

## ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

СИ
МОСКВА 1977

gost.e-ecolog.ru

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ГОССТРОЯ СССР (НИИЖБ)

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИМ. В. А. КУЧЕРЕНКО ГОССТРОЯ СССР (ЦНИИСК)

# РУКОВОДСТВО

## ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ




МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1977

**Руководство** по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов. М., Стройиздат, 1977. 104 с. (Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона Госстроя СССР, Центр. науч.-исслед. ин-т строительных конструкций им. В. А. Кучеренко).

Руководство составлено в развитие главы СНиП II-21-75 и содержит основные положения по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов. В Руководстве приведены данные о материалах, применяемых в указанных конструкциях, рекомендации по расчету и конструктивные требования. Даны примеры расчета.

Руководство предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций.

Табл. 31, рис. 18.

Р $\frac{30213-643}{047(01)-77}$ Инструкт.-нормат. II вып.—55—77 © Стройиздат, 1977

НИИЖБ ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко

**РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ**

*Редакция инструктивно-нормативной литературы*
Зав. редакцией *Г. А. Жигачева*
Редактор *Л. Г. Бальян*
*Мл. редактор С. А. Зудилина*
Технический редактор *Ю. Л. Циханкова*
Корректоры *Г. А. Кравченко, Л. П. Бирюкова*

Сдано в набор 4/VIII 1977 г. Подписано в печать 12/XII 1977 г.
Т-21134 Формат 84×108$^{1}/_{32}$ Бумага типографская № 2
5,46 усл. печ. л. (уч.-изд. 6,77 л.)
Тираж 30.000 экз. Изд. № XII 7213 Зак. № 450 Цена 35 коп.

*Стройиздат*
*103006, Москва, Каляевская ул., дом, 23а*

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

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее Руководство распространяется на проектирование элементов бетонных и железобетонных конструкций из различных видов ячеистых бетонов автоклавного и безавтоклавного твердения, применяемых в конструкциях гражданских, промышленных и сельскохозяйственных зданий, а также на проектирование одно- и двуслойных элементов с обычным армированием и с предварительно-напряженной арматурой в слое тяжелого бетона.

Поскольку конструкции из ячеистых бетонов выполняются только в виде стеновых панелей, плит покрытий и перекрытий, то многие виды расчетов, предусмотренных главой СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», в Руководстве не приводятся, в частности расчеты кольцевых сечений на растяжение и кручение, выносливость, ширину раскрытия и закрытия косых трещин, влияния поперечной силы на прогиб и расчет косвенного армирования.

Текст главы СНиП II-21-75, включенный в Руководство, отмечен слева вертикальной чертой.

При нумерации пунктов и таблиц в скобках указаны соответствующие им номера пунктов и таблиц главы СНиП II-21-75.

Руководство разработано лабораторией ячеистых бетонов и конструкций НИИЖБ Госстроя СССР и отделением прочности крупнопанельных и каменных зданий ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР при участии ЦНИИПромзданий и Уралпромстройниипроекта Госстроя СССР, ЛенЗНИИЭП и ЦНИИЭП жилища Госгражданстроя СССР.

В Руководстве использованы материалы НИИСК и Донпромстройниипроекта Госстроя СССР, ВНИИСтрома, НИПИСиликатобетона и ВНИИЖелезобетона МПСМ СССР, Конструкторского бюро по железобетону Госстроя РСФСР, НИИ строительства Госстроя ЭССР, Минского НИИСМ, МИСИ им. Куйбышева, а также ряда других научно-исследовательских и проектных организаций, высших учебных заведений, предприятий, изготовляющих изделия из ячеистых бетонов, строительных и монтажных организаций, осуществляющих строительство зданий с использованием конструкций из ячеистых бетонов, а также опыт эксплуатации таких зданий.

Научное редактирование Руководства выполнено В. В. Макаричевым и К. М. Романовской (НИИЖБ Госстроя СССР) и Н. И. Левиным (ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР).

Замечания и предложения просьба направлять в НИИЖБ и ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР по адресу: 109389, Москва Ж-389, 2-я Институтская, дом. 6.

Дирекция НИИЖБ

1* (0,25) Зак. 450

## *1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ*

### ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

**1.1.** Настоящее Руководство составлено в развитие главы СНиП II-21-75 и распространяется на проектирование элементов конструкций зданий и сооружений для гражданского, промышленного и сельскохозяйственного строительства из различных видов автоклавных и безавтоклавных ячеистых бетонов (см. приложение 1. Руководства):

а) бетонных однослойных, работающих на изгиб и внецентренное сжатие;

б) железобетонных однослойных с обычным армированием, работающих на изгиб и внецентренное сжатие;

в) железобетонных двуслойных с обычным армированием и предварительно напряженных, работающих на изгиб.

Примечание. Настоящее Руководство не распространяется на проектирование:

а) элементов конструкций из ячеистых бетонов естественного твердения (без тепловой обработки);

б) элементов конструкций из ячеистых бетонов, используемых при строительстве зданий в сейсмических районах, в районах Крайнего Севера, на территориях с вечномерзлым грунтом, а также в зданиях, предназначенных для эксплуатации в условиях систематического воздействия повышенной температуры.

**1.2(1.2).** Проектирование бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений, предназначенных для работы в условиях агрессивной среды и повышенной влажности, должно вестись с учетом дополнительных требований, предъявляемых главой СНиП по защите строительных конструкций от коррозии, и «Пособия по проектированию ограждающих конструкций зданий» (М., Стройиздат, 1967).

Конструкции из ячеистых бетонов должны быть защищены от увлажнения грунтовыми водами и интенсивного увлажнения атмосферными осадками.

В конструкциях, предназначенных для эксплуатации в условиях агрессивной среды, в зданиях с влажным и мокрым режимом помещений должны предусматриваться (кроме устройства паро- и гидроизоляции) специальные конструктивные меры, обеспечивающие сохранение расчетной установившейся влажности ячеистых бетонов на весь период эксплуатации зданий (вентилируемые пустоты в конструкциях покрытий и стен и др.). В местах, где возможно постоянное усиленное увлажнение ячеистых бетонов или образование конденсата (стены подвалов, цоколей, балконы), а также над оборудованием с периодическим интенсивным тепловыделением и последующим охлаждением до температуры ниже 0°С и т. п. применение ячеистых бетонов не допускается.

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

Влажность воздуха окружающей среды определяется как средняя относительная влажность наружного воздуха наиболее жаркого месяца в зависимости от района строительства согласно главе СНиП

по строительной климатологии и геофизике или как относительная влажность внутреннего воздуха помещений отапливаемых зданий и сооружений.

1.4. При проектировании элементов конструкций из ячеистых бетонов следует руководствоваться общими требованиями глав СНиП по проектированию строительных конструкций и оснований, по нагрузкам и воздействиям, по строительной теплотехнике, по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, по строительной климатологии и геофизике, а также настоящим Руководством. При наличии в настоящем Руководстве соответствующих ссылок следует руководствоваться главой СНиП по проектированию каменных и армокаменных конструкций.

Примечания: 1. При проектировании конструкций из ячеистых бетонов следует соблюдать также требования соответствующих нормативных документов, утвержденных или согласованных с Госстроем СССР.

2. Применение составных конструкций из ячеистых бетонов регламентируется «Руководством по проектированию, изготовлению и применению составных стеновых панелей из ячеистого бетона» (М., НИИЖБ и ЦНИИСК, 1975).

1.5. Теплотехнический расчет наружных ограждающих конструкций из ячеистых бетонов должен включать весь комплекс вопросов, предусмотренных главой СНиП по строительной теплотехнике, в том числе расчет их сопротивления теплопередаче, воздухо- и паропроницанию.

Теплофизические характеристики ячеистых бетонов для наружных ограждающих конструкций в случае их отсутствия в главе СНиП по строительной теплотехнике рекомендуется принимать на основании опытных данных.

1.6. В рабочих чертежах, технических условиях на элементы конструкций из ячеистых бетонов должны указываться вид ячеистого бетона и его характеристики: проектные марки бетона по прочности на осевое сжатие и морозостойкости, прочность бетона при отпуске изделий с завода, а для элементов наружных ограждающих конструкций также и влажность бетона при отпуске их с завода и объемный вес бетона в высушенном (при температуре 100—110°С — до постоянного веса) состоянии. Кроме того, должны быть указаны вид, класс и марка стали для арматуры и закладных деталей.

Выбор вида ячеистого бетона и назначение его характеристик производится с учетом степени надежности (долговечности) конструкций проектируемого здания (сооружения), величины и характера нагрузок и воздействий, температурно-влажностного режима эксплуатации проектируемого здания (сооружения), конкретных условий производства изделий из ячеистых бетонов.

1.7. Конструкции из ячеистых бетонов, запроектированные согласно настоящему Руководству, должны быть изготовлены по определенной, установленной для каждого вида ячеистого бетона технологии в соответствии с «Инструкцией по технологии изготовления изделий из ячеистых бетонов» СН 277-70 (М., Стройиздат, 1971).

1.8. Автоклавные ячеистые бетоны разрешается, как правило, применять в ограждающих конструкциях II и III степени долговечности, безавтоклавные — в ограждающих конструкциях III степени долговечности. Требуемая степень долговечности для ограждающих конструкций зданий различного назначения устанавливается в со-

ответствии с главой СНиП по проектированию каменных и армокаменных конструкций.

Примечания: 1. При соответствующем технико-экономическом обосновании в отдельных случаях допускается применять элементы из автоклавных ячеистых бетонов в ограждающих конструкциях I степени долговечности и безавтоклавных ячеистых бетонов в ограждающих конструкциях II степени долговечности.

2. Для зданий и сооружений, сроки службы которых не регламентируются и составляют менее 20 лет независимо от температурно-влажностного режима помещений, допускается применение стен и покрытий из ячеистых бетонов любых видов.

**1.9.** Конструкции из ячеистых бетонов в жилых и гражданских зданиях, производственных и вспомогательных зданиях промышленных предприятий и сельскохозяйственных зданиях допускается изготовлять в зависимости от режима помещений:

а) при сухом, нормальном, влажном и мокром температурно-влажностном — из пенобетона, газобетона и газокукермита;

б) при сухом и нормальном температурно-влажностном — из ячеистых бетонов других видов.

Градации температурно-влажностного режима помещений устанавливаются в соответствии с главой СНиП по строительной теплотехнике.

Примечания: 1. Для зданий с влажным и мокрым режимом помещений рекомендуется использовать двуслойные конструкции из ячеистого бетона с внутренним слоем из тяжелого бетона или плотного силикатного бетона.

2. Не допускается складирование агрессивных к ячеистым бетонам химических удобрений, навоза, мокрых опилок и т. п. непосредственно у стен из ячеистого бетона. С этой целью в проекте должны предусматриваться соответствующие конструктивные меры (например, ограждение нижней части стеновых конструкций материалами, стойкими по отношению к вредным воздействиям и др.).

**1.10.** В целях предохранения конструкций из ячеистого бетона от увлажнения их атмосферными осадками в проектах должны предусматриваться специальные защитные меры:

отделка стеновых панелей покрытиями (красками), поризованным раствором, дробленными каменными материалами (в соответствии с требованиями «Инструкции по технологии изготовления изделий из ячеистых бетонов», СН 277-70);

облицовка наружной поверхности ячеистобетонных стен листовыми материалами (асбестоцементом, тонким алюминием, плакированной сталью, закаленным стеклом и др) на относе с воздушной прослойкой.

**1.11.** Для конструкций из автоклавных ячеистых бетонов, применяемых при систематическом действии температуры выше плюс 50°С, необходимо выполнять требования, приведенные в «Инструкции по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур» СН 482—76.

**1.12.** Область применения конструкций из отдельных видов ячеистых бетонов может быть уточнена на основе результатов экспериментальных исследований, опыта строительства и эксплуатации зданий, а также соответствующих технико-экономических обоснований с учетом фактически установленных характеристик бетонов и изго-

товляемых из них конструкций при условии, что проектирование и изготовление таких конструкций осуществляется на основе соответствующих республиканских нормативных документов, утвержденных госстроем республики в установленном порядке, которыми регламентируется рациональная область применения таких конструкций и стабильность технологического режима их изготовления.

**1.13.** Арматура и закладные детали в конструкциях из ячеистого бетона должны предохраняться от коррозии в соответствии с требованиями СН 277-70.

Защиту закладных деталей и сварных соединений следует производить в соответствии с указаниями, приведенными в рабочих чертежах и в главе СНиП по защите строительных конструкций от коррозии.

**1.14.** Из ячеистых бетонов можно изготовлять следующие элементы конструкций:

а) одно- и двухслойные панели наружных и однослойные панели внутренних стен;

б) одно- и двуслойные плиты перекрытий и покрытий.

Применение ячеистых бетонов в конструкциях внутренних стен и междуэтажных перекрытий допускается только при соответствующем технико-экономическом обосновании.

**1.15.** Стеновые панели из автоклавных ячеистых бетонов вида А разрешается применять для наружных несущих стен зданий высотой до пяти этажей и внутренних стен зданий высотой до девяти этажей*. Стеновые панели из ячеистого бетона вида Б разрешается применять в наружных и внутренних несущих стенах зданий высотой до 3 этажей.

Стеновые панели из автоклавных ячеистых бетонов всех видов разрешается применять для наружных самонесущих стен в зданиях высотой до девяти этажей включительно.

При использовании автоклавного ячеистого бетона для заполнения каркасов или изготовления ненесущих (навесных) стен этажность зданий не ограничивается.

Примечание. Допускается применять безавтоклавные ячеистые золобетоны только для самонесущих и ненесущих стен. Классификация стен на «несущие», «самонесущие» и «ненесущие» принимается в соответствии с главой СНиП по проектированию каменных и армокаменных конструкций.

Двуслойные плиты перекрытий или покрытий рекомендуется изготовлять из слоя тяжелого бетона, плотного силикатного бетона проектной марки не ниже 150 при армировании без предварительного напряжения и не ниже 250 с предварительным напряжением.

**1.16.(1.10).** Численные значения приведенных в настоящем Руководстве расчетных характеристик бетона и арматуры, предельно допустимых величин ширины раскрытия трещин и прогибов применяются только при проектировании; для оценки качества конструкций следует руководствоваться требованиями соответствующих государственных стандартов и нормативных документов.

Испытание ячеистых бетонов с целью определения их прочности на сжатие должно производиться в соответствии с ГОСТ на методы испытаний ячеистых бетонов.

---

* Виды ячеистых бетонов А и Б — см. прил. 1 настоящего Руководства.

Испытание конструкций из ячеистых бетонов должно производиться в соответствии с ГОСТ по методам испытаний сборных железобетонных изделий и Инструкцией по испытаниям стеновых панелей производственных зданий.

## ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

**1.17(1.11).** Бетонные и железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы).

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

хрупкого, вязкого или иного характера разрушения (расчет по прочности с учетом, в необходимых случаях, прогиба конструкции перед разрушением);

разрушения под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (периодического или постоянного воздействия агрессивной среды, действия попеременного замораживания и оттаивания и т. п.).

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

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

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

**1.18.(1.12).** Расчет по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных ее элементов должен, как правило, производиться для всех стадий: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации; при этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям.

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

**1.19.(1.13).** Величины нагрузок и воздействий, значения коэффициентов перегрузок, коэффициентов сочетаний, а также подразделение нагрузок на постоянные и временные — длительные, кратковременные, особые должны приниматься в соответствии с требованиями главы СНиП по нагрузкам и воздействиям.

Нагрузки, учитываемые при расчете по предельным состояниям второй группы, должны приниматься согласно указаниям пп. 1.17 и 1.21 главы СНиП II-21-75. При этом к длительным нагрузкам следует относить часть полной величины кратковременных нагрузок, оговоренных в главе СНиП по нагрузкам и воздействиям, а вводимая в расчет кратковременная нагрузка принимается уменьшенной на величину, учтенную при длительной нагрузке. Коэффициенты сочетаний и другие коэффициенты снижения нагрузок относятся к полной величине кратковременных нагрузок.

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

**1.20.(1.14).** При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от собственного веса элемента следует вводить в расчет с коэффициентом динамичности, равным: 1,8 — при транспортировании; 1,5 — при подъеме и монтаже.

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

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

1.21. К трещиностойкости конструкций из ячеистых бетонов предъявляются требования II и III категории, т. е. допускается ограниченное по ширине кратковременное и длительное раскрытие трещин. Ко второй категории относятся предварительно-напряженные двуслойные конструкции с арматурой класса Ат-VI и проволокой В-II и Вр-II диаметром 4 мм и более. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин для данных конструкций принимается: кратковременная $a_{т\,кр}$ — 0,15 мм; длительная $a_{т\,дл}$ — 0,1 мм.

Однородные конструкции и конструкции с другими видами арматуры относятся к третьей категории трещиностойкости. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин для данных конструкций принимается: кратковременная — 0,4 мм, длительная — 0,3 мм.

Коэффициент перегрузки $n$ при расчете трещиностойкости принимается равным единице.

Примечание. В конструкциях, в которых арматура покрывается антикоррозионным составом, допускается ширина раскрытия трещин $a_{т\,дл}$ до 0,5 мм.

**1.22.(1.20).** Для железобетонных слабоармированных элементов, характеризуемых тем, что их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны (см. п. 4.7 настоящего Руководства), площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15%.

**1.23.(1.21).** Прогибы элементов железобетонных конструкций не должны превышать предельно допустимых величин, устанавливаемых с учетом следующих требований:

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

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

в) эстетических (впечатление людей о пригодности конструкций).

Величины предельно допустимых прогибов приведены в табл. 1.

Расчет прогибов должен производиться:

при ограничении технологическими или конструктивными требованиями — на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

при ограничении эстетическими требованиями — на действие постоянных и длительных нагрузок. При этом коэффициент перегрузки $n$ принимается равным единице. Для не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для эксплуатации в климатическом подрайоне IVA, согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике, при определении перемещений необходимо учитывать температурные климатические воздействия.

Таблица 1

| Наименование элементов | Предельные прогибы |
|---|---|
| 1. Элементы перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия при пролетах: | |
| а) $l<6$ м | $\frac{l}{200}$ |
| б) 6 м$\leqslant l\leqslant$7,5 м | 3 см |
| в) $l>7{,}5$ м | $\frac{l}{250}$ |
| 2. Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах: | |
| а) $l<6$ м | $\frac{l}{200}$ |
| б) 6 м$\leqslant l\leqslant$7,5 м | 3 см |
| в) $l>7{,}5$ м | $\frac{l}{250}$ |

Примечание. $l$ — пролет балок или плит; для консолей принимают $l=2\,l_1$, где $l_1$ — вылет консоли.

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

Для элементов покрытий сельскохозяйственных зданий производственного назначения, если их прогибы не ограничиваются технологическими или конструктивными требованиями, предельно допустимые прогибы принимаются равными при пролетах: до 6 м — $^1/_{150}$ пролета, от 6 до 10 м — 4 см, более 10 м — по табл. 1 настоящего Руководства.

Для конструкций, не предусмотренных табл. 1, величины предельно допустимых прогибов устанавливаются по специальным требованиям, но при этом они не должны превышать $^1/_{50}$ пролета и $^1/_{75}$ вылета консоли.

Для не связанных с соседними элементами железобетонных плит перекрытий должна производиться дополнительная проверка по зыбкости: дополнительный прогиб от кратковременно действующей сосредоточенной нагрузки 100 кгс при наиболее невыгодной схеме ее приложения должен быть не более 0,7 мм.

**1.24.(1.22).** При расчете по прочности бетонных и железобетонных элементов на воздействие сжимающей продольной силы $N$ должен приниматься во внимание случайный эксцентрицитет $e_0^{сл}$, обусловленный не учтенными в расчете факторами. Эксцентрицитет $e_0^{сл}$ в любом случае принимается не менее: $^1/_{600}$ всей длины элемента или длины его части (между точками закрепления элемента); $^1/_{30}$ высоты сечения элемента и не менее 2 см для несущих стен и 1 см для самонесущих стен.

Для элементов статически неопределимых конструкций величина эксцентрицитета продольной силы относительно центра тяжести

приведенного сечения $e_0$ принимается равной эксцентрицитету, полученному из статического расчета конструкции, но не менее $e_0^{сл}$. В элементах статически определимых конструкций эксцентрицитет $e_0$ находят как сумму эксцентрицитетов — определяемого из статического расчета конструкции и случайного.

При расчете по трещиностойкости и по деформациям эксцентрицитет $e_0^{сл}$ не учитывается.

Если величина эксцентрицитета $e_0$, определенная в соответствии с указаниями настоящего пункта, не превышает $e_0^{сл}$, а расчетная длина железобетонного элемента прямоугольного сечения $l_0 \leqslant 20h$, допускается производить его расчет согласно п. 1 прил. 2. Расчет бетонных элементов при величине эксцентрицитета $e_0 \leqslant 0{,}225h$ и $l_0 \leqslant 20h$ допускается производить в соответствии с п. 2 прил. 2.

**1.25(1.23).** Расстояния между температурно-усадочными швами должны устанавливаться расчетом.

Расчет допускается не производить при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус 40°С для конструкций 3-й категории трещиностойкости, если принятые расстояния между температурно-усадочными швами не превышают величин, приведенных в табл. 2.

Таблица 2

| Конструкции | Наибольшее расстояние, м, между температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета, для конструкций | |
|---|---|---|
| | внутри отапливаемых зданий | на открытом воздухе или в неотапливаемых зданиях |
| 1. Бетонные конструкции сборные | 40 | 30 |
| 2. Железобетонные конструкции с ненапрягаемой арматурой или предварительно-напряженные: | | |
| а) сборно-каркасные, в том числе смешанные, с металлическими или деревянными покрытиями | 60 | 40 |
| б) сборные сплошные | 50 | 30 |

Примечания: 1. Для железобетонных конструкций одноэтажных зданий расстояния между температурно-усадочными швами, указанные в настоящей таблице, увеличиваются на 20%.

2. Величины, приведенные в настоящей таблице, относятся к каркасным зданиям при отсутствии связей либо при расположении связей в середине деформационного блока.

**1.26.** При статических и теплотехнических расчетах ячеистобетонных конструкций следует учитывать среднюю установившуюся влажность ячеистого бетона, принимаемую по табл. 3.

**1.27.** При расчете предварительно-напряженных двухслойных конструкций из ячеистых бетонов определение потерь напряжения и учет дополнительных требований должен производиться в соответствии с главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

Таблица 3

| Вид ячеистого бетона | Расчетная средняя установившаяся влажность ячеистых бетонов, % (по весу) | | |
|---|---|---|---|
| | для стен, междуэтажных и вентилируемых чердачных перекрытий | для покрытий | |
| | | вентилируемых | невентилируемых |
| На песке | 10 | 12 | 15 |
| На золах | 10 | 15 | 20 |

## 2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

### ЯЧЕИСТЫЙ БЕТОН

**2.1.(2.1).** Ячеистый бетон — бетон с искусственно созданными порами, состоящий из затвердевшей смеси вяжущего (цемента, извести или смешанного вяжущего) и кремнеземистого компонента (молотого песка или золы), легкий по объемному весу и прошедший автоклавную или тепловую обработку при атмосферном давлении.

Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящего Руководства, должны предусматриваться ячеистые бетоны, приведенные в прил. 1.

**2.2(2.2).** При проектировании бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от их вида и условий работы назначаются требуемые характеристики бетона, именуемые проектными марками.

Проектные марки ячеистых бетонов назначаются по следующим признакам: а) по прочности на осевое сжатие (кубиковая прочность); б) по морозостойкости.

Проектные марки ячеистого бетона на осевое растяжение и по водонепроницаемости, как правило, не нормируются.

**2.3.** За проектную марку ячеистого бетона по прочности на сжатие $M$ принимается сопротивление осевому сжатию (предел прочности при сжатии), $\overline{R}$, кгс/см², эталонных образцов-кубов с размером ребра 150 мм, прошедших автоклавную обработку (для ячеистых бетонов автоклавного твердения) или тепловую обработку пропариванием либо электропрогревом (для ячеистых бетонов безавтоклавного твердения), имеющих среднюю установившуюся влажность 10±2% (по весу) и испытанных в соответствии с ГОСТ на методы испытаний ячеистых бетонов; проектная марка по прочности на сжатие (сокращенно «проектная марка по прочности») является основной характеристикой бетона и во всех случаях должна указываться в проекте.

**2.4.** За проектную марку по морозостойкости Мрз ячеистых бетонов принимается число циклов попеременного замораживания и оттаивания образцов, испытываемых в соответствии с ГОСТ на методы испытаний ячеистых бетонов. Проектная марка по

морозостойкости должна назначаться для конструкций, подвергающихся воздействию отрицательных температур наружного воздуха, в соответствии с табл. 4 настоящего Руководства.

Таблица 4

| Условия работы конструкции | | Минимальные проектные марки бетона по морозостойкости Мрз ограждающих конструкций из ячеистых бетонов для отапливаемых зданий | | |
|---|---|---|---|---|
| Относительная влажность воздуха помещения $\varphi_в$ | Расчетная зимняя температура наружного воздуха | Класс | | |
| | | I | II | III |
| $\varphi_в \geqslant 75\%$ | Ниже минус 40°С | 100 | 75 | 50 |
| | Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно | 75 | 50 | 35 |
| | Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно | 50 | 35 | 25 |
| | Минус 5°С и выше | 35 | 25 | 15 |
| $60\% < \varphi_в \leqslant 75\%$ | Ниже минус 40°С | 75 | 50 | 35 |
| | Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно | 50 | 35 | 25 |
| | Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно | 35 | 25 | 15 |
| | Минус 5°С и выше | 25 | 15 | 15 |
| $\varphi_в \leqslant 60\%$ | Ниже минус 40°С | 50 | 35 | 25 |
| | Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно | 35 | 25 | 15 |
| | Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно | 25 | 15 | 15 |
| | Минус 5°С и выше | 15 | 15 | 15 |

Примечание. Расчетные зимние температуры наружного воздуха см. п. 1.3 настоящего Руководства.

2.5. Для бетонных и железобетонных конструкций из ячеистого бетона должны предусматриваться следующие проектные марки бетонов:

а) по прочности на сжатие: 15, 25, 35, 50, 75, 100, 150.

Заданная проектная марка по прочности на сжатие должна быть обеспечена и проверена испытанием контрольных образцов-кубов или цилиндров в соответствии с прил. 3 настоящего Руководства;

б) по морозостойкости: 15, 25, 35, 50, 75, 100. При этом минимальные марки бетона наружных несущих конструкций должны быть не ниже Мрз 25 для зданий с сухим и нормальным влажно-

стным режимом помещений, не ниже Мрз 35 для зданий с влажным и мокрым режимом помещений и не ниже Мрз 15 для внутренних конструкций зданий.

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

2.7. Для ячеистых бетонов помимо марки по прочности назначается также объемный вес в высушенном состоянии. Средний объемный вес ячеистого бетона в высушенном при температуре 100—110°С до постоянного веса состоянии $\gamma_c$ в зависимости от его проектной марки по прочности принимается в соответствии со значениями, приведенными в табл. 5 настоящего Руководства.

Примечания: 1. Для теплотехнических расчетов ограждающих конструкций объемный вес ячеистого бетона должен приниматься уточненным для данного конкретного вида бетона, принятой технологии его изготовления и условий эксплуатации. При отсутствии таких данных объемный вес бетона принимается с учетом расчетной установившейся влажности по табл. 3.

2. В проектах должен быть указан объемный вес ячеистого бетона в высушенном состоянии соответствующий его проектной марке по прочности.

Таблица 5

| Вид ячеистого бетона | Средний объемный вес ячеистого бетона в высушенном состоянии $\gamma_c$, кг/м³, при его проектной марке по прочности, не менее | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 15 | 25 | 35 | 50 | 75 | 100 | 150 |
| А | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1000 | 1100 |
| Б | 550 | 700 | 800 | 900 | 1000 | 1100 | 1200 |

Примечания: 1. Виды ячеистых бетонов А и Б — см. прил. 1 настоящего Руководства.

2. Увеличение объемного веса, против указанного в табл. 5, допускается не более чем на 50 кг/м³. В отдельных случаях (например, при необходимости повышения звукоизоляции конструкций) и при соответствующем технико-экономическом обосновании для бетона вида Б допускается повышение объемного веса на 100 кг/м³ (или более) по сравнению с табл. 5.

3. Для бетонов вида А может быть предусмотрен объемный вес на 100 кг/м³ ниже указанного в табл. 5, в тех случаях, когда производство таких бетонов освоено предприятиями-изготовителями.

2.8. Нормативный объемный вес конструкций из ячеистого бетона $\gamma^н$ (для определения собственного веса конструкций при расчете их на прочность и деформации) принимают в соответствии с табл. 6.

Примечание. В случае применения конструкций из ячеистых бетонов с повышенным или пониженным объемным весом на $\pm$100 кг/м³ (или более) в соответствии с примеч. 2 и 3 к табл. 5 значения $\gamma^н$, приведенные в табл. 6, соответственно изменяются на $\pm$100 кг/м³ (или более).

Таблица 6

| Вид ячеистого бетона | Вид конструкций | Нормативный объемный вес конструкций из ячеистого бетона $\gamma^{н}$, кг/м³, при проектной марке по прочности, не менее | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 15 | 25 | 35 | 50 | 75 | 100 | 150 |
| А | Бетонные | 600 | 700 | 800 | 900 | 1000 | 1100 | 1200 |
| | Железобетонные | 700 | 800 | 950 | 1050 | 1200 | 1300 | 1400 |
| Б | Бетонные | 700 | 850 | 950 | 1100 | 1200 | 1300 | 1450 |
| | Железобетонные | 800 | 950 | 1050 | 1200 | 1300 | 1400 | 1550 |

Примечания: 1. Виды ячеистых бетонов А и Б — см. прил. 1 настоящего Руководства.

2. При наличии фактических данных по расходу арматуры и влажности бетона в конструкциях из ячеистого бетона разрешается принимать иные значения $\gamma^{н}$, но не ниже приведенных в табл. 5.

## РАСТВОР ДЛЯ МОНТАЖНЫХ ШВОВ И БЕТОН ДЛЯ ЗАМОНОЛИЧИВАНИЯ СТЫКОВ

**2.9.** При назначении вида, проектной марки и состава раствора для монтажных швов необходимо учитывать требования к строительным растворам, приведенные в «Инструкции по приготовлению и применению строительных растворов» СН 290-74 (М., Стройиздат, 1975).

При монтаже ячеистобетонных элементов наружных ограждающих конструкций рекомендуется применять преимущественно легкие растворы объемным весом менее 1500 кг/м³, изготовляемые на легких заполнителях.

**2.10.** Для замоноличивания стыков и швов при монтаже сборных элементов применяется раствор проектной марки не ниже 100. Для стыков и швов, которые в процессе эксплуатации или монтажа могут подвергаться воздействию отрицательных температур наружного воздуха, следует применять растворы и бетоны проектных марок по морозостойкости не ниже принятых для стыкуемых элементов.

## НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

**2.11(2.11).** Нормативными сопротивлениями ячеистых бетонов являются:

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

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

сопротивление осевому растяжению, $R^{н}_{р}$.

Нормативная кубиковая прочность бетона принимается равной

$$R^{н} = \overline{R}\,(1 - 1{,}64\,v), \qquad (1)$$

где $\overline{R}$ — см. п. 2.3 настоящего Руководства;

$v$ — коэффициент вариации прочности бетона, принимаемый согласно табл. 7.

Таблица 7

| Вид ячеистого бетона | Коэффициент вариации прочности бетона $v$ | Коэффициент безопасности по бетону при сжатии $k_{б.с}$ и при растяжении $k_{б.р}$ при расчете конструкций по предельным состояниям | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | первой группы | | второй группы | |
| | | $k_{б.с}$ | $k_{б.р}$ | $k_{б.с}$ | $k_{б.р}$ |
| А | 0,18 | 1,5 | 2,3 | 1 | 1 |
| Б | 0,2 | 1,75 | 2,5 | 1 | 1 |

Примечание. Виды ячеистых бетонов А и Б — см. прил. 1 настоящего Руководства.

Нормативная призменная прочность ячеистых бетонов принята равной

$$R^{н}_{пр} = R^{н}\ (0{,}95 - 0{,}0005\,\overline{R})\ . \qquad (2)$$

Нормативные сопротивления бетона сжатию $R^{н}_{пр}$ (с округлением) и осевому растяжению $R^{н}_{р}$ в зависимости от проектной марки бетона приведены в табл. 8.

Таблица 8

| Вид сопротивления | Вид ячеистого бетона | Значения нормативных сопротивлений бетона $R^{н}_{пр}$ и $R^{н}_{р}$ и расчетных сопротивлений бетона $R_{пр\,II}$, $R_{р\,II}$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 15 | 25 | 35 | 50 | 75 | 100 | 150 |
| Сжатие осевое (призменная прочность) $R^{н}_{пр}$ и $R_{пр\,II}$ | А | 10 | 16,5 | 23 | 33 | 48 | 64 | 93 |
| | Б | 9,5 | 16 | 22 | 31 | 46 | 60 | 88 |
| Растяжение осевое $R^{н}_{р}$ и $R_{р\,II}$ | А | 1,4 | 2,3 | 3,1 | 4,2 | 5,7 | 7,2 | 9,5 |
| | Б | 1,2 | 2,1 | 2,8 | 3,8 | 5,1 | 6,6 | 8,5 |

Примечания: 1. Виды ячеистых бетонов А и Б — см. прил. 1 настоящего Руководства.

2. Значения нормативных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояния средней влажности, равной 10% (по весу).

3. Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{пр\,II}$ и $R_{р\,II}$ вводят в расчет с коэффициентом условия работы $m_б = 1$.

**2.12(2.13).** Расчетные сопротивления ячеистых бетонов для предельных состояний первой и второй группы определяются путем деления нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты безопасности по бетону при сжатии $k_{б.с}$ или при растяжении $k_{б.р}$, принимаемые по табл. 7 настоящего Руководства.

Величины расчетных сопротивлений ячеистых бетонов (с округлением) в зависимости от их проектных марок по прочности приведены: для предельных состояний первой группы $R_{пр}$ и $R_р$ — в табл. 9, а для предельных состояний второй группы $R_{прII}$ и $R_{рII}$ — в табл. 8.

Таблица 9

| Вид сопротивления | Вид ячеистого бетона | Значения расчетных сопротивлений $R_{пр}$ и $R_р$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 15 | 25 | 35 | 50 | 75 | 100 | 150 |
| Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}$ | А | 6,5 | 11 | 15 | 22 | 32 | 42 | 62 |
| | Б | 5,5 | 9 | 12 | 18 | 26 | 35 | 50 |
| Растяжение осевое $R_р$ | А | 0,6 | 1 | 1,4 | 1,8 | 2,5 | 3,1 | 4,1 |
| | Б | 0,5 | 0,8 | 1,1 | 1,5 | 2 | 2,6 | 3,4 |

Примечания: 1. Виды ячеистых бетонов А и Б — см. прил. 1 настоящего Руководства.

2. Значения расчетных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояния средней влажности, равной 10% (по весу).

Расчетные сопротивления ячеистых бетонов для предельных состояний первой группы $R_{пр}$ и $R_р$ снижаются (или повышаются) путем умножения на коэффициенты условий работы бетона $m_б$ (независимо друг от друга), учитывающие: особенности свойств бетона, длительность действия нагрузки, стадию работы конструкций, способы ее изготовления, размеры сечений и т. п. в соответствии с табл. 10.

**2.13.** Значения начального модуля упругости $E_б$ при сжатии и растяжении для ячеистых бетонов с влажностью 10±2% (по весу) принимаются по табл. 11.

При соответствующем экспериментальном обосновании допускается учитывать влияние не только проектной марки бетона по прочности, но и его объемного веса, состава и вида вяжущего, а также условий изготовления и твердения бетона, при этом можно принимать другие значения $E_б$, согласованные в установленном порядке.

В климатическом подрайоне IVA для конструкций, не защищенных от действия солнечной радиации, значения $E_б$, указанные в табл. 11, следует умножать на коэффициент 0,85.

**2.14(2.16).** Коэффициент линейной температурной деформации ячеистых бетонов $\alpha_{б,t}$ при изменении температуры от минус 50°С до плюс 50°С принимается равным $\alpha_{б,t}=0{,}8\cdot10^{-5}$ град$^{-1}$.

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

Таблица 10

| № позиции | Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы бетона | Коэффициенты условий работы бетона | |
|---|---|---|---|
| | | условное обозначение | значение |
| 1 | Длительность действия нагрузки: | | |
| | а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок, суммарная длительность действия которых мала (например, крановые нагрузки; ветровые; нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и возведении), а также при учете особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных грунтов, набухающих, вечномерзлых и тому подобных грунтов | $m_{б1}$ | 0,85 |
| | б) при учете нагрузок, суммарная длительность действия которых мала, или особых нагрузок, не указанных в поз. 1а | $m_{б1}$ | 1,1 |
| 2 | Попеременное замораживание и оттаивание | $m_{б3}$ | 0,9 |
| 3 | Бетонные конструкции | $m_{б5}$ | 0,9 |
| 4 | Влажность ячеистого бетона (по весу): | | |
| | а) 10% и менее | $m_{б6}$ | 1 |
| | б) от 10% до 25% | $m_{б6}$ | По интерполяции |
| | в) 25% и более | $m_{б6}$ | 0,85 |
| 5 | Бетонирование в вертикальном положении (кассетный способ изготовления) | $m_{б7}$ | 0,8 |
| 6 | Сечение сжатых элементов участков стен площадью менее 0,1 м²: | | |
| | а) железобетонных элементов | $m_{б8}$ | 0,85 |
| | б) бетонных элементов | $m_{б8}$ | 0,75 |
| 7 | Эксплуатация не защищенных от солнечной радиации конструкций в климатическом подрайоне IVA согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике | $m_{б11}$ | 0,85 |

*Продолжение табл. 10*

| № позиции | Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы бетона | Коэффициенты условий работы бетона | |
|---|---|---|---|
| | | условное обозначение | значение |
| 8 | Технологические пустоты в сжатых элементах при пустотности: | | |
| | а) $\leqslant 5\%$ | $m_{б12}$ | 0,9 |
| | б) 25% и более | $m_{б12}$ | 0,5 |
| | в) от 5 до 25% | $m_{б12}$ | По интерполяции |

Примечание. Коэффициенты $m_б$ (поз. 1, 3, 4 и 7) должны учитываться при определении расчетных сопротивлений $R_{пр}$ и $R_р$, а по остальным позициям — только при определении $R_{пр}$.

Таблица 11

| Вид ячеистого бетона | Значение начального модуля упругости бетона $E_б 10^{-3}$, кгс/см², при проектной марке по прочности | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 15 | 25 | 35 | 50 | 75 | 100 | 150 |
| А | 12 | 17 | 25 | 38 | 50 | 75 | 100 |
| Б | 10 | 14 | 20 | 30 | 40 | 60 | 80 |

Примечания: 1. Виды ячеистых бетонов А и Б — см. прил. 1 настоящего Руководства.

2. Для ячеистых бетонов, отличающихся по объемному весу на $\pm 100$ кг/м³ (или более) от приведенных в табл. 5 (см. примеч. 2 и 3), значения $E_б$ определяются экспериментально.

в установленном порядке. Для расчетной температуры ниже минус 50°С величина $\alpha_{б,t}$ принимается по экспериментальным данным.

**2.15(2.17).** Начальный коэффициент поперечной деформации ячеистых бетонов (коэффициент Пуассона) $\mu$ принимается равным 0,2, а модуль сдвига ячеистых бетонов $G$ — равным 0,4 от соответствующих значений $E_б$, кгс/см², указанных в табл. 11.

## АРМАТУРА

**2.16(2.18).** Для армирования железобетонных конструкций должна применяться арматура, отвечающая требованиям соответствующих государственных стандартов или утвержденных в установленном порядке технических условий, следующих видов:

стержневая арматура:

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

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

проволочная арматура:

в) арматурная холоднотянутая проволока: обыкновенная — гладкая класса В-I, периодического профиля класса Вр-I;

высокопрочная — гладкая классов В-II, периодического профиля класса Вр-II.

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

В качестве арматуры железобетонных конструкций допускается применять другие виды сталей, в том числе упрочненные вытяжкой, классов А-IIв и А-IIIв, применение которых должно быть согласовано в установленном порядке.

Примечание. В дальнейшем в настоящем Руководстве для краткости используются следующие термины:

«стержень» — для обозначения арматуры любого диаметра, вида и профиля независимо от того, поставляется ли она в прутках или мотках (бухтах);

«диаметр» ($d$) — если не оговорено особо, означает номинальный диаметр стержня.

**2.17(2.19).** Выбор арматурных сталей следует производить в зависимости от типа конструкций, наличия предварительного напряжения, а также от условий возведения и эксплуатации здания или сооружения в соответствии с п. 2.18 настоящего Руководства.

**2.18(2.20).** В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует преимущественно применять:

а) горячекатаную арматурную сталь класса А-III;

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

допускается также применять:

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

Ненапрягаемая арматура классов А-III, А-II и А-I, а также обыкновенная арматурная проволока в конструкциях из ячеистых бетонов должны применяться в виде сварных каркасов и сеток.

**2.19(2.22).** В качестве напрягаемой арматуры предварительно-напряженных двуслойных железобетонных элементов из ячеистых бетонов при длине до 12 м включительно следует преимущественно применять:

а) термически упрочненную арматурную сталь классов Ат-VI и Ат-V;

допускается также применять:

б) высокопрочную арматурную проволоку классов В-II, Вр-II;

в) горячекатаную арматурную сталь классов А-IV, А-V и термически упрочненную сталь класса Ат-IV.

**2.20(2.24).** При выборе вида и марок стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, а также прокатных сталей для закладных деталей должны учитываться температурные условия эксплуатации конструкций и характер их нагружения согласно прил. 3 и 4 главы СНиП II-21-75.

При возведении в условиях расчетной зимней температуры наружного воздуха ниже минус 40°С конструкций с арматурой, допускаемой для использования только в отапливаемых зданиях, должна быть обеспечена несущая способность конструкций на стадии ее возведения, принимая расчетное сопротивление арматуры с ко-

эффициентом 0,7 и расчетную нагрузку с коэффициентом перегрузки $n=1$.

**2.21(2.25).** Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных и бетонных конструкций должна применяться горячекатаная арматурная сталь класса А-II марки 10 ГТ и класса А-I марок ВСт3ст2 и ВСт3пс2.

В случае, если возможен монтаж 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.** Нормативные сопротивления $R_a^н$ для основных видов стержневой и проволочной арматуры приведены соответственно в табл. 12 и 13 настоящего Руководства.

**2.23.** Расчетные сопротивления растяжению для основных видов стержневой и проволочной арматуры при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы приведены соответственно в табл. 14, 15, а при расчете по предельным состояниям второй группы — в табл. 12, 13.

Таблица 12

| Класс стержневой арматуры | Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{aII}$, кгс/см² |
|---|---|
| А-I | 2400 |
| А-II | 3000 |
| А-III | 4000 |
| А-IV | 6000 |
| А-V | 8000 |
| Ат-IV | 6000 |
| Ат-V | 8000 |
| Ат-VI | 10 000 |

Расчетные сопротивления растяжению и сжатию для основных видов стержневой и проволочной арматуры при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы приведены в табл. 14 и 15.

Таблица 13

| Класс проволочной арматуры | Диаметр, мм | Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{aII}$, кгс/см² |
|---|---|---|
| B-I | 3—5 | 5500 |
| Bp-I | 4 | 5500 |
| | 5 | 5250 |
| B-II | 4 | 18000 |
| | 5 | 17 000 |
| | 6 | 16 000 |
| | 7 | 15 000 |
| | 8 | 14 000 |
| Bp-II | 4 | 17 000 |
| | 5 | 16 000 |
| | 6 | 15 000 |
| | 7 | 14 000 |
| | 8 | 13 000 |

Таблица 14

| Класс стержневой арматуры | Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см² | | |
|---|---|---|---|
| | растяжению | | сжатию |
| | продольной $R_a$ | поперечной (вертикальной) и наклонной $R_{a.x}$* | $R_{a.c}$* |
| A-I | 2100 | 1700 | 2100 |
| A-II | 2700 | 2150 | 2700 |
| A-III | 3400 | 2700 | 3400 |
| A-IV | 5000 | — | — |
| A-V | 6400 | — | — |
| Ат-IV | 5000 | — | — |
| Ат-V | 6400 | — | — |
| Ат-VI | 8000 | — | — |

* В железобетонных конструкциях из ячеистых бетонов не рекомендуется применять поперечную арматуру выше класса A-III и сжатую — выше класса A-IV.

2.24. Расчетные сопротивления арматуры сжатию $R_{a.c}$, используемые при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы, принимаются по табл. 14 с учетом коэффициента условий работы $m_{a6}$ по табл. 17, но не более величин, указанных в табл. 16 настоящего Руководства.

Таблица 15

| Класс проволочной арматуры | Диаметр, мм | Расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой группы, кгс/см² | | Класс проволочной арматуры | Диаметр, мм | Расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой группы, кгс/см² | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | продольной $R_a$ | поперечной $R_{a.x}$ | | | продольной $R_a$ | поперечной $R_{a.x}$ |
| В-I | 3—5 | 3150 | 2200 | | 7 | 9700 | — |
| Вр-I | 4 | 3500 | 2600 | | 8 | 9000 | — |
| Вр-I | 5 | 3400 | 2500 | Вр-II | 4 | 11 000 | — |
| В-II | 3 | 12 300 | — | | 5 | 10 300 | — |
| | 4 | 11 600 | — | | 6 | 9700 | — |
| | 5 | 11 000 | — | | 7 | 9000 | — |
| | 6 | 10 300 | — | | 8 | 8400 | — |

Таблица 16

| Вид элемента | Расчетные сопротивления сжатой арматуры с антикоррозионной обмазкой при проектной марке бетона по прочности | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 15 | 25 | 35 | 50 | 75 | 100 | 150 |
| Сжатые | 1900 | 2100 | 2300 | 2600 | 3100 | 3600 | 3600 |
| Изгибаемые | 2200 | 2600 | 3000 | 3600 | 3600 | 3600 | 3600 |

Примечание. Расчетные сопротивления арматуры определены с учетом коэффициента условий ее работы в конструкциях из бетонов марок 100 и ниже

для сжатых элементов $\dfrac{1600 + 20\,\overline{R}}{R_{a.c}}$ для изгибаемых $\dfrac{1600 + 40\,\overline{R}}{R_{a.c}}$ (3)

Таблица 17

| Вид антикоррозионной обмазки | Коэффициент условий работы арматуры $m_{a6}$ | |
|---|---|---|
| | гладкой | периодического профиля |
| Цементно-полистирольная или латексно-минеральная | 1 | 1 |
| Цементно-битумная (холодная мастика) при диаметре арматуры: | | |
| более или равном 6 мм | 0,7 | 1 |
| менее 6 мм | 0,7 | 0,7 |
| Битумно-силикатная (горячая) | 0,7 | 0,7 |
| Битумно-глинистая | 0,5 | 0,7 |
| Сланцево-битумно-цементная (горячая) | 0,5 | 0,5 |

2.25. Расчетные сопротивления поперечной арматуры в конструкциях из ячеистого бетона снижаются путем умножения на коэффициент условий работы арматуры в бетоне марки ниже 100, определяемый по формуле

$$\frac{15\overline{R}}{R_{a.c}}, \qquad (4)$$

и принимаются в зависимости от марки ячеистого бетона по табл. 18.

Таблица 18

| Расчетные сопротивления поперечной арматуры $R_{a.x}$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 15 | 25 | 35 | 50 | 75 | 100 | 150 |
| 230 | 370 | 520 | 750 | 1100 | 1500 | 2150 |

2.26. Длина зоны передачи напряжений $l_{a.п}$ для напрягаемой арматуры без анкеров определяется согласно п. 2.30 главы СНиП II-21-75.

2.27(2.31). Величины модуля упругости арматуры $E_a$ принимаются по табл. 19.

Таблица 19(29)

| Класс арматуры | Модуль упругости арматуры $E_a$, кгс/см² |
|---|---|
| A-I, A-II | 2 100 000 |
| A-III, A-IV | 2 000 000 |
| A-V, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI | 1 900 000 |
| B-I, B-II, Bp-II | 2 000 000 |
| Bp-I | 1 700 000 |

## *3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ*

### РАСЧЕТ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

3.1(3.1). Расчет по прочности элементов бетонных конструкций должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси. В зависимости от условий работы элементов они рассчитываются как без учета, так и с учетом сопротивления бетона растяну-

той зоны. Без учета сопротивления бетона растянутой зоны производится расчет внецентренно сжатых элементов, принимая, что достижение предельного состояния характеризуется разрушением сжатого бетона.

Сопротивление бетона сжатию условно представляется напряжениями, равными $R_{пр}$, равномерно распределенными по части сжатой зоны сечения условной сжатой зоне (рис. 1,*а*), сокращенно именуемой в дальнейшем тексте Руководства «сжатой зоной бетона».

С учетом сопротивления бетона растянутой зоны производится расчет изгибаемых элементов, а также внецентренно сжатых элементов. При этом принимается, что достижение предельного состояния характеризуется разрушением бетона растянутой зоны (появлением трещин). Предельные усилия определяются исходя из следующих предпосылок (рис. 1,б):

сечения после деформаций остаются плоскими;

наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно $\frac{2R_р}{E_б}$;

напряжения в бетоне сжатой зоны определяются с учетом упругих (а в некоторых случаях и неупругих) деформаций бетона;

напряжения в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и равны по величине $R_р$.

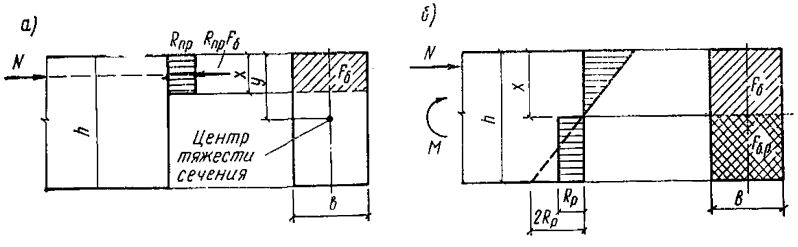



**Рис. 1. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси**

*а* — внецентренно сжатого бетонного элемента, рассчитываемого без учета сопротивления бетона растянутой зоны; *б* — изгибаемого (внецентренно сжатого) бетонного элемента, рассчитываемого с учетом сопротивления бетона растянутой зоны.

## ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

**3.2(3.2).** При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов должен приниматься во внимание случайный эксцентрицитет продольного усилия $e_0^{сл}$, определяемый согласно указаниям п. 1.24 настоящего Руководства.

**3.3(3.3).** При гибкости элементов $\frac{l_0}{r} > 14 \left( \frac{l_0}{h} > 4 \right)$ необходимо учитывать влияние прогибов на их несущую способность как в плоскости эксцентрицитета продольного усилия, так и в нормальной к ней плоскости путем умножения значений $e_0$ на коэффициент $\eta$

(см. п. 3.6 настоящего Руководства); в случае расчета из плоскости эксцентрицитета продольного усилия значение $e_0$ принимается равным величине случайного эксцентрицитета.

Применение внецентренно сжатых бетонных элементов не допускается при эксцентрицитетах приложения продольной силы с учетом прогибов $e_0\eta$, превышающих:

а) в зависимости от сочетания нагрузок:

при основном сочетании — $0{,}9y$;

при особом сочетании — $0{,}95y$;

б) в зависимости от вида и марки бетона по прочности:

для всех видов и марок ячеистого бетона при любом сочетании нагрузок ($y$—2) см.

Здесь $y$ — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатого волокна бетона.

**3.4(3.4).** Во внецентренно сжатых бетонных элементах в соответствии с п. 5.29 настоящего Руководства необходимо предусматривать конструктивную арматуру.

**3.5(3.5).** Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов (см. рис. 1,*а*) должен производиться из условия

$$N \leqslant k R_{\text{пр}} F_{\text{б}}, \tag{5}$$

где $F_{\text{б}}$ — определяется из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения равнодействующей внешних сил.

Для элементов прямоугольного сечения $F_{\text{б}}$ определяется по формуле

$$F_{\text{б}} = b h \left(1 - \frac{2 e_0 \eta}{h}\right), \tag{6}$$

Внецентренно сжатые бетонные элементы, в которых не допускается появление трещин (см. рис. 1,*б*) независимо от расчета из условия (5), должны быть проверены с учетом сопротивления бетона растянутой зоны (см. п. 3.1 настоящего Руководства) из условия

$$N \leqslant \frac{k R_{\text{р}} W_{\text{т}}}{e_0 \eta - r_y}. \tag{7}$$

Для элементов прямоугольного сечения условие (7) имеет вид:

$$N \leqslant \frac{1{,}75 k R_{\text{р}} b h}{\frac{6 e_0 \eta}{h} - 0{,}8}. \tag{8}$$

В формулах (6)—(8):

$\eta$ — коэффициент, определяемый по формуле (12);

$k$ — коэффициент, принимаемый равным:

для ячеистых бетонов вида А — 0,85;

для ячеистых бетонов вида Б — 0,75;

$W_{\text{т}}$ — момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, определяемый в предположении отсутствия продольной силы по формуле

$$W_{\text{т}} = \frac{2 J_{\text{б. о}}}{h - x} + S_{\text{б. р}}; \tag{9}$$

$r_y$ — расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, определяемое по формуле

$$r_y = 0{,}8\ \frac{W_0}{F}. \qquad (10)$$

Положение нулевой линии определяется из условия

$$S_{б.0} = \frac{(h-x)\ F_{б\,р}}{2}; \qquad (11)$$

$J_{б.0}$ — момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии;

$S_{б.0}$ и $S_{б.р}$ — статический момент площади сечения соответственно сжатой и растянутой зон бетона относительно нулевой линии;

$x$ — высота сжатой зоны бетона.

3.6(3.6). Значение коэффициента $\eta$, учитывающего влияние прогиба на величину эксцентрицитета продольного усилия $e_0$, следует определять по формуле

$$\eta = \frac{1}{1-\frac{N}{N_{кр}}}, \qquad (12)$$

где $N_{кр}$ — условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{кр} = \frac{6{,}4\ E_б\ J}{k_{дл}\ l_0^2}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+t}+0{,}1\right). \qquad (13)$$

В формуле (13):

$E_б$ — начальный модуль упругости бетона (см. табл. 11 настоящего Руководства);

$J$ — момент инерции всего сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения элемента;

$l_0$ — расчетная длина элемента, определяемая по табл. 20 настоящего Руководства;

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

$$k_{дл} = 1+\beta\ \frac{M_1^{дл}}{M_1}, \qquad (14)$$

здесь $\beta$ — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида ячеистого бетона равным: для вида А —1,3, для вида Б —1,5;

$M_1$ — момент относительно растянутой или наименее сжатой грани сечения от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

$M_1^{дл}$ — то же, от действия постоянных и длительных нагрузок;

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

$$t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01\ \frac{l_0}{h} - 0{,}001\ R_{пр}; \qquad (15)$$

здесь $R_{пр}$ — кгс/см².

При расчете бетонных элементов, имеющих несмещаемые опо-

ры, значения коэффициента $\eta$ принимаются для сечения в средней трети длины элемента по формуле (12), а для сечений в пределах крайних третей длины элемента — путем линейной интерполяции, принимая в опорных сечениях значения $\eta$ равными единице.

Таблица 20

| Характер опирания | Расчетная длина $l_0$ |
|---|---|
| Для стен, опирающихся вверху и внизу: | |
| а) при шарнирах на двух концах независимо от величины смещения опор | $H$ |
| б) при защемлении одного из концов и возможном смещении опор: | |
| для многопролетных зданий; | 1,25 $H$ |
| для однопролетных зданий | 1,5 $H$ |

Примечание. $H$ — высота стены в пределах этажа за вычетом толщины плиты перекрытия.

**3.7.** Расчет сжатых (при косом внецентренном сжатии) бетонных элементов производится по формуле (5), при этом:

а) площадь сечения условной сжатой зоны бетона $F_б$ принимается в виде прямоугольника, центр тяжести которого совпадает с точкой приложения силы и две стороны ограничены контуром сечения элемента (рис. 2), при этом:

$$b_c = 2\,c_b = 2\,(y_b - e_{0\,y}); \qquad (16)$$

$$h_c = 2\,c_h = 2\,(y_h - e_{0\,x}); \qquad (17)$$

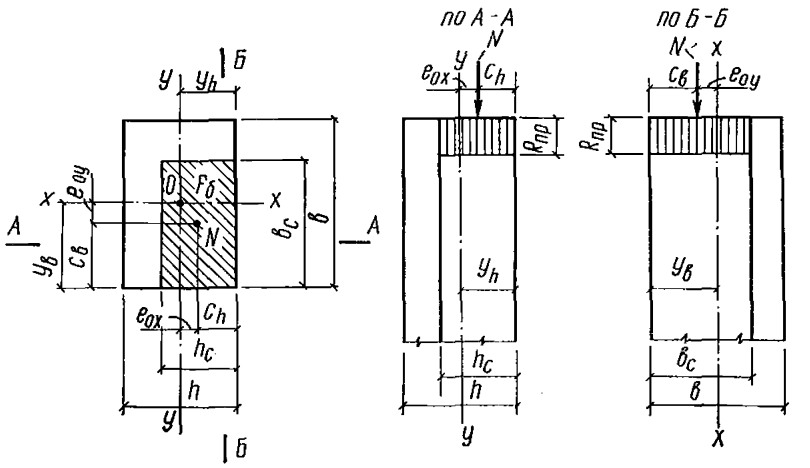



**Рис. 2. Схема расположения усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении бетонного элемента при косом внецентренном сжатии.**

в формулах (16) и (17) $c_b$ и $c_h$ — расстояния от точки приложения силы до ближайших границ сечения.

Площадь условной сжатой зоны бетона равна

$$F_б = 4\ (y_h - e_{0\,x})\ (y_b - e_{0\,y}); \qquad (18)$$

б) влияние продольного изгиба учитывается в соответствии с п. 3.6 настоящего Руководства, при этом величины $\eta$ и $t$ определяются в двух вариантах:

1) при высоте сечения $h$ и эксцентрицитете $e_{0x}$—в направлении $h$;

2) при высоте сечения $h=b$ и эксцентрицитете $e_{0y}$ — в направлении $b$.

При двух вариантах значения $h$ за расчетную несущую способность принимается меньшая величина, вычисленная по формуле (5). Проверка несущей способности с учетом сопротивления бетона растянутой зоны в соответствующем направлении производится по формулам (7) и (8).

**3.8(3.7).** Расчет элементов бетонных конструкций на местное сжатие (смятие) должен производиться согласно пп. 3.37—3.38 настоящего Руководства.

Расчет опорных сечений сжатых элементов конструкций в зонах, примыкающих к горизонтальным растворным швам, производится в соответствии с прил. 4 настоящего Руководства.

## ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

**3.9(3.8).** Расчет изгибаемых бетонных элементов (см. рис. 1,*б*) должен производиться из условия

$$M \leqslant k R_р W_т, \qquad (19)$$

где $k$ — коэффициент, принимаемый согласно п. 3.5 настоящего Руководства;

$W_т$ — определяется по формуле (9); для элементов прямоугольного сечения $W_т$ принимается равным

$$W_т = \frac{b h^2}{3{,}5}. \qquad (20)$$

## РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

**3.10.** Расчет по прочности элементов железобетонных конструкций должен производиться для сечений, нормальных и наклонных к продольной оси.

## РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

**3.11(3.10).** Определение предельных усилий в сечении, нормальном к продольной оси элемента, должно производиться исходя из следующих предпосылок:

сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;

сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными $R_{пр}$, равномерно распределенными по сжатой зоне бетона;

растягивающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления растяжению $R_а$;

сжимающие напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре принимаются не более расчетного сопротивления сжатию $R_{а.с}$.

При наличии в элементе напрягаемой и ненапрягаемой арматуры из стали различных видов и классов, каждый вид и класс арматуры вводят в расчет прочности со своими расчетными сопротивлениями. В этом случае в расчетных формулах произведения $R_a F_a$ и $R_{a.c} F'_a$ заменяют суммой произведений расчетных сопротивлений каждого вида арматуры на соответствующие площади их сечений, а произведения $R_a S_a$ и $R_{a.c} S_{a.c}$ заменяют суммой произведений расчетных сопротивлений арматуры на статические моменты соответствующих площадей сечений арматуры.

Расчет двуслойных элементов по прочности при расположении слоя тяжелого бетона в растянутой зоне производится так же, как и для однослойных ячеистобетонных элементов; при расчете по деформациям прочность тяжелого бетона принимают равной его проектной марке.

В таких элементах положение центра тяжести площади всего сечения бетона или его сжатой зоны, а также статические моменты следует определять, приводя все сечения к проектной марке одного вида бетона.

**3.12(3.11).** 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, 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 $\xi_R$ (см. п. 3.13 настоящего Руководства), при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению $R_a$.

**3.13.(3.12).** Величина $\xi_R$ определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{4000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)}, \qquad (21)$$

где $\xi_0$ — характеристика сжатой зоны бетона, принимаемая для ячеистого бетона равной 0,73;

$\sigma_A$ — напряжение в арматуре, кгс/см², принимаемое равным для арматуры классов:

A-I, A-II, A-III, B-I и Bp-I — $R_a - \sigma_0$;

A-IV, Ат-IV, A-V, Ат-V, Ат-VI, B-II, Bp-II — $R_a + 4000 - \sigma_0$;

здесь $R_a$ — расчетное сопротивление арматуры растяжению с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры $m_a$, за исключением коэффициента $m_{a4}$ (см. поз. 4, табл. 24 главы СНиП II-21-75);

$\sigma_0$ — определяется при коэффициенте $m_т$, меньшем единицы. При этом $\xi_R$ должно быть не более 0,60.

**3.14(3.13).** При расчете по прочности железобетонных элементов с высокопрочной арматурой классов A-IV, Ат-IV, A-V, Ат-VI, B-II, Bp-II при соблюдении условия $\xi < \xi_R$ расчетное сопротивление

арматуры $R_a$ должно быть умножено на коэффициент условий работы $m_{a4}$, определяемый по формуле (22) настоящего Руководства.

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

$$m_{a\,4} = \overline{m}_{a\,4} - (\overline{m}_{a\,4} - 1)\ \frac{\xi}{\xi_R}\ , \qquad (22)$$

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

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

$\xi = \frac{x}{h_0}$, где $x$ подсчитывается при значениях $R_a$ без учета коэффициента $m_{a4}$.

## ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО, ТАВРОВОГО И ДВУТАВРОВОГО СЕЧЕНИЙ

**3.15(3.15).** Расчет прямоугольных сечений, указанных в п. 3.12 настоящего Руководства (рис. 3), при $\xi = \frac{x}{h} \leqslant \xi_R$ должен производиться из условия

$$M \leqslant R_{пр}\, b\, x\ (h_0 - 0{,}5\, x) + R_{a.c}\ F'_a\ (h_0 - a'); \qquad (23)$$

при этом высота сжатой зоны $x$ определяется из формулы

$$R_a\, F_a - R_{a.\,c}\, F'_a = R_{пр}\, b\, x \qquad (24)$$

и принимается с учетом п. 3.17 настоящего Руководства.

**3.16(3.16).** Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при $\xi = \frac{x}{h_0} \leqslant \xi_R$ должен производиться в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 4,*а*), т. е. соблюдается условие

$$R_a\, F_a \leqslant R_{пр}\, b'_п\, h'_п + R_{a.c}\ F'_a\ , \qquad (25)$$

расчет производится, как для прямоугольного сечения шириной $b_п$, в соответствии с п. 3.15 настоящего Руководства;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 4,*б*), т. е. условие (25) не соблюдается, расчет производится из условия

$$M \leqslant R_{пр}\, b\, x\ (h_0 - 0{,}5\, x) + R_{пр}\ (b'_п - b)\ (h_0 - 0{,}5\, h'_п)\ h'_п + \\ + R_{a.c}\ F'_a\ (h_0 - a'), \qquad (26)$$

при этом высота сжатой зоны бетона $x$ определяется из формулы

$$R_a\, F_a - R_{a.\,c}\, F'_a = R_{пр}\, b\, x + R_{пр}\ (b'_п - b)\ h'_п \qquad (27)$$

и принимается с учетом п. 3.17 настоящего Руководства.

Величина $b'_п$, вводимая в расчет, принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $^1/_6$ пролета элемента и не более:

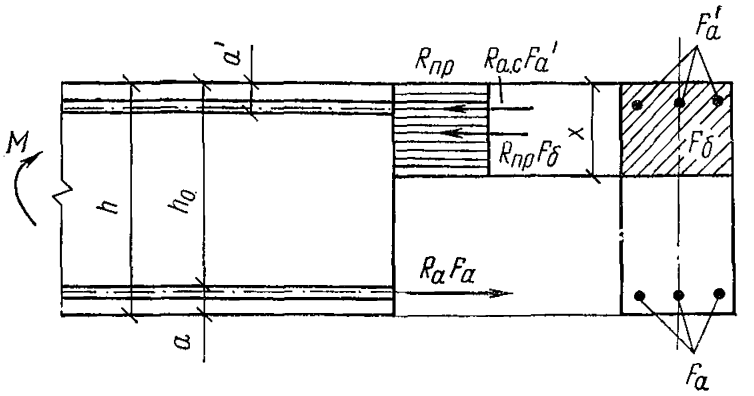



**Рис. 3. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его по прочности**

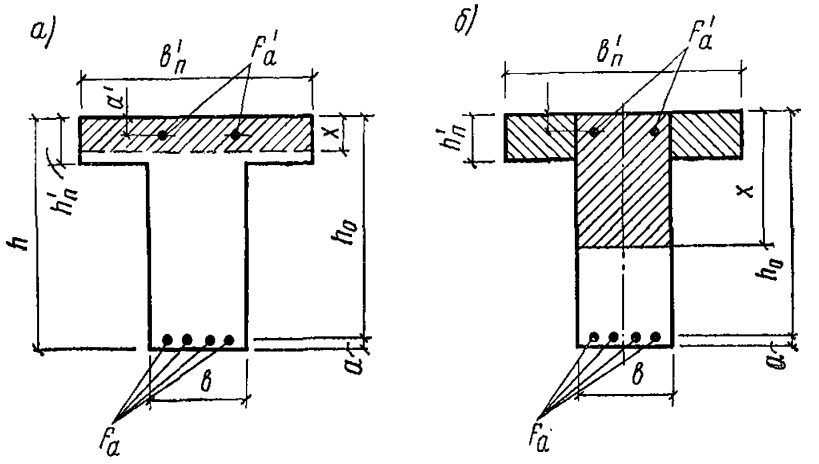



**Рис. 4. Форма сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента с полкой в сжатой зоне**

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

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 расстояния между продольными ребрами и

$$h'_п \leqslant 0{,}1\ h \qquad -6\,h'_п;$$

в) при консольных свесах полки:

при $h'_п \geqslant 0{,}1\ h$ $\qquad -6\,h'_п$;

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

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

**3.17(3.17).** При расчете по прочности изгибаемых элементов рекомендуется соблюдать условие

$$x \leqslant \xi_R\, h_0. \qquad (28)$$

В случае, когда площадь сечения растянутой арматуры по конструктивным соображениям или из расчета по предельным состояниям второй группы принята большей, чем это требуется для соблюдения условия $x \leqslant \xi_R h_0$, расчет следует производить по формулам для общего случая (см. п. 3.22 настоящего Руководства).

Допускается также в случае, если полученная из расчета по формулам (24) или (27) величина $x > \xi_R h_0$, производить расчет соответственно из условий (23) и (26), подставляя в них значение $x = \xi_R h_0$.

## ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

**3.18(3.19).** При расчете внецентренно сжатых железобетонных элементов необходимо учитывать случайный начальный эксцентрицитет, согласно п. 1.24 настоящего Руководства, а также влияние прогиба на их несущую способность в соответствии с пп. 3.19—3.21 настоящего Руководства.

**3.19(3.20).** Расчет прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов, указанных в п. 3.12 настоящего Руководства, следует производить:

а) при $\xi = \dfrac{x}{h_0} \leqslant \xi_R$ (рис. 5) из условия

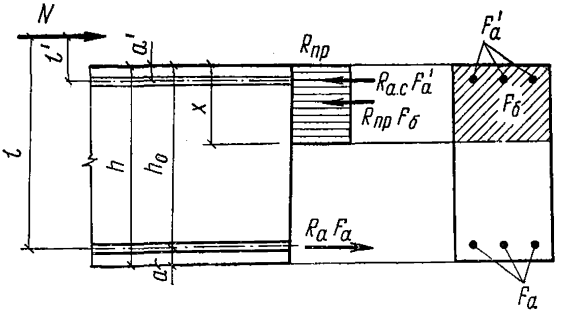



Рис. 5. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого элемента, при расчете его по прочности

$$Ne \leqslant R_{пр}\, b\, x\, (h_0 - 0{,}5\, x) + R'_{а.с}\ F'_а\ (h_0 - a'); \qquad (29)$$

при этом высота сжатой зоны определяется из формулы

$$N + R_a F_a - R_{a.c} F'_a = R_{пр} b x; \qquad (30)$$

б) при $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$ — также из условия (29);

при этом высота сжатой зоны определяется:

для элементов с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III из формулы

$$N + \sigma_a F_a - R_{a.c} F'_a = R_{пр} b x, \qquad (31)$$

где

$$\sigma_a = \left(2 \frac{1 - \frac{x}{h_0}}{1 - \xi_R} - 1\right) R_a; \qquad (32)$$

для элементов с арматурой классов выше А-III, как ненапрягаемой, так и напрягаемой, напряжение в арматуре определяется по формулам (35)—(37).

**3.20(3.24).** При расчете внецентренно сжатых элементов следует учитывать влияние прогиба на их несущую способность, как правило, путем расчета конструкций по деформированной схеме (см. п. 1.16 главы СНиП II-21-75).

Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая при гибкости $l_0/r > 14$ влияние прогиба элемента на его прочность, определяемую из условий (29) и (34), путем умножения $e_0$ на коэффициент $\eta$.

При этом условная критическая сила в формуле (12) для вычисления $\eta$ принимается равной

$$N_{кр} = \frac{6{,}4\, E_б}{l_0^2} \left[\frac{J}{k_{дл}} \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t/k_н} + 0{,}1\right) + n J_a\right], \qquad (33)$$

где $l_0$ — принимается в соответствии с п. 3.21 настоящего Руководства;

$t$ — коэффициент, принимаемый согласно п. 3.6 настоящего Руководства;

$k_{дл}$ — коэффициент, определяемый по формуле (14), при этом моменты $M$ и $M_{дл}$ определяются относительно оси параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок (с учетом указаний п. 1.13 главы СНиП II-21-75).

При расчете из плоскости эксцентрицитета продольной силы значение $e_0$ принимается равным величине случайного эксцентрицитета (см. п. 1.19 настоящего Руководства).

**3.21(3.25).** Расчетные длины $l_0$ внецентренно сжатых железобетонных элементов рекомендуется определять как для элементов рамной конструкции с учетом ее деформированного состояния при наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации материалов по табл. 20 настоящего Руководства.

Таблица 21

| Вид элементов конструкций | Характер нагрузки и влажность воздуха окружающей среды $W$ | Коэффициенты, учитывающие влияние ползучести ячеистых бетонов на деформации элементов | |
|---|---|---|---|
| | | $c$—без трещин | $\nu$— с трещинами |
| Все виды элементов | Кратковременное действие нагрузки | 1 | 0,45 |
| Плиты покрытий, перекрытий, стеновые панели, однослойные и двуслойные без вентилируемых продухов | Длительное действие нагрузки при влажности воздуха: | | |
| | от 40% и выше | 2 | 0,2* |
| | ниже 40% | 3 | 0,1 |
| Плиты покрытий, перекрытий, стеновые панели, однослойные и двуслойные с вентилируемыми продухами | От 40% и выше | 2,5 | 0,15* |
| | Ниже 40% | 3 | 0,1 |

* Допускается повышать значения коэффициента $\nu$ и снижать значение коэффициента $c$ при длительном действии нагрузки и при влажности окружающей среды 50% и выше:

для элементов без вентилируемых продухов $\nu$ — не более 0,26, $c$ — не менее 1,5;

для элементов с вентилируемыми продухами $\nu$ — не более 0,2; $c$ — не менее 2.

## ОБЩИЙ СЛУЧАЙ РАСЧЕТА

**3.22(3.28).** Расчет сечений в общем случае (рис. 6) должен производиться из условия

$$\overline{M} \leqslant R_{\text{пр}} S_{\text{б}} - \Sigma \sigma_{\text{a}.i} S_{\text{a}.i} . \qquad (34)$$

В условии (34):

$\overline{M}$ — в изгибаемых элементах — проекция момента внешних сил на плоскость, перпендикулярную прямой, ограничивающей сжатую зону сечения; во внецентренно сжатых элементах — момент продольной силы $N$ относительно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр тяжести сечения наиболее растянутого или наименее сжатого стержня продольной арматуры;

$S_{\text{б}}$ и $S_{\text{a}.i}$ — статические моменты площади сечения сжатой зоны бетона и $i$-го стержня продольной арматуры относительно соответствующей из указанных выше осей (в изгибаемых элементах положение этой оси принимается таким же, как и во внецентренно сжатых);

$\sigma_{\text{a}.i}$ — напряжение в $i$-м стержне продольной арматуры, определяемое согласно указаниям настоящего пункта.

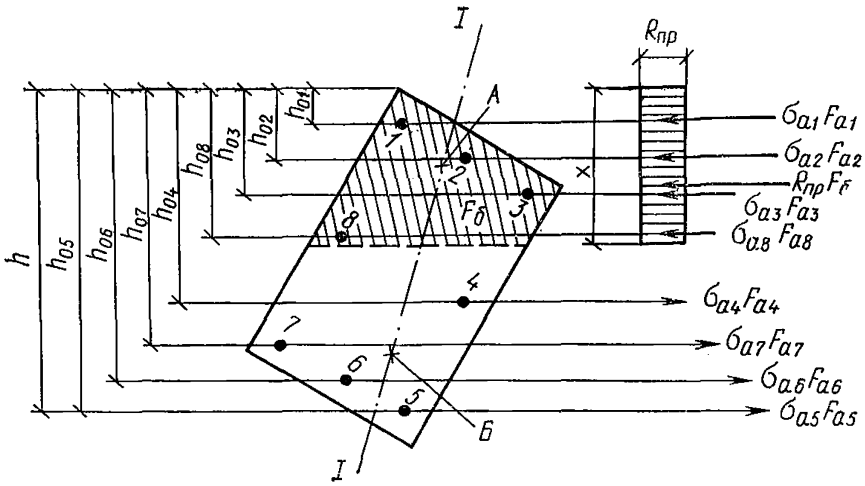



**Рис. 6. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси железобетонного элемента, в общем случае расчета по прочности**

*I—I* — плоскость, параллельная плоскости действия изгибающего момента или проходящая через точки приложения нормальной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий

*A* — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны; *Б* — то же, в растянутой арматуре

Высота сжатой зоны $x$ и напряжение $\sigma_{a.i}$ (кгс/см²) определяется из совместного решения уравнений:

$$R_{пр} F_б - \Sigma \sigma_{a.i} f_{a.i} + N = 0; \qquad (35)$$

$$\sigma_{a.i} = \frac{4000}{1 - \frac{\xi_0}{1,1}} \left( \frac{\xi_0}{\xi_i} - 1 \right) + \sigma_{0i}. \qquad (36)$$

Кроме того, для определения положения границы сжатой зоны при косом изгибе требуется соблюдение дополнительного условия параллельности плоскости действия моментов внешних и внутренних сил, а при косом внецентренном сжатии — условия, чтобы точки приложения внешней продольной силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре лежали на одной прямой (рис. 6).

Напряжение $\sigma_{a.i}$ вводится в расчетные формулы со своим знаком, полученным при расчете по формуле (36), при этом необходимо соблюдать следующие условия:

во всех случаях $R_{a.i} \geqslant \sigma_{a.i} \geqslant -R_{a.ci}$ для предварительно-напряженных элементов $\sigma_{ai} \geqslant \sigma_{ci}$, где $\sigma_{ci}$ — напряжение в арматуре, равное предварительному напряжению $\sigma_{0i}$, уменьшенному на величину 4000 кгс/см², а если используется коэффициент условий работы $m_{бi} = 0{,}85$ (см. табл. 15 главы СНиП II.21-75) — на величину 5000 кгс/см²; при расчете в стадии предварительного обжатия напряжение $\sigma_{0i}$ уменьшается на величину 3300 кгс/см².

Кроме того, если значение $\sigma_{ai}$, полученное по формуле (36), для арматуры классов A-IV, Ат-IV, A-V, Ат-V, Ат-VI, B-II, Bp-II

превышает 0,8 $R_{a\,i}$, то напряжение $\sigma_{a\,i}$ следует определять по формуле

$$\sigma_{a.i} = \left(0{,}8 + 0{,}2\,\frac{\xi_{yi} - \xi_i}{\xi_{yi} - \xi_{Ri}}\right) R_{a.i}\,. \qquad (37)$$

В случаях, когда напряжение в арматуре, найденное по формуле (37), превышает $R_{a.i}$, необходимо в условиях (34) и (35) для соответствующих стержней арматуры принимать значения $R_{a.i}$ с учетом коэффициента $m_{a4}$ (см. п. 3.14 настоящего Руководства).

В формулах (35) и (37):

$f_{a.i}$ — площадь сечения $i$-го стержня продольной арматуры;

$\sigma_{0i}$ — предварительное напряжение в $i$-м стержне продольной арматуры, определяемое при коэффициенте $m_т$, принимаемом в зависимости от расположения стержня;

$\xi_i$ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная

$$\xi_i = \frac{x}{h_{0\,i}}, \qquad (38)$$

здесь $h_{0i}$ — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения рассматриваемого $i$-го стержня арматуры и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения (рис. 6);

$\xi_0$ — характеристика сжатой зоны ячеистого бетона, равная 0,73;

$\xi_{Ri}$ и $\xi_{yi}$ — относительная высота сжатой зоны, отвечающая достижению в рассматриваемом стержне напряжений, соответственно равных $R_{a\,i}$ и 0,8 $R_{a\,i}$, значения $\xi_{Ri}$ и $\xi_{y\,i}$ определяются по формуле

$$\xi_{R\,i(yi)} = \frac{\xi_0}{1 + \dfrac{\sigma_{A\,i}}{4000}\left(1 - \dfrac{\xi_0}{1{,}1}\right)}\,; \qquad (39)$$

здесь:

$\sigma_{A\,i} = R_{a\,i} + 4000 - \sigma_{0i}$ (кгс/см²) — при определении $\xi_{Ri}$; $\sigma_{A\,i} = 0{,}8\,R_{a\,i} - \sigma_{0i}$ (кгс/см²) — при определении $\xi_{yi}$.

Примечание. Индекс $i$ обозначает порядковый номер стержня арматуры.

## РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

3.23(3.29). Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться:

на действие поперечной силы (см. пп. 3.24—3.30 настоящего Руководства);

на действие изгибающего момента (см. пп. 3.31—3.34 настоящего Руководства).

## РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА, НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ

**3.24(3.30).** При расчете элементов на действие поперечной силы должно соблюдаться условие

$$Q \leqslant 0{,}35 R_{пр} b h_0. \qquad (40)$$

**3.25(3.31).** Расчет на действие поперечной силы, согласно пп. 3.26—3.30 настоящего Руководства, не производится, если соблюдается условие

$$Q \leqslant k_1 R_р b h_0, \qquad (41)$$

где $k_1$ — коэффициент, принимаемый равным 0,6.

Для сплошных плоских плит указанное значение $k_1$ увеличивается на 25%.

При соблюдении условия (41) поперечная арматура должна устанавливаться в соответствии с конструктивными требованиями пп. 5.26—5.27 настоящего Руководства.

Если условие (41) не удовлетворяется, то расчет элементов производится:

с поперечной арматурой — в соответствии с пп. 3.27—3.30 настоящего Руководства;

без поперечной арматуры — в соответствии с п. 3.30 настоящего Руководства.

Кроме того, во всех случаях должно соблюдаться условие (40).

**3.26(3.32).** При расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы предельные усилия определяются из следующих предпосылок:

поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над наклонной трещиной, определяется в зависимости от его расчетного сопротивления растяжению $R_р$, размеров элемента и наклона сечения;

усилия в поперечной арматуре направлены вдоль оси стержней;

в расчет вводится вся пересекающая, рассматриваемое наклонное сечение, поперечная арматура с растягивающими напряжениями, равными расчетным сопротивлениям $R_{а.х}$;

сопротивление продольной арматуры действию поперечной силы не учитывается.

Примечание. В тексте настоящего Руководства под поперечной арматурой имеются в виду хомуты и отогнутые стержни. Термин «хомуты» включает поперечные стержни сварочных каркасов.

**3.27(3.33).** Расчет элементов с поперечной арматурой (рис. 7) должен производиться из условия

$$Q \leqslant \Sigma R_{а.х} F_х + \Sigma R_{а.х} F_0 \sin\alpha + Q_б, \qquad (42)$$

где $Q$ — поперечная сила, действующая в наклонном сечении, т. е. равнодействующая всех поперечных сил от внешней нагрузки, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

$\Sigma R_{а.х} F_х$ и $\Sigma R_{а.х} F_0 \sin\alpha$ — сумма поперечных усилий, воспринимаемых соответственно хомутами и отогнутыми стержнями, пересекающими наклонное сечение;

$\alpha$ — угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента в наклонном сечении;

$Q_б$ — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении.

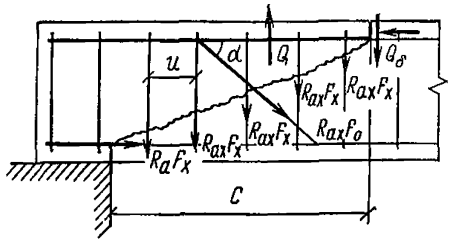



**Рис. 7. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы**

Величина $Q_б$ для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов определяется по формуле

$$Q_б = \frac{2 R_р b h_0^2}{c}, \qquad (43)$$

где $c$ — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента;

$b$ и $h_0$ — принимаются в пределах наклонного сечения.

**3.28(3.34).** Для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов постоянной высоты, армированных хомутами, длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, отвечающая минимуму его несущей способности по поперечной силе (при отсутствии внешней нагрузки в пределах наклонного сечения), $c_0$ определяется по формуле

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 R_р b h_0^2}{q_x}}, \qquad (44)$$

а величина поперечной силы $Q_{x\,б}$, воспринимаемой хомутами и бетоном в наклонном сечении с длиной проекции $c_0$, — по формуле

$$Q_{x.б} = 2\sqrt{2 R_р b h_0^2 q_x}, \qquad (45)$$

где $q_x$ — усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения, определяемое по формуле

$$q_x = \frac{R_{a.x} F_x}{u}. \qquad (46)$$

**3.29(3.35).** Расстояние между хомутами $u$, между опорой и концом ближайшего к опоре отгиба $u_1$, а также концом предыдущего и началом последующего отгиба $u_2$ (рис. 7) должен быть не более величины

$$u_{макс} = \frac{1{,}5 R_р b h_0^2}{Q}. \qquad (47)$$

Кроме того, поперечное армирование элемента независимо от результатов расчета должно удовлетворять конструктивным требованиям, приведенным в пп. 5.16—5.18 настоящего Руководства.

**3.30(3.36).** Расчет изгибаемых элементов без поперечной арматуры должен производиться из условия

$$Q \leqslant \frac{1{,}2\,R_{\text{р}}\,b\,h_0^2}{c}, \qquad (48)$$

в котором правая часть неравенства принимается:
не менее $0{,}6\,R_{\text{р}}bh_0$ и не более $2\,R_{\text{р}}bh_0$ (для сплошных плит — не более $2{,}5\,R_{\text{р}}bh_0$).

## РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА, НА ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА

**3.31(3.39).** Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента (рис. 8) должен производиться из условия

$$M \leqslant R_{\text{а}}\,F_{\text{а}}\,z + \Sigma\,R_{\text{а}}\,F_0\,z_0 + \Sigma\,R_{\text{а}}\,F_{\text{х}}\,z_{\text{х}}, \qquad (49)$$

где $M$ — момент всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента;

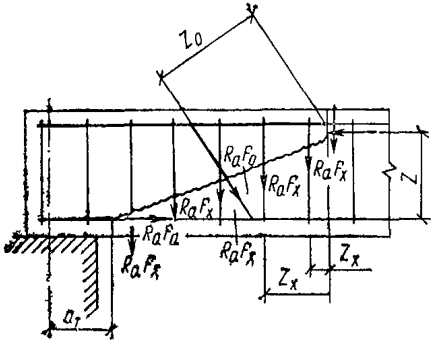



**Рис. 8. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента**

$R_{\text{а}}F_{\text{а}}z$; $\Sigma R_{\text{а}}F_0z_0$; $\Sigma R_{\text{а}}F_{\text{х}}z_{\text{х}}$ — сумма моментов относительно той же оси соответственно от усилий в продольной арматуре, в отогнутых стержнях и хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения;

$z$, $z_0$, $z_{\text{х}}$ — расстояние от плоскостей расположения соответственно продольной арматуры, отогнутых стержней и хомутов до указанной выше оси.

Высота сжатой зоны наклонного сечения, измеренная по нормали к продольной оси элемента, определяется из условия равновесия проекций усилий в бетоне и арматуре наклонного сечения на продольную ось элемента согласно указаниям пп. 3.15 и 3.16. настоящего Руководства.

Для опорной зоны элементов с продольной арматурой без анкеров расчетное сопротивление арматуры растяжению принимается сниженным согласно поз. 3 табл. 24 главы СНиП II-21-75.

Проверка на действие изгибающего момента не производится для наклонных сечений, пересекающих растянутую грань элемента на участках, обеспеченных от образования нормальных трещин, т. е. там, где момент $M$ от внешней нагрузки, на которую ведется расчет по прочности, меньше или равен моменту трещинообразования $M_т$, определяемому по формуле (69), где принимаем значения $R_р$ вместо $R_{рII}$.

3.32. Концы продольной арматуры железобетонных элементов должны быть заанкерены (см. п. 5.14 главы СНиП II-21-75). Анкеровка продольной арматуры железобетонных конструкций из ячеистых бетонов определяется расчетом.

Величина расчетного усилия $N_{а.н}$, воспринимаемого анкерными поперечными стержнями, приваренными к продольным стержням ненапрягаемой арматуры в однородных элементах, вычисляется по формуле

$$N_{а.н} = \left(5 n_а d_1^2 R_{пр} \sqrt[3]{\frac{E_а}{E_б}} + m_в m_{сц} m_{аб} R_р a_к u\right) n_1, \quad (50)$$

где $d_1$ — диаметр анкерных поперечных стержней;

$n_а$ — число анкерных поперечных стержней, принимаемое с учетом п. 5.10 настоящего Руководства;

$a_к$ — расстояние от оси опоры до первой косой трещины, определяемое согласно п. 3.33 настоящего Руководства;

$u$ — периметр продольного стержня;

$n_1$ — число анкеруемых продольных стержней в поперечном сечении элемента;

$m_в$ — коэффициент, учитывающий вид бетона: для бетона вида А — 1; для бетона вида Б — 0,9;

$m_{сц}$ — коэффициент, учитывающий вид арматуры, принимается: для гладкой арматуры — 2; для арматуры периодического профиля — 2,5;

$m_{аб}$ — коэффициент, учитывающий вид антикоррозионной обмазки по табл. 17 настоящего Руководства.

Примечания: 1. Число расчетных анкерных поперечных стержней, расположенных в одной плоскости, должно быть не более четырех, а расстояние между анкерными стержнями в свету не менее 50 мм.

2. В конструкциях балочного типа, армированных вертикальными каркасами (когда поперечные анкерные стержни расположены вертикально), величину расчетного усилия, воспринимаемого анкерами, определяют по формуле (50) настоящего Руководства с введением коэффициента 0,6.

3. Усилие, воспринимаемое горизонтально расположенными анкерами, при условии соблюдения требований примеч. 1 принимают пропорционально их числу в том случае, если расстояние от начала наклонной трещины до оси близлежащего анкера не менее 100 мм. Если расстояние будет меньше 100 мм, но не менее 50 мм, усилие, воспринимаемое ближайшим к наклонной трещине анкером, умножают на коэффициент 0,6.

3.33. Начало наиболее опасного наклонного сечения принимают

на расстоянии $a_к$ от оси опоры (рис. 8) и вычисляют по формуле

$$a_к = \frac{M_т}{Q}, \qquad (51)$$

где $M_т$ — момент появления трещин, определяемый с учетом сжатой и растянутой арматуры для опорного сечения;

$Q$ — расчетная поперечная сила, определяемая в сечении на расстоянии $a_к$ от опоры. Допускается принимать максимальное значение величины $Q$, соответствующее опорному сечению.

Конец наиболее опасного (по изгибающему моменту) наклонного сечения определяется проекцией длины этого сечения на продольную ось элемента (величиной $c_м$), которую находят из уравнения

$$Q = \Sigma R_а F_0 \sin\alpha = \Sigma R_а F_х. \qquad (52)$$

При поперечных стержнях, равномерно распределенных вдоль оси элемента, проекцию длины наиболее опасного наклонного сечения на ось элемента $c_м$ определяют по формуле

$$c_м = \frac{Q}{q_х}, \qquad (53)$$

где $q_х$ в свою очередь определяют по формуле (46).

При равномерно распределенной нагрузке конец наиболее опасного наклонного сечения должен располагаться не далее $^1/_4$ пролета от оси опоры (т. е. $a_к + c_м \leqslant {}^1/_4 l$) с тем, чтобы момент внешних сил $M$ в формуле (49) не превышал максимального изгибающего момента $ql^2/8$.

При сосредоточенной нагрузке конец наиболее опасного наклонного сечения должен располагаться так, чтобы момент внешних сил в формуле (49) не превышал максимального изгибающего момента для данного элемента.

При отсутствии поперечной арматуры, устанавливаемой по расчету, момент внешних сил принимают равным максимальному изгибающему моменту $ql^2/8$.

3.34. Для двуслойных элементов, армированных стержневой или высокопрочной проволокой, должна быть проверена прочность по наклонным сечениям от сдвига слоя плотного бетона относительно слоя ячеистого бетона по формуле

$$N_{а.н} = a_к b R_р, \qquad (54)$$

где $b$ — ширина сопряжения двух слоев бетона в сечении элемента, в котором определяют прочность на сдвиг;

$R_р$ — расчетное сопротивление ячеистого бетона на растяжение, принимаемое по табл. 10 (в зависимости от его проектной марки по прочности на сжатие), но не более 1,5 кгс/см².

## РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА КОСОЙ ИЗГИБ ПРИ СИММЕТРИЧНОМ АРМИРОВАНИИ

3.35. Расчет по прочности сечений на действие изгибающего момента в плоскости, не параллельной нейтральной оси, производится из условий (34) и (35) настоящего Руководства, а также из ус-

ловия параллельности плоскостей действия внешних и внутренних моментов, что для симметричных сечений выражается формулой

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{M_y}{M_x}, \qquad (55)$$

где $\beta$ — угол между плоскостью действия внутренней пары сил и осью симметрии сечения $x$;

$M_x$ — составляющая изгибающего момента, вызывающая изгиб в плоскости оси $x$;

$M_y$ — составляющая изгибающего момента, вызывающая изгиб в плоскости оси $y$, нормальной к оси $x$.

В частном случае расчет на косой изгиб железобетонных стеновых панелей, армированных по контуру, производится согласно п. 3.36 настоящего Руководства.

**3.36.** Изгибающий момент от вертикальной составляющей определяется по формуле $M_x = F_{бx} R_{пр} z_\beta \cos\beta$, (56)

где $z_\beta$ — плечо внутренней пары сил, действующей под углом $0<\beta<85°$ к оси симметрии $x$, определяется по формуле

$$z_\beta = 0{,}87\frac{v_y - u_y}{\sin\beta}; \qquad (57)$$

$z_\beta$ при $\beta>0$ принимается не более 0,9 $(v_x+u_x)$;

$$F_{бx} = \frac{R_a F_{ax}}{R_{пр}}, \qquad (58)$$

$F_{бx}$ — площадь сжатой зоны бетона (при изгибе в плоскости оси $x$;

$F_{ax}$ — растянутая арматура в плоскости оси $x$.

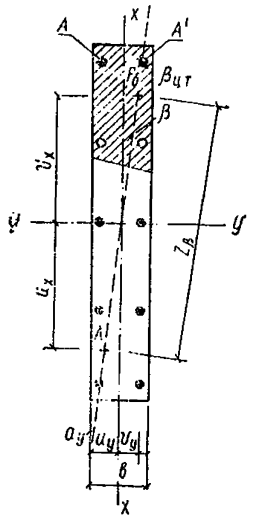



**Рис. 9. Поперечное сечение железобетонного элемента, работающего на косой изгиб**

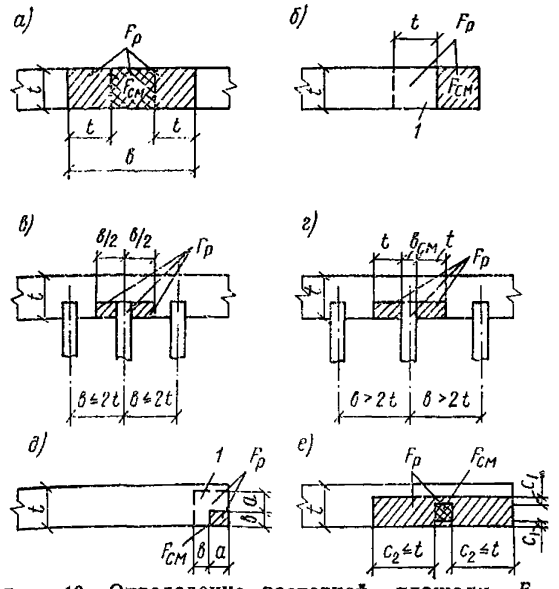



**Рис. 10. Определение расчетной площади $F_р$ при расчете на местное сжатие**

*1* — расчетная площадь, учитываемая только при наличии косвенной арматуры

$v_x$ — расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона площадью $F_{бx}$ при нейтральной линии, параллельной оси $y$ (см. рис. 9);

$$v_x = 0{,}5\left(h - \frac{F_{б\,x}}{b}\right); \tag{59}$$

$v_y$ — расстояние от оси $x$ до центра тяжести сжатой зоны бетона площадью $F_{бy}$ при нейтральной линии, параллельной оси $x$:

$$v_y = 0{,}5\left(b - \frac{F_{б\,y}}{h}\right); \tag{60}$$

$u_y$ — расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в арматуре А до оси $x$ (при $M_y = 0$):

$$u_y = \frac{b}{2} - a_x, \tag{61}$$

где $a_x$ — толщина защитного слоя до арматуры $A$;

$u_x$ — расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре до оси $y$ (при $M_x = 0$):

$$u_x = \frac{h}{2} - a_y, \tag{62}$$

где $a_y$ — расстояние от нижней растянутой грани панели до центра тяжести растянутой арматуры $A$.

## РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА МЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ НАГРУЗКИ

### Расчет на местное сжатие

**3.37(3.44).** При расчете на местное сжатие (смятие) элементов без косвенного армирования должно удовлетворяться условие

$$N \leqslant \mu_{см} R_{см} F_{см}, \tag{63}$$

где $N$ — продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

$F_{см}$ — площадь смятия;

$\mu_{см}$ — коэффициент, принимаемый равным: при равномерном распределении местной нагрузки на площади смятия — 1; при неравномерном распределении местной нагрузки на площади смятия (под концами балок, прогонов, перемычек) — 0,5;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление ячеистого бетона смятию, определяемое по формуле

$$R_{см} = \gamma_б R_{пр}; \tag{64}$$

здесь

$$\gamma_б = \sqrt[3]{\frac{F_р}{F_{см}}}, \tag{65}$$

но не более следующих значений:

при схеме приложения нагрузки по рис. 10,*а,в,г,е* — 1,2;

при схеме приложения нагрузки по рис. 10,*б,д* — 1;

$R_{пр}$ — принимается как для бетонных конструкций (см. п. 2.12 и табл. 9 настоящего Руководства);

$F_р$ — расчетная площадь, определяемая в соответствии с п. 3.38 настоящего Руководства.

**3.38(3.45).** В расчетную площадь $F_р$ включается участок, симметричный по отношению к площади смятия (рис. 10). 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 (рис. 10,*а*);

при местной краевой нагрузке по всей ширине элемента расчетная площадь $F_р$ равна площади смятия $F_{см}$ (рис. 10,*б*);

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 (рис. 10,*в*); если расстояние между балками превышает двойную ширину элемента, длина расчетной площади определяется как сумма ширины балки и удвоенной ширины элемента (рис. 10,*г*);

при местной краевой нагрузке на угол элемента (рис. 10,*д*) расчетная площадь $F_р$ равна площади смятия $F_{см}$;

при местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины элемента, расчетная площадь принимается согласно рис. 10,*е*. При наличии нескольких нагрузок указанного типа расчетные площади ограничиваются линиями, проходящими через середину расстояний между точками приложения двух соседних нагрузок.

Примечание. При местной нагрузке от балок, прогонов, перемычек и других элементов, работающих на изгиб, учитываемая в расчете глубина опоры при определении $F_{см}$ и $F_р$ принимается не более 20 см.

## *4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ*

### РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

**4.1.** Железобетонные элементы из ячеистых бетонов рассчитываются по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.

### РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

**4.2(4.2).** Для изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов усилия, воспринимаемые сечениями, нормальными к продольной оси, при образовании трещин определяются исходя из следующих положений:

сечения после деформаций остаются плоскими;

наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно $\frac{2R_{р\,II}}{E_б}$;

напряжения в бетоне сжатой зоны (если она имеется) определяются с учетом упругих, а для внецентренно сжатых элементов и

изгибаемых предварительно-напряженных элементов также с учетом неупругих деформаций бетона;

напряжения в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и равны по величине $R_{р\,II}$;

напряжения в ненапрягаемой арматуре равны напряжению, отвечающему приращению деформаций окружающего бетона;

напряжения в напрягаемой арматуре равны алгебраической сумме ее предварительного напряжения (с учетом всех потерь) и напряжения, отвечающего приращению деформаций окружающего бетона.

**4.3.** При расчете по образованию трещин по длине зоны передачи напряжения $l_{а.н}$ в элементах с арматурой без анкеров должно учитываться снижение предварительного напряжения в арматуре $\sigma_0$ путем умножения на коэффициент $m_{а3}$ согласно поз. 3 табл. 24 главы СНиП II-21-75.

**4.4(4.5).** Расчет изгибаемых и внецентренно сжатых элементов, а также элементов по образованию трещин производится из условия

$$M_в^я \leqslant M_т, \qquad (66)$$

где $M_в^я$ — момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения, относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

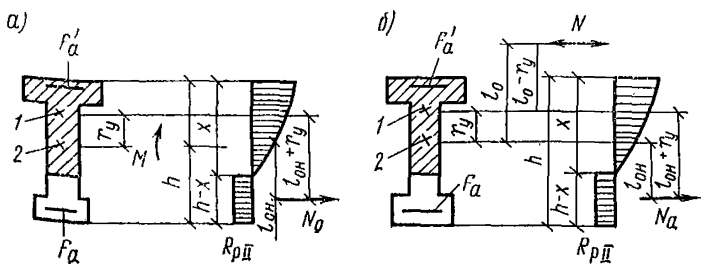



**Рис. 11. Схемы усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия внешних нагрузок**

*а — при изгибе; б — при внецентренном сжатии;*
*1 — ядровая точка; 2 — центр тяжести приведенного сечения*

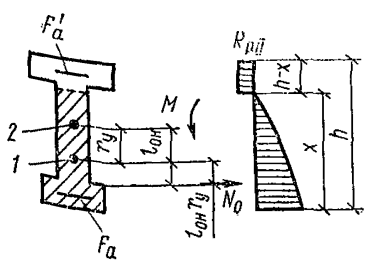



**Рис. 12. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия усилий предварительного обжатия**

*1 — ядровая точка; 2 — центр тяжести приведенного сечения*

Момент $M_{в}^{я}$ равен для изгибаемых элементов (рис. 11,*а*)

$$M_{в}^{я} = M; \tag{67}$$

для внецентренно сжатых элементов (рис. 11,*б*)

$$M_{в}^{я} = N\ (e_0 - r_y); \tag{68}$$

$M_т$ — момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемый по формуле

$$M_т = R_{р\,II}\ W_т \pm M_{об}^{я}, \tag{69}$$

здесь $M_{об}^{я}$ — момент равнодействующей усилия $N_0$ относительно той же оси, что и для определения $M_{в}^{я}$; знак момента определяется направлением вращения («плюс» — когда направления вращения моментов $M_{об}^{я}$ и $M_{в}^{я}$ противоположны; «минус» — когда направления совпадают).

Величина $M_{об}^{я}$ определяется по формулам:

при расчете по образованию трещин в зоне сечения, растянутой от действия внешних нагрузок (рис. 12)

$$N_{об}^{я} = N_0\ (e_{он} + r_y), \tag{70}$$

при расчете по образованию трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия

$$M_{об}^{я} = N_0\ (e_{он} - r_y), \tag{71}$$

где $N_0$ — усилие предварительного обжатия:

$$N_0 = \sigma_0 F_н - \sigma_а F_а - \sigma'_а F'_а; \tag{72}$$

$e_{он}$ — эксцентрицитет усилия $N_0$ относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый по формуле

$$e_{он} = \frac{\sigma_0 F_н y_н - \sigma_а F_а y_а - \sigma'_а F'_а y'_а}{N_0}, \tag{73}$$

где $y_н$ и $y_а$ — расстояния от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести приведенного сечения до точек приложения равнодействующей усилий соответственно в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре;

$\sigma_а$ и $\sigma'_а$ — напряжения соответственно в ненапрягаемой арматуре $A$ и $A'$, вызванные усадкой и ползучестью бетона.

Величины напряжений $\sigma_0$ и $\sigma'_0$ принимают численно равными:

в стадии обжатия бетона — потерям напряжений от быстронатекающей ползучести по поз. 6 табл. 4 главы СНиП II-21-75;

в стадии эксплуатации элемента — сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона по поз. 6, 8 и 9 табл. 4 главы СНиП II-21-75.

В формулах (70)—(71):

$r_y$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

Величина $r_y$ определяется для внецентренно сжатых элементов, а также для изгибаемых предварительно-напряженных элементов по формуле

$$r_y = 0{,}8\ \frac{W_0}{F_п}\ ; \qquad (74)$$

для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры по формуле

$$r_y = \frac{W_0}{F_п}\ . \qquad (75)$$

**4.5(4.7).** Величина момента сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона $W_т$ определяется в предположении отсутствия продольной силы $N$ и усилия предварительного обжатия $N_0$ по формуле

$$W_т = \frac{2\ (J_{б\,0} + n\,J_{a\,0} + n\,J'_{a\,0})}{h - x} + S_{б.р}\ , \qquad (76)$$

где $J_{б0}$, $J_{a0}$ и $J_{a0}$ — моменты инерции относительно нулевой линии площади сечения соответственно сжатой зоны бетона и площадей растянутой и сжатой арматуры;

$S_{б.р}$ — статический момент площади сечения растянутой зоны бетона относительно нулевой линии.

Положение нулевой линии сечения определяется из условия

$$S_{б\,0} + n_1 S'_{a\,0} - n\,S_{a\,0} = \frac{(h - x)\ F_{б.р}}{2}\ , \qquad (77)$$

где $S_{б0}$, $S_{a0}$ и $S'_{a\,0}$ — статические моменты относительной нулевой линии соответственно площадей сечения сжатой зоны бетона и арматуры $A$ и $A'$;

$F_{б.р}$ — площадь бетона растянутой зоны.

Значение $W_т$ допускается определять по формуле

$$W_т = \gamma\, W_0\ , \qquad (78)$$

где $\gamma$ — коэффициент, принимаемый по табл. 30 прил. 5;

$W_0$ — момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый по формуле

$$W_0 = \frac{J_п}{y_{ц.\,т}}\ , \qquad (79)$$

$y_{ц.т}$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутого краевого волокна;

$J_п$ — приведенный момент инерции с учетом продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры может быть определен по формуле

$$J_п = i\ \frac{b\,h^3}{12}\ , \qquad (80)$$

где $i$ — коэффициент, принимаемый по графикам (см. рис. 17—18 прил. 5) в зависимости от коэффициентов:

$$\alpha_1 = \frac{F_a}{bh}\,\frac{E_a}{E_б}; \quad \delta = \frac{a}{h}; \quad \frac{F'_a}{F_a}.$$

Для однородных элементов прямоугольного сечения без предварительного напряжения момент трещинообразования может быть определен по формуле

$$M_{тр} = W_{тр}\, b\, h^2\, R_{р\,II}, \qquad (81)$$

где $W_{тр}$ — коэффициент, принимаемый по графикам (см. рис. 15—16 прил. 5) в зависимости от характеристик армирования:

$$\alpha_2 = \frac{2F_a}{bh}\,\frac{E_a}{E_б} \text{ и } \frac{F'_a}{F_a}. \qquad (82)$$

**4.6(4.8).** В конструкциях, армированных предварительно-напряженными элементами, например брусками, при определении усилий, воспринимаемых сечениями при образовании трещин в предварительно напряженных элементах, площадь растянутой зоны бетона, не подвергаемая предварительному напряжению, в расчете не учитывается.

**4.7(4.9).** При проверке возможности исчерпания несущей способности одновременно с образованием трещин (см. п. 1.22 настоящего Руководства) усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин в формуле (69) определяется с заменой значения $R_{р\,II}$ на 1,2 $R_{р\,II}$ и при коэффициенте $m_т = 1$.

## РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

**4.8.** Железобетонные элементы из ячеистых бетонов рассчитываются по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента.

## РАСЧЕТ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

**4.9(4.14).** Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, $a_т$, мм, должна определяться по формуле

$$a_т = k\, c_д\, \eta\, \frac{\sigma_a}{E_a}\, 20\, (3{,}5 - 100\,\mu)\, \sqrt[3]{d}, \qquad (83)$$

где $k$ — коэффициент, принимаемый равным 1 для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов;

$c_д$ — коэффициент, принимаемый равным при учете кратковременных нагрузок и кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок — 1; при учете длительного действия постоянных и длительных нагрузок — 2,5;

$\eta$ — коэффициент, принимаемый равным:
при стержневой арматуре периодического профиля — 1;
гладкой — 1,3;
при проволочной арматуре периодического профиля — 1,2;
при гладкой — 1,4;

$\sigma_a$ — напряжение в стержнях крайнего ряда арматуры $A$ или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений от действия внешней нагрузки, определяемое согласно п. 4.10 настоящего Руководства;

$\mu$ — коэффициент армирования сечений, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры $A$ к площади сечения бетона (при рабочей высоте $h_0$ и без учета сжатых свесов полок), но не более 0,02;

$d$ — диаметр стержня арматуры, мм.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории, ширина кратковременного раскрытия трещин определяется от кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок и от действия кратковременных нагрузок.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, ширина кратковременного раскрытия трещин определяется как сумма ширины раскрытия от длительного действия постоянных и длительных нагрузок и приращения ширины раскрытия от действия кратковременных нагрузок.

Если центр тяжести площади сечения стержней крайнего ряда арматуры $A$ изгибаемых, внецентренно сжатых элементов отстоит от наиболее растянутого волокна бетона на расстоянии $c$, больше $0{,}2h$, величина $a_т$, определенная по формуле (83), должна умножаться на коэффициент $k_c$, равный

$$k_c = \frac{20\,\frac{c}{h} - 1}{3} \qquad (84)$$

и принимаемый не более 3.

**4.10(4.15).** Напряжения в растянутой арматуре (или приращения напряжений) $\sigma_a$ должны определяться по формулам:

для изгибаемых элементов

$$\sigma_a = \frac{M - N_0\,(z_1 - e_{a.н})}{F_a\,z_1}; \qquad (85)$$

для внецентренно сжатых элементов при $e_{0c} \geqslant 0{,}8h_0$

$$\sigma_a = \frac{N\,(e_a - z_1) - N_0\,(z_1 - e_{a.н})}{F_a\,z_1}. \qquad (86)$$

Для элементов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры, величина усилия предварительного обжатия $N_0$ принимается равной нулю.

В формулах (85) и (86)

$z_1$ — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры $A$ до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое согласно п. 4.16 настоящего Руководства.

При расположении растянутой арматуры в несколько рядов по высоте сечения в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах напряжения $\sigma_a$, подсчитанные по формулам (85) и (86), должны умножаться на коэффициент $\varphi_n$, равный

$$\varphi_{\text{п}} = \frac{h - x - c}{h - x - a}, \qquad (87)$$

где $x = \xi h_0$; величина $\xi$ определяется по формуле (94);

$a$ и $c$ — расстояния от центра тяжести площади сечения арматуры $A$ соответственно всей и крайнего ряда стержней до наиболее растянутого волокна бетона.

Величина напряжения $\sigma_{\text{а}}$ с учетом коэффициента $\varphi_{\text{п}}$ не должна превышать $R_{\text{аII}}$ для стержневой и $0{,}8R_{\text{аII}}$ для проволочной арматуры.

## РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

**4.11(4.22).** Деформации (прогибы, углы поворота) элементов железобетонных конструкций должны вычисляться по формулам строительной механики, определяя входящие в них величины кривизны в соответствии с п. 4.12 настоящего Руководства.

Величина кривизны и деформаций железобетонных элементов из ячеистых бетонов с обычным армированием определяются для стадии работы с трещинами и отсчитываются от начального состояния; при наличии предварительного напряжения для упругой стадии и стадии работы с трещинами и отсчитываются от состояния обжатия.

**4.12(4.23).** Величина кривизны определяется:

а) для участков элемента, где в растянутой зоне не образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, либо они закрыты — как для сплошного тела;

б) для участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси,— как отношение разности средних деформаций крайнего волокна сжатой зоны бетона и продольной растянутой арматуры к рабочей высоте сечения элемента.

Элементы или участки элементов рассматриваются без трещин в растянутой зоне, если трещины не образуются при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок или они закрыты при действии постоянных и длительных нагрузок; при этом нагрузки вводятся в расчет с коэффициентом перегрузки $n = 1$.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИВИЗНЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА УЧАСТКАХ БЕЗ ТРЕЩИН В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ

**4.13(4.24).** На участках, где не образуются нормальные к продольной оси трещины, полная величина кривизны изгибаемых, внецентренно сжатых железобетонных элементов должна определяться по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_{\text{к}}} + \frac{1}{\rho_{\text{д}}} - \frac{1}{\rho_{\text{в}}} - \frac{1}{\rho_{\text{в. п}}}, \qquad (88)$$

где $\frac{1}{\rho_к}$ и $\frac{1}{\rho_д}$ — кривизны соответственно от кратковременных нагрузок (см. п. 1.23 настоящего Руководства) и от длительного действия постоянных и длительных нагрузок (без учета усилия $N_0$), определяемые по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\overline{M}\, c}{k_п E_б J_п}, \qquad (89)$$

где $\overline{M}$ — момент от соответствующей внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

$c$ — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и принимаемый по табл. 21 настоящего Руководства;

$k_п$ — коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона и принимаемый равным 0,85;

$\frac{1}{\rho_в}$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия $N_0$ и определяемая по формуле

$$\frac{1}{\rho_в} = \frac{N_0 e_{он}}{k_п E_б J_п}; \qquad (90)$$

$\frac{1}{\rho_{в.п}}$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле

$$\frac{1}{\rho_{в.п}} = \frac{\varepsilon_п - \varepsilon'_п}{h_0}; \qquad (91)$$

здесь $\varepsilon_п$ и $\varepsilon'_п$ — относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилий предварительного обжатия, определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна бетона по формулам:

$$\varepsilon_п = \frac{\sigma_п}{E_а}; \quad \varepsilon'_п = \frac{\sigma'_п}{E_а}. \qquad (92)$$

Величина $\sigma_п$ принимается численно равной сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона по поз. 6, 8, 9 табл. 4 главы СНиП II-21-75 для арматуры растянутой зоны, а $\sigma'_п$ — то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна бетона. Для элементов без предварительного напряжения величины кривизны $1/\rho_в$ и $1/\rho_{в.п}$ принимаются равными нулю.

**4.14(4.25).** При определении кривизны участков элементов с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 1.19 главы СНиП

II-21-75) величины $\frac{1}{\rho_к}$, $\frac{1}{\rho_д}$ и $\frac{1}{\rho_в}$, определяемые по формулам (89) и (90), должны быть увеличены на 15%, а величина $\frac{1}{\rho_{в.п}}$, определенная по формуле (91), — на 25%.

**4.15(2.26).** На участках, где образуются нормальные трещины, но при действии рассматриваемой нагрузки обеспечено их закрытие, величины кривизны $\frac{1}{\rho_к}$, $\frac{1}{\rho_в}$, $\frac{1}{\rho_д}$, входящие в формулу (88), увеличиваются на 20%.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИВИЗНЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА УЧАСТКАХ С ТРЕЩИНАМИ В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ

**4.16(4.27).** На участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизны изгибаемых внецентренно сжатых элементов прямоугольного и двутаврового сечений должны определяться по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_э}{h_0 z_1}\left[\frac{\psi_а}{E_а F_а} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi)\, b h_0 E_б \nu}\right] - \frac{N_с \psi_а}{h_0 E_а F_а}. \quad (93)$$

В формуле (93):

$M_э$ — момент (заменяющий) относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести площади сечения арматуры $A$ от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения и от усилия предварительного обжатия $N_0$;

$N_с$ — равнодействующая продольной силы $N$ и усилия предварительного обжатия $N_0$;

$z_1$ — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры $A$ до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое согласно п. 4.17 настоящего Руководства;

$\xi = \frac{x}{h_0}$ — определяется согласно п. 4.17 настоящего Руководства;

$\varphi_а$ — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами и определяемый согласно п. 4.17 настоящего Руководства;

$\nu$ — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны и принимаемый по табл. 21 настоящего Руководства;

$\psi_б$ — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона по длине участка с трещинами и принимаемый равным 0,7;

$\gamma'$ — коэффициент, определяемый по формуле (97).

Для элементов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры, усилие $N_0$ принимается равным нулю.

4.17(4.28). Величина $\xi$ вычисляется по формуле

$$\xi = \frac{1}{1,4 + \dfrac{1+5\,(L+T)}{10\,\mu\,n}} + \frac{1,5+\gamma'}{11,5\,\dfrac{e_{a.\,c}}{h_0} - 5}, \qquad (94)$$

но принимается не более 1.

В формуле (94):

$$L = \frac{M_з}{b\,h_0^2\,R_{пр\,II}}; \qquad (95)$$

$$T = \gamma'\left(1 - \frac{h'_п}{2\,h_0}\right); \qquad (96)$$

$$\gamma' = \frac{(b'_п - b)\,h'_п + \dfrac{n}{2\,\nu}\,F'_a}{b\,h_0}; \qquad (97)$$

$e_{a.c}$ — эксцентрицитет силы $N_c$ относительно центра тяжести площади сечения арматуры $A$; соответствует заменяющему моменту $M_з$ (см. п. 4.16 настоящего Руководства) и определяется по формуле

$$e_{a.\,c} = \left|\frac{M_з}{N_c}\right|. \qquad (98)$$

Величина $z_1$ вычисляется по формуле

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\dfrac{h'_п}{h_0}\,\gamma' + \xi^2}{2\,(\gamma' + \xi)}\right]. \qquad (99)$$

Для внецентренно сжатых элементов величина $z_1$ должна приниматься не более $0,97\,e_{a.c}$.

Для элементов прямоугольного сечения и таврового с полкой в растянутой зоне в формулы (96), (97) и (99) вместо величины $h'_п$ подставляется величина $2a'$ или $h'_п = 0$ соответственно при наличии или отсутствии арматуры $A'$.

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне, при $\xi < \dfrac{h'_п}{h_0}$ производится, как прямоугольных, шириной $b'_п$.

Расчетная ширина полки $b'_п$ определяется согласно п. 3.16 настоящего Руководства.

4.18(4.29). Величина коэффициента $\psi_a$ для двуслойных предварительно напряженных конструкций из ячеистого и тяжелого бетонов определяется по формуле

$$\psi_a = 1,25 - s\,m - \frac{1 - m^2}{(3,5 - 1,8\,m)\,\dfrac{e_{a.\,c}}{h_0}}, \qquad (100)$$

но принимается не более 1;

при этом следует принимать величину $e_{a.c}/h_0 \geqslant \frac{1,2}{s}$.

Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры, последний член в правой части формулы (100) принимается равным нулю.

В формуле (100)

$s$ — коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки и принимаемый по табл. 37 главы СНиП II-21-75;

$e_{a.c}$ — см. формулу (98);

$$m = \frac{R_{p\,II}\, W_т}{\left| \pm M^{я}_{в} \mp M^{я}_{об} \right|}, \qquad (101)$$

но не более 1;

здесь

$W_т$ — см. формулу (76);

$M^{я}_{в}$ и $M^{я}_{об}$ — см. п. 4.4 настоящего Руководства, при этом за положительные принимаются моменты, вызывающие растяжение в арматуре $A$.

Для однослойных конструкций из ячеистого бетона (без предварительного напряжения) величина $\psi_a$ вычисляется по формуле

$$\psi_a = 0,5 + s_1 \frac{M}{M_p}; \qquad (102)$$

здесь $M_p$ — момент, воспринимаемый сечением элемента из расчета по прочности при расчетных сопротивлениях арматуры и бетона для предельных состояний второй группы;

$s_1$ — коэффициент, принимаемый равным:

а) при кратковременном действии нагрузки для арматуры: периодического профиля — 0,6; для гладкой — 0,7;

б) при длительном действии нагрузки независимо от профиля арматуры — 0,8.

**4.19(4.30).** Полная величина кривизны $\frac{1}{\rho}$ для участка с трещинами в растянутой зоне должна определяться по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3} - \frac{1}{\rho_{в.п}}, \qquad (103)$$

где $\frac{1}{\rho_1}$ — кривизна от кратковременного действия всей нагрузки, на которую производится расчет по деформациям согласно п. 1.27 настоящего Руководства;

$\frac{1}{\rho_2}$ — кривизна от кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\frac{1}{\rho_3}$ — кривизна от длительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\frac{1}{\rho_{в.п}}$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие

усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле (91) с учетом п. 4.13 настоящего Руководства.

Кривизны $\frac{1}{\rho_1}$, $\frac{1}{\rho_2}$ и $\frac{1}{\rho_3}$ определяются по формуле (93), при этом величины $\frac{1}{\rho_1}$ и $\frac{1}{\rho_2}$ вычисляют при величинах $\psi_a$ и $\nu$, отвечающих кратковременному действию нагрузки, а кривизну $\frac{1}{\rho_3}$ при величинах $\psi_a$ и $\nu$, отвечающих длительному действию нагрузки. Если величины $\frac{1}{\rho_2}$ и $\frac{1}{\rho_3}$ оказываются отрицательными, то они принимаются равными нулю.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОГИБОВ

**4.20(4.31).** Прогиб $f_M$, обусловленный деформацией изгиба, определяется по формулам:

$$f_M = \int_0^l \overline{M}(x)\,\frac{1}{\rho}(x)\,dx; \qquad (104)$$

$$f_M = s\,\frac{1}{\rho}\,l_0^2, \qquad (105)$$

где $\overline{M}(x)$ — изгибающий момент в сечении $x$ от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении по длине пролета, для которого определяется прогиб;

$\frac{1}{\rho}(x)$ — полная величина кривизны элемента в сечении $x$ от нагрузки, при которой определяется прогиб; величины $\frac{1}{\rho}$ определяются по формуалм (88) и (103) соответственно для участков без трещин и с трещинами; знак $\frac{1}{\rho}$ принимается в соответствии с эпюрой кривизны;

$s$ — коэффициент, зависящий от характера загружения, принимаемый по табл. 29 прил. 5;

$l$ — расчетный пролет изгибаемого элемента.

Для изгибаемых элементов постоянного сечения без предварительного напряжения арматуры, имеющих трещины на каждом участке, в пределах которого изгибающий момент не меняет знака, кривизну допускается вычислять для наиболее напряженного сечения, принимая кривизну для остальных сечений такого участка, изменяющейся пропорционально значениям изгибающего момента.

## 5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

**5.1(5.1).** При проектировании бетонных и железобетонных конструкций для обеспечения условий их изготовления, требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона надлежит выполнять конструктивные требования, изложенные в настоящем разделе.

### МИНИМАЛЬНЫЕ РАЗМЕРЫ СЕЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ

**5.2(5.2).** Минимальные размеры сечений бетонных и железобетонных элементов из ячеистых бетонов, определяемые из расчета по действующим усилиям и соответствующим группам предельных состояний, должны назначаться с учетом экономических требований, необходимости унификации опалубочных форм и армирования, а также условий принятой технологии изготовления конструкций.

Кроме того, размеры сечения элементов железобетонных конструкций должны приниматься такими, чтобы соблюдались требования в части расположения арматуры в сечении (толщины защитных слоев бетона, расстояния между стержнями и т. п.) и анкеровки арматуры.

5.3. Минимальная толщина железобетонных плит из ячеистых бетонов должна определяться из условия обеспечения требований к расположению арматуры по толщине плиты и соблюдения требуемой толщины защитных слоев бетона согласно п. 5.5 настоящего Руководства.

Минимальная толщина слоя тяжелого бетона в двуслойных плитах устанавливается из условия симметричного расположения арматуры по отношению к слою тяжелого бетона и соблюдения требований п. 5.5 настоящего Руководства.

Гибкость $\lambda^r$ сжатых бетонных и железобетонных элементов из ячеистых бетонов следует принимать не более 70 ($\lambda^h \leqslant 20$).

При проектировании конструкций из ячеистых бетонов необходимо избегать резкого изменения размеров сечений элементов, образования гнезд, четвертей, а если же они неизбежны, то все входящие углы должны быть армированы.

### ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

**5.4(5.4).** Защитный слой бетона для рабочей арматуры должен обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном на всех стадиях работы конструкции, а также защиту арматуры от внешних атмосферных, температурных и тому подобных воздействий.

**5.5.** Толщина защитного слоя бетона должна приниматься не менее диаметра рабочей арматуры и не менее:

а) 25 мм — для продольной рабочей арматуры в однослойных элементах конструкций и 20 мм — в двуслойных элементах, в слое тяжелого бетона;

б) 15 мм — для поперечных стержней сварных каркасов плит и стеновых панелей;

в) 10 мм — для анкерной арматуры;

г) 20 мм — для внутренних перегородок из ячеистого бетона при объемном весе более 1000 кг/м³ и 25 мм при объемном весе менее 1000 кг/м³.

В изгибаемых и внецентренно сжатых элементах концы продольных стержней ненапрягаемой арматуры должны отстоять от торца элемента не более чем на 10 мм.

Концы напрягаемой арматуры, а также анкеры должны быть защищены слоем раствора толщиной не менее 5 мм.

**5.6(5.7).** Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно-напряженных двуслойных элементов из ячеистого бетона на участке зоны передачи усилий от арматуры на бетон (см. п. 2.30 главы СНиП II-21-75) должна составлять не менее:

для стержневой арматуры классов A-IV (Ат-IV) и ниже $2d$;

для стержневой арматуры классов A-V (Ат-V) и Ат-IV — $3d$.

Кроме того, толщина защитного слоя бетона на указанном участке длины элемента должна быть не менее 40 мм для стержневой арматуры всех классов.

Допускается защитный слой бетона для сечения у опоры принимать таким же, как для сечений в пролете в следующих случаях:

а) для предварительно-напряженных элементов с сосредоточенной передачей опорных усилий при наличии стальной опорной детали и косвенной арматуры (сварных поперечных сеток или охватывающих продольную арматуру хомутов);

б) в плитах, панелях, настилах при условии постановки у концов дополнительной поперечной арматуры (корытообразных сварных сеток или замкнутых хомутов), предусмотренной п. 5.62 главы СНиП II-21-75.

Диаметр поперечной арматуры при этом должен быть не менее 0,25 диаметра продольной напрягаемой арматуры и не менее:

для проволоки класса Вр-I — 4 мм;

то же, класса В-I — 5 мм.

## МИНИМАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ АРМАТУРЫ

**5.7(5.11).** 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; для предварительно-напряженных конструкций должны также учитываться степень местного обжатия бетона и габариты натяжного оборудования (домкратов, зажимов и т. п.). В элементах, изготовляемых без применения виброплощадок или вибраторов, укрепляемых на опалубке, должно быть обеспечено свободное прохождение между арматурными стержнями наконечников штыковых вибраторов или виброштампующих элементов машин, уплотняющих бетонную смесь.

Минимальное расстояние в свету между стержнями продольной сжатой арматуры и продольной растянутой арматуры должно быть не менее 3 диаметров и не менее 50 мм.

При стесненных условиях допускается располагать стержни арматуры попарно (без зазора между ними) таким образом, чтобы при бетонировании горизонтальные спаренные стержни находились друг над другом.

Примечание. Расстояние в свету между стержнями периодического профиля принимается по номинальному диаметру без учета выступов и ребер.

5.8. Расстояние между поперечными анкерными стержнями в свету должно быть не менее 50 мм; расстояние от начала опасной наклонной трещины до ближайшего расчетного анкерного (поперечного) стержня должно быть не менее 100 мм (рис. 13).

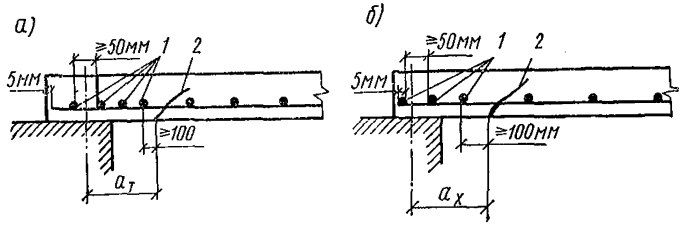



**Рис. 13. Примеры анкеровки растянутых стержней арматуры на опорах плит из ячеистого бетона**

*а* — два или несколько расчетных анкерующих стержней, расположенных в пределах опорного участка, приварены с одной стороны продольных рабочих стержней; *б* — то же, с двух сторон продольных рабочих стержней; *1* — расчетные анкерующие стержни; *2* — наклонные трещины

## АНКЕРОВКА АРМАТУРЫ

**5.9.** Концы стержней продольной рабочей арматуры (в сварных сетках) на опорах изгибаемых элементов должны быть заанкерены при помощи приваренных к ним поперечных стержней.

Число и диаметр анкерующих поперечных стержней определяется расчетом в соответствии с требованиями, изложенными в пп. 3.32—3.33 настоящего Руководства.

Найденное по расчету число анкерующих поперечных стержней должно быть размещено на участках от торца элемента до начала наиболее опасной наклонной трещины (рис. 13).

При этом расстояние между поперечными стержнями устанавливается в соответствии с п. 5.8 настоящего Руководства, а расстояние от конца анкеруемых стержней до первого поперечного стержня принимают не более 5 мм.

В пределах опорного участка изгибаемых элементов (за гранью опоры) должно быть расположено не менее двух расчетных поперечных стержней.

Длина опорного участка балок и плит должна быть не менее одной сотой их длины и не менее 5 см.

Если по расчету установка поперечных анкерных стержней не требуется, то по конструктивным требованиям к каждому продольному стержню должен быть приварен хотя бы один поперечный анкерный стержень.

При невозможности выполнить требования настоящего пункта, а также для повышения степени надежности заделки концов растянутых рабочих стержней (если это требование по расчету) на их концах должны быть предусмотрены специальные анкеры, устанавливаемые из расчета на смятие бетона под анкерами.

**5.10(5.15).** Для обеспечения анкеровки всех продольных стержней арматуры, доходящей до опоры, на крайних свободных опорах изгибаемых элементов должны выполняться следующие требования:

а) если соблюдается условие (41), длина запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна составлять не менее $5d$ и не менее 5 см;

б) если условие (41) не соблюдается, длина запуска стержней за внутреннюю часть свободной опоры должна быть не менее $10d$.

Длина зоны анкеровки $l_{ан}$ на крайней свободной опоре, на которой снижаются расчетные сопротивления арматуры (см. п. 2.29 и табл. 24 главы СНиП II-21-75), определяется согласно п. 5.14 главы СНиП II-21-75 и п. 2 табл. 39.

5.11. У концов предварительно-напряженных двуслойных элементов должна быть установлена конструктивная поперечная арматура, охватывающая все напрягаемые стержни и выполненная в виде отдельных стержней или сеток корытообразной формы.

Площадь сечения поперечной арматуры должна составлять не менее 2% от площади напрягаемой арматуры на длине $2l_{ан}$, но не менее 50 см от грани опоры.

## ПРОДОЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

5.12. Для армирования элементов конструкций из ячеистого бетона ненапрягаемой арматурой (плит и панелей) должна предусматриваться только сварная арматура в виде плоских сеток или объемных каркасов. Вязаная арматура допускается в виде отдельных стержней, устанавливаемых для работы на местные усилия (например, в углах проемов и т. п.). Устройство крюков на концах рабочих стержней не рекомендуется.

Для изделий, тепловая обработка которых осуществляется электропрогревом между двумя параллельными электродами, арматурные сетки должны быть разъединены диэлектрическими вставками.

Соотношение диаметров поперечных и продольных стержней в сварных каркасах и сетках должно приниматься таким же, как для сварной арматуры железобетонных конструкций из тяжелого бетона.

5.13. Минимальный процент армирования железобетонных конструкций из ячеистого бетона принимают в соответствии с табл. 22.

Таблица 22

| Характер работы элемента | Минимальный процент армирования при ячеистом бетоне проектной марки по прочности | |
|---|---|---|
| | 75 и ниже | 100—150 |
| Арматура $A$ во всех изгибаемых элементах и арматура во внецентренно сжатых элементах | 0,05 | 0,1 |

Примечания: 1. Элементы, не удовлетворяющие минимальному проценту армирования требованиям табл. 22, относят к бетонным.

2. Минимальную площадь сечения продольной конструктивной арматуры $A$ в изгибаемых элементах, а также $A$ и $A'$ в сжатых эле-

ментах принимают не менее 0,02% площади расчетного сечения бетона.

3. Для элементов таврового сечения с полкой, расположенной в сжатой зоне (за исключением стеновых панелей), указанные проценты армирования следует относить к площади сечения бетона, равной произведению ширины ребра $b$ на рабочую высоту $h_0$.

Число стержней сжатой и растянутой рабочей арматуры в плитах должно быть не менее трех на 1 м ширины плиты. Сжатая арматура, вводимая в расчет для элементов из ячеистого бетона проектных марок 75 и ниже, должна иметь диаметр не менее 6 мм и должна быть заанкерена поперечной арматурой в соответствии с п. 5.15 настоящего Руководства.

**5.14.** В однослойных элементах максимальный диаметр рабочей арматуры не должен превышать: 16 мм — при бетоне проектной марки 75 и ниже и 20 мм — при бетоне проектной марки выше 75.

## ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

**5.15(5.22).** У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура, должна предусматриваться также поперечная арматура, охватывающая крайние продольные стержни. При этом расстояние между поперечными стержнями у каждой поверхности элемента должно быть не более 500 мм и не более удвоенной ширины грани элемента.

Во внецентренно сжатых линейных элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при наличии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры хомуты должны устанавливаться на расстояниях не более $20\,d$ (где $d$ — наименьший диаметр сжатых продольных стержней). При этом конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

При армировании внецентренно сжатых элементов плоскими сварными каркасами два крайних каркаса, расположенных у противоположных граней, должны быть соединены друг с другом для образования пространственного каркаса. Для этого у граней элемента, нормальных к плоскости каркасов, должны ставиться поперечные стержни, привариваемые контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням каркасов, или шпильки, связывающие эти стержни; расстояния между приваренными поперечными стержнями должны быть не более $20d$, а между шпильками — $15d$, где $d$ — наименьший из диаметров сжатых продольных стержней.

**5.16(5.27).** В тех случаях, когда по расчету или конструктивным требованиям при $h>300$ мм требуется установка поперечной арматуры, расстояние между вертикальными поперечными стержнями в элементах должно приниматься в соответствии со следующими указаниями:

а) на приопорных участках (равных при равномерной нагрузке — $^1/_4$ пролета, а при сосредоточенных нагрузках — расстоянию от опоры до ближайшего груза, но не менее $^1/_4$ пролета):

при высоте сечения $h\leqslant 450$ мм — не более $h/2$ и не более 150 мм;

при высоте сечения $h>450$ мм — не более $h/3$ и не более 500 мм;

б) на остальной части пролета при высоте сечения $h>300$ мм — не более $^3/_4\,h$ и не более 500 мм.

**5.17.** В двуслойных ячеистобетонных элементах поперечную арматуру, устанавливаемую на сдвиг между двумя слоями, рекомендуется выполнять вертикальной в случае профилированной (ребристой) поверхности сопряжения нижнего железобетонного слоя и наклонной в случае гладкой поверхности сопряжения.

## СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ

**5.18.** Устройство стыков рабочей арматуры внахлестку без сварки, а также обрыв стержней рабочей арматуры в пролете изгибаемых элементов и по высоте внецентренно сжатых элементов из ячеистого бетона не допускается.

При специальном экспериментальном обосновании допускается устройство стыков без сварки в пролете стеновых панелей жилых зданий. В этом случае длина перепуска сварных сеток должна быть не менее 100 см; при этом за гранью обрыва должно быть не менее двух поперечных стержней, устанавливаемых по расчету.

Не в основном рабочем направлении (например, в поперечном — для балочных ребристых и плоских плит) допускается стыкование сварных сеток внахлестку.

**5.19(5.32).** Арматура из горячекатаной стали периодического профиля, горячекатаной гладкой стали и обыкновенной арматурной проволоки должна, как правило, изготовляться с применением для соединения стержней контактной сваркой — точечной и стыковой, а также в указанных ниже случаях — дуговой (ванной и протяженными швами) сварки.

Сварные соединения стержневой термически упрочненной арматуры и высокопрочной арматурной проволоки, как правило, не допускаются.

Типы сварных соединений арматуры должны назначаться и выполняться в соответствии с указаниями государственных стандартов и нормативных документов на сварную арматуру и закладные детали для железобетонных конструкций (см. прил. 5 главы СНиП II-21-75).

**5.20(5.33).** Контактная точечная сварка применяется при изготовлении сварных каркасов, сеток и закладных деталей с нахлесточными соединениями стержней.

**5.21(5.34).** Контактная стыковая сварка применяется для соединения по длине заготовок арматурных стержней. Диаметр соединяемых стержней при этом должен быть не менее 10 мм.

Контактную сварку стержней диаметром менее 10 мм допускается применять только в заводских условиях при наличии специального оборудования.

**5.22(5.35).** Дуговая сварка должна применяться:

а) для соединения стержней ненапрягаемой арматуры из горячекатаных сталей диаметром более 8 мм между собой и с сортовым прокатом (закладными деталями) в условиях монтажа, а также с анкерными и закрепляющими устройствами;

б) при изготовлении стальных закладных деталей и для соединения их на монтаже между собой в стыках сборных железобетонных конструкций;

в) для соединения стержней напрягаемой арматуры с анкерными коротышами или петлями, используемыми для натяжения, а после спуска натяжения — с анкерными шайбами или анкерными плитами.

**5.23.** При отсутствии оборудования для контактной сварки допускается для горячекатаных арматурных сталей (кроме классов A-IV и A-V) при диаметре всех соединяемых стержней 10 мм и более применять дуговую сварку в следующих случаях:

а) для соединения по длине заготовок арматурных стержней. При этом стыковые соединения стержней диаметром 20 мм и более выполнять, как правило, ванными способами сварки, а стержней диаметром до 20 мм — дуговой сваркой швами с накладками или внахлестку;

б) для изготовления арматурных сеток лишь в отдельных случаях, когда соединения стержней в пересечениях (крестом) имеют только монтажное значение;

в) для изготовления арматурных каркасов (включая сортовой прокат) с обязательными дополнительными конструктивными элементами в местах соединения стержней продольной и поперечной арматуры (косынки, лапки, крюки и т. п.).

Если соединения пересекающих стержней сварных каркасов или сеток имеют не только монтажное значение, но должны также обеспечивать прочность элемента, то осуществление таких соединений без применения дополнительных конструктивных элементов, указанных в абзаце «а» настоящего пункта, не допускается.

## СТЫКИ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

**5.24(5.42).** При стыковании железобетонных элементов сборных конструкций усилия от одного элемента к другому передаются через стыкуемую рабочую арматуру, стальные закладные детали, заполняемые бетоном швы, бетонные шпонки или (для сжатых элементов) непосредственно через бетонные поверхности стыкуемых элементов.

**5.25(5.43).** Жесткие стыки сборных конструкций должны, как правило, замоноличиваться путем заполнения между элементами швов бетоном. Если при изготовлении элементов обеспечивается плотная подгонка поверхности друг к другу, то при передаче через стык только сжимающего усилия допускается выполнение стыков «насухо».

**5.26(5.44).** Стыки элементов, воспринимающие растягивающие усилия, выполняются:

а) сваркой стальных закладных деталей;

б) сваркой выпусков арматуры;

в) пропуском через каналы или пазы стыкуемых элементов, болтов или стержней арматуры с последующим натяжением их и заполнением пазов и каналов цементным раствором или мелкозернистым бетоном.

При проектировании стыков элементов сборных конструкций должны предусматриваться такие соединения закладных деталей, при которых не происходило бы разгибания их частей, а также выколов бетона.

**5.27.** Закладные детали должны быть приварены к рабочей арматуре элементов.

## ОТДЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

**5.28(5.47).** Осадочные швы должны предусматриваться в случаях возведения здания (сооружения) на неоднородных грунтах основания (просадочных и др.), в местах резкого изменения нагрузок и т. п.

Осадочные швы, а также температурно-усадочные швы в сплошных бетонных и железобетонных конструкциях должны осуществляться сквозными, разрезая конструкцию до подошвы фундамента. Температурно-усадочные швы в железобетонных каркасах осуществляются посредством двойных колонн с доведением шва до верха фундамента.

**5.29(5.48).** В бетонных конструкциях должно предусматриваться конструктивное армирование:

а) в местах резкого изменения размеров сечения элементов;

б) в местах изменения высоты стен (на участке не менее 1 м);

в) у растянутой или менее сжатой грани внецентренно сжатых элементов, если в сечении возникают растягивающие напряжения или сжимающие напряжения менее 10 кгс/см², при наибольших сжимающих напряжениях более $0{,}8R_{пр}$ (напряжения определяются как для упругого тела); при этом коэффициент армирования $\mu$ принимается равным или более 0,025%.

Требования настоящего пункта не распространяются на элементы сборных конструкций, проверяемые в стадии транспортирования и монтажа; в этом случае необходимое армирование определяется расчетом по прочности.

Если расчетом установлено, что прочность элемента исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны, то следует учитывать требования п. 1.22 настоящего Руководства для слабоармированных элементов (без учета работы растянутого бетона).

**5.30(5.49).** Соответствие расположения арматуры ее проектному положению должно обеспечиваться специальными мероприятиями (установкой пластмассовых фиксаторов, шайб из мелкозернистого бетона и т. д.).

**5.31(5.50).** Отверстия значительных размеров в железобетонных плитах, панелях и т. п. должны окаймляться дополнительной арматурой сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), которая требуется по расчету плиты как сплошной.

**5.32(5.51).** При проектировании элементов сборных перекрытий следует предусматривать устройство швов между ними, заполняемых бетоном. Ширина швов назначается из условия обеспечения качественного заполнения их и должна составлять не менее 20 мм для элементов с высотой сечения до 250 мм и не менее 30 мм при элементах бо́льшей высоты.

**5.33(5.52).** В элементах сборных конструкций должны предусматриваться приспособления для захвата их при подъеме; инвентарные монтажные вывинчивающиеся петли, строповочные отверстия со стальными трубками, стационарные монтажные петли из арматурных стержней и т. п. Петли для подъема должны выполняться из горячекатаной стали согласно требованиям п. 2.21 настоящего Руководства и привариваться к арматурному каркасу.

**5.34.** Минимальная ширина простенков в крупноблочных зданиях из ячеистобетонных элементов должна быть не менее 50 см в несущих и не менее 40 см в самонесущих стенах; в самонесущих сте-

новых панелях из ячеистого бетона размером на комнату рекомендуется минимальная ширина простенка 50 см.

5.35. Стеновые панели высотой в один этаж при наличии в них проемов следует делать замкнутыми с армированием по верху и низу проемов сквозными сварными каркасами.

5.36. При устройстве в панелях уступов для опирания на них перемычек уступы должны армироваться двумя стержнями или сетками; диаметр стержней должен быть не менее 8 мм.

5.37. Усиление опорных сечений внецентренно сжатых элементов косвенной арматурой осуществляется установкой у торца элемента сварных сеток числом не менее двух при расстояниях между ними по высоте не более 7 см. Диаметр стержней принимается не менее 4 мм, размер ячейки—7 см, толщина защитного слоя сетки у торцов панели должна быть не более 20 мм.

## ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

Ячеистый бетон — бетон с искусственно созданными порами, состоящий из затвердевшей смеси вяжущего (цемента, извести или смешанного вяжущего) и кремнеземистого компонента (молотого песка или золы), легкий по объемному весу и прошедший автоклавную или тепловую обработку при атмосферном давлении.

1. Ячеистые бетоны подразделяются:

а) по способу твердения на:

автоклавные, которые твердеют в автоклавах при температуре 170—200°С и при соответствующем давлении насыщенного пара 9—13 атм (или 8—12 ати),

безавтоклавные, тепловлажностная обработка которых производится в пропарочных камерах или электропрогревом при температуре 90—100°С (±5°С) и нормальном давлении;

б) по способу образования пористой структуры на:

ячеистые бетоны, получаемые на основе газообразователей (газобетоны, газосиликаты и др.);

ячеистые бетоны, получаемые на основе пенообразователей (пенобетоны, пеносиликаты и др.);

в) по виду применяемого вяжущего (для автоклавных ячеистых бетонов) на:

цементные, в которых в качестве вяжущего применяется цемент или смешанное вяжущее (с заменой 40—50% цемента тонкомолотой известью, молотым доменным гранулированным шлаком или другими местными вяжущими);

бесцементные, в которых в качестве основного вяжущего применяется молотая известь, молотый гранулированный доменный шлак, молотая сланцевая зола или иное местное вяжущее.

Безавтоклавные ячеистые золобетоны преимущественно изготовляются на цементном вяжущем; допускается изготовление таких бетонов и на смешанном вяжущем;

г) по виду кремнеземистого компонента на:

ячеистые бетоны, получаемые с применением молотого кварцевого песка (газобетоны, газосиликаты, пенобетоны, пеносиликаты и др.);

ячеистые бетоны, получаемые с применением золы-уноса ТЭЦ (газозолобетоны, газозолосиликаты, пенозолобетоны, пенозолосиликаты и др.);

д) по способу формования на:

обычные ячеистые бетоны, получаемые по «литьевой» технологии без применения вибрации;

вибрированные ячеистые бетоны, получаемые с применением вибрации.

2. По области применения ячеистые бетоны подразделяются на следующие группы:

а) теплоизоляционные, объемным весом в высушенном состоянии до 500 кг/м³ (требования к этим бетонам и условия их применения приведены в ГОСТ 5742—76);

б) конструктивно-теплоизоляционные, объемным весом от 500 до 900 кг/м³, проектной марки по прочности не ниже 15;

Таблица 23

| № поз. | Вид ячеистого бетона | Основное вяжущее | Кремнеземистый компонент | Вид порообразователя | Способ тепловлажностной обработки |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| | **А. Автоклавные ячеистые бетоны на цементном или смешанном вяжущем** | | | | |
| 1 | Газобетон | Цемент | Песок кварцевый | Газообразователь | Автоклавный |
| 2 | Пенобетон | То же | То же | Пенообразователь | То же |
| | **Б. Автоклавные ячеистые бетоны на известковом вяжущем, а также безавтоклавные ячеистые бетоны** | | | | |
| 3 | Газокукермит | Сланцевая пылевидная зола | Песок кварцевый | Газообразователь | Автоклавный |
| 4 | Газошлакобетон | Молотый шлак | То же | То же | То же |
| 5 | Пеношлакобетон | То же | » | Пенообразователь | » |
| 6 | Пеносиликат | Известь | » | То же | » |
| 7 | Газосиликат | То же | » | Газообразователь | » |
| 8 | Газосиликальцит | » | » | То же | » |
| 9 | Пеносиликальцит | » | » | Пенообразователь | » |
| 10 | Газошлакосиликат | Известь, молотый шлак | » | Газообразователь | » |
| 11 | Пенозолобетон | Цемент | Зола | Пенообразователь | » |
| 12 | Газозолобетон | То же | То же | Газообразователь | » |
| 13 | Пенозолосиликат | Известь | » | Пенообразователь | » |
| 14 | Газозолосиликат | То же | » | Газообразователь | » |
| 15 | Пеношлакозолобетон | Молотый шлак | » | Пенообразователь | » |
| 16 | Газошлакозолобетон | То же | » | Газообразователь | » |
| 17 | Газозолобетон с керамзитом | Цемент | Зола, немолотый керамзит | То же | » |

*Продолжение табл. 23*

| № поз. | Вид ячеистого бетона | Основное вяжущее | Кремнеземистый компонент | Вид порообразователя | Способ тепловлажностной обработки |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 18 | Газозолосиликат с аглопоритом | Известь | Зола, немолотый аглопорит | Газообразователь | Автоклавный |
| 19 | Газозолосиликат с керамзитом | То же | Зола, немолотый керамзит | То же | То же |
| 20 | Газозолобетон | Цемент | Зола | » | Электропрогрев, пропаривание |
| 21 | Пенозолобетон | То же | То же | Пенообразователь | То же |
| 22 | Газозолошлакобетон | Цемент, молотый шлак | Зола, немолотый шлак | Газообразователь | » |

Примечания: 1. В смешанном вяжущем за основное принимается вяжущее, содержание которого составляет более 50% общего расхода вяжущего. Ячеистые бетоны (поз. 1—2) могут изготавливаться на цементном или смешанном вяжущем.

2. Расход крупного немолотого пористого заполнителя на 1 м³ ячеистого бетона принимается менее 800 л. При расходе 800 л и более — бетон относится к поризованным бетонам.

3. Разновидности ячеистых бетонов на газообразователе могут быть изготовлены как по обычной, так и по вибрационной технологии.

в) конструктивные, объемным весом от 900 до 1200 кг/м³, проектной марки не ниже 50.

3. Основные виды ячеистых бетонов, рекомендуемые для применения в практике строительства, на которые распространяется настоящее Руководство, приведены в табл. 23.

4. Ячеистые бетоны, применяемые для изготовления изделий и элементов конструкций должны удовлетворять следующим требованиям:

по проектной марке в соответствии с расчетом, но не ниже указанной в настоящем Руководстве;

по проектной марке по морозостойкости для наружных ограждающих конструкций;

по объемному весу в высушенном состоянии в соответствии с проектом;

по влажности (весовой) при отпуске изделий с завода в соответствии с ГОСТ (или МРТУ, РТУ, ТУ) на каждый вид изделий, но не более 25% для ячеистых бетонов на кварцевом песке и не более 35% для бетонов на золе;

по усадке в соответствии с ГОСТ (или МРТУ, РТУ, ТУ) на каждый вид изделий.

## РАСЧЕТ ЯЧЕИСТОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ НА ДЕЙСТВИЕ СЖИМАЮЩЕЙ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ $N$

1. Расчет железобетонных элементов из ячеистых бетонов прямоугольного сечения при их расчетной длине $l_0 \leqslant 20h$, симметричной арматуре из стали классов А-I, А-II, А-III и величине эксцентрицитета $0 < e_0 \leqslant e_0^{сл}$ (см. п. 1,24 настоящего Руководства) допускается производить из условия

$$N \leqslant k m \varphi \left[R_{пр} F + R_{а.\,с} \left(F_а + F'_а\right)\right], \qquad (106)$$

где $k$ — коэффициент по п. 2 прил. 2;

$m$ — коэффициент, принимаемый равным в зависимости от величины случайного эксцентрицитета $e_0^{сл}$ и высоты сечения

при $e_0^{сл} \leqslant 2$ см и $h > 20$ см $m = 0{,}9$;

при $e_0^{сл} \leqslant 2$ см и $h \leqslant 20$ см $m = 0{,}8$;

$\varphi$ — коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi = \varphi_б + 2\left(\varphi_ж - \varphi_б\right)\alpha, \qquad (107)$$

но принимаемый не более $\varphi_ж$;

здесь $\varphi_б$ и $\varphi_ж$ — коэффициенты, принимаемые по табл. 24 и 25 настоящего приложения,

$$\alpha = \frac{R_{а.\,с}\left(F_а + F'_а\right)}{R_{пр} F}. \qquad (108)$$

При наличии промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, $F_а$ $(F'_а)$ принимается равной половине площади сечения всей арматуры в поперечном сечении элемента.

2. Расчет бетонных элементов из ячеистых бетонов прямоугольного сечения при величине эксцентрицитета $0 < e_0 \leqslant 0{,}225h$ и $l_0 \leqslant 20h$ допускается производить из условия

$$N \leqslant k\,\varphi_б\,R_{пр}\,F\,\psi, \qquad (109)$$

где $k = 0{,}85$ — для ячеистых бетонов вида А;

$k = 0{,}75$ — для ячеистых бетонов вида Б;

$F$ — площадь поперечного сечения элемента;

$\varphi_б$ — коэффициент, принимаемый по табл. 24;

$\psi$ — коэффициент, учитывающий влияние эксцентрицитета и принимаемый равным

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h}. \qquad (110)$$

Таблица 24

| $\frac{N_{дл}}{N}$ | Коэффициент $\varphi_б$ при $l_0/h$ | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ≤6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 |
| 0 | 0,93 | 0,92 | 0,91 | 0,9 | 0,89 | 0,88 | 0,86 | 0,84 |
| 0,5 | 0,92 | 0,91 | 0,9 | 0,89 | 0,86 | 0,82 | 0,78 | 0,72 |
| 1 | 0,92 | 0,91 | 0,89 | 0,86 | 0,82 | 0,76 | 0,69 | 0,61 |

Таблица 25

| $\frac{N_{дл}}{N}$ | Коэффициент $\varphi_ж$ при $l_0/h$ | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ≤6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 |
| **А. При площади сечения промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, менее $^1/_3$ $(F_a+F'_a)$** | | | | | | | | |
| 0 | 0,93 | 0,92 | 0,91 | 0,9 | 0,89 | 0,88 | 0,86 | 0,84 |
| 0,5 | 0,92 | 0,92 | 0,91 | 0,89 | 0,88 | 0,86 | 0,83 | 0,79 |
| 1 | 0,92 | 0,91 | 0,9 | 0,89 | 0,87 | 0,84 | 0,79 | 0,74 |
| **Б. При площади сечения промежуточных стержней, расположенных у граней параллельных рассматриваемой плоскости, равной или более $^1/_3$ $(F_a+F'_a)$** | | | | | | | | |
| 0 | 0,92 | 0,92 | 0,91 | 0,89 | 0,87 | 0,85 | 0,82 | 0,79 |
| 0,5 | 0,92 | 0,91 | 0,9 | 0,88 | 0,85 | 0,81 | 0,76 | 0,71 |
| 1 | 0,92 | 0,91 | 0,89 | 0,86 | 0,82 | 0,77 | 0,7 | 0,63 |

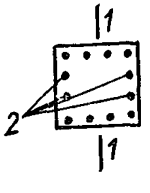
В таблицах 24 и 25:

$N_{дл}$ — продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок;

$N$ — продольная сила от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

1—1 — рассматриваемая плоскость;

2 — промежуточные стержни.




При промежуточных значениях отношений $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{N_{дл}}{N}$ коэффициенты $\varphi_б$ и $\varphi_ж$ определяются по интерполяции.

*ПРИЛОЖЕНИЕ 3*

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЕКТНОЙ МАРКИ БЕТОНА НА ЗАВОДЕ

1. Проектная марка бетона по прочности на сжатие определяется по данным испытаний эталонных образцов-кубов с ребром 15 см при средней влажности 10±2% (по весу).

Проектная марка бетона может быть также определена по данным испытаний контрольных кубов с ребром 7 и 10 см или цилиндров с диаметром и высотой 7 и 10 см с иной влажностью.

2. При испытании контрольных образцов, размеры которых отличаются от размера эталонных образцов, для перехода к прочности эталонного образца-куба с ребром 15 см следует пользоваться переводными коэффициентами $\alpha$, приведенными в табл. 26.

Таблица 26

| Ребро куба, диаметр и высота цилиндра, см | Переводной коэффициент $\alpha$ для образцов | |
|---|---|---|
| | формованных | выпиленных (высверленных) |
| 7 | 0,8 | 0,9 |
| 10 | 0,9 | 0,95 |
| 15 | 1 | 1 |

3. При испытании контрольных образцов из ячеистого бетона с влажностью, отличающейся от 10%, прочность этих образцов умножают на переводные коэффициенты $k_w$, принимаемые в зависимости от влажности бетона, по табл. 27.

Таблица 27

| Влажность ячеистого бетона $W$, % (по весу) | Переводной коэффициент $k_w$ |
|---|---|
| 0 | 0,8 |
| 5 | 0,9 |
| 10 | 1 |
| 15 | 1,05 |
| 20 | 1,1 |
| 25 и более | 1,15 |

4. Испытание контрольных образцов следует производить по ГОСТ на методы испытаний ячеистых бетонов.

*ПРИЛОЖЕНИЕ 4*

## РАСЧЕТ ОПОРНЫХ СЕЧЕНИЙ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПРИМЫКАЮЩИХ К ГОРИЗОНТАЛЬНЫМ РАСТВОРНЫМ МОНТАЖНЫМ ШВАМ

### *А. Бетонные элементы*

1. Расчет опорных сечений панелей или блоков однорядной разрезки (в зонах, примыкающих к горизонтальным швам) произво-

дится с учетом прочности раствора швов, их толщины и величины опирания плит перекрытий. Если монтаж стен производится в зимних условиях, то прочность раствора принимается по рекомендациям главы СНиП по каменным и армокаменным конструкциям.

2. Опорные сечения стеновых панелей (блоков) в зоне горизонтальных швов рассчитываются по формуле

$$N \leqslant k m_{ш} R_{пр} F_{б}, \qquad (111)$$

где $F_б$ — площадь сечения по формуле (6);

$m_ш$ — коэффициент условий работы шва для плит перекрытий из тяжелого бетона, бетонов на пористых заполнителях и плотных силикатных бетонов принимается согласно п. 3, а для плит из ячеистых бетонов согласно п. 4 прил. 4 при соблюдении условия

$$R'_{пр} \geqslant 0{,}8\, R_{пр}, \qquad (112)$$

где $R'_{пр}$ — расчетная призменная прочность бетона плит перекрытий, принимаемая по главе СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

$R_{пр}$ — расчетная призменная прочность панелей (блоков) стен из ячеистых бетонов, принимаемая по п. 2.12 настоящего Руководства;

$k = 0{,}85$ — для ячеистых бетонов вида А;

$k = 0{,}75$ — для ячеистых бетонов вида Б.

3. При контактном стыке панелей или блоков (рис. 14,*а*), а также при одностороннем платформенном опирании, когда вертикальная нагрузка в стыке передается по всей толщине стены только через торцовую часть перекрытий (рис. 14,*б*) коэффициент $m_ш = m_{конт}$, определяемому по формуле

$$m_{конт} = k_{ш}\left(1 - \frac{0{,}08}{0{,}2 + \frac{\overline{R}_{ш}}{\overline{R}}}\right) \leqslant 0{,}9, \qquad (113)$$

где $k_ш$ — коэффициент, зависящий от толщины шва и прочности раствора

$$k_{ш} = 1{,}4 - 3{,}2\,\frac{h_{ш}}{h} + \left(3{,}2\,\frac{h_{ш}}{h} - 0{,}4\right)\sqrt{\frac{\overline{R}_{ш}}{\overline{R}}}; \qquad (114)$$

$\overline{R}_ш$ — проектная марка раствора, принимается в соответствии с п. 1 прил. 4;

$\overline{R}$ — проектная марка бетона стеновых панелей (блоков);

$h_ш$ — толщина растворного шва;

$h$ — толщина стеновой панели (блока).

При платформенном двустороннем опирании перекрытий, когда зазор между панелями перекрытий заполнен раствором (рис. 14,*в*) коэффициент $m_ш = m_{плат}$, определяемому по формуле

$$m_{плат} = 0{,}9\left[m_{конт}\,\frac{F_{пер}}{F} + k_{зам}\left(1 - \frac{F_{пер}}{F}\right)\,\frac{\overline{R}_{зам}}{\overline{R}_{пер}}\right] \leqslant 0{,}8, \qquad (115)$$

где $F_{пер}$ — суммарная площадь опорных участков перекрытий;

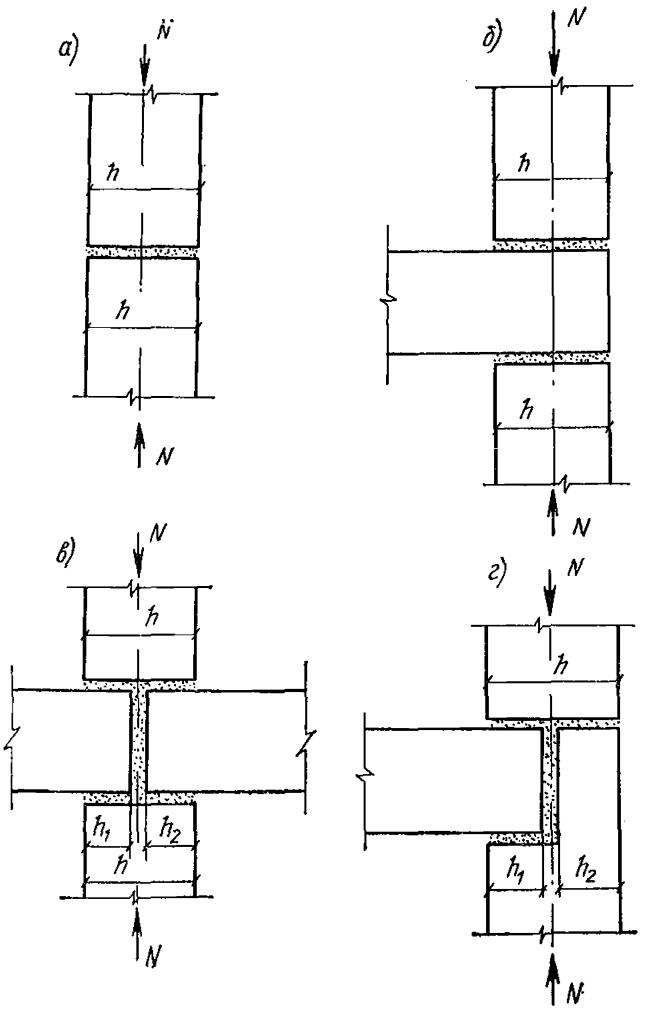



**Рис. 14. Опорные сечения стен из панелей (блоков)**

*а* — стык контактный; *б* — одностороннее платформенное опирание с перекрытием, заведенным на всю толщину стены; *в* — стык платформенный; *г* — то же, с комбинированным опиранием

$\overline{R}_{зам}$ — проектная марка бетона или раствора замоноличивания полостей между торцами панелей перекрытий;

$\overline{R}_{пер}$ — проектная марка бетона панелей перекрытий;

$k_{зам}$ — коэффициент, равный: 1 — при сборно-монолитном соединении панелей перекрытий и 0,9 — при заполнении зазора между торцами перекрытий раствором.

При комбинированном опирании, когда вертикальная сила передается частично через торцовую часть перекрытия, а частично непосредственно от панели на панель (рис. 14,*г*), коэффициент $m_ш = m_{комб}$, определяемому по формуле

$$m_{комб} = 0{,}9\, m_{конт}\, \frac{h_1 + h_2}{h} \leqslant 0{,}8, \qquad (116)$$

где $h_1$ — величина опирания перекрытия на панели стен;

$h_2$ — величина непосредственного контакта стеновых панелей.

Примечание. Если торцы плит перекрытий не вертикальны, то прочность стеновых панелей (блоков) должна быть проверена с учетом коэффициента $m_ш$ в двух уровнях — под перекрытием и над ним.

4. В случае применения плит перекрытий из ячеистого бетона в формулу (111) вводится дополнительный коэффициент условий работы $m_п^я$, принимаемый равным

$$m_п^я = 0{,}7\,R'_{пр}/R_{пр} + 0{,}05 \leqslant 1{,}0, \qquad (117)$$

где $R'_{пр}$ — расчетная призменная прочность ячеистого бетона плиты перекрытия, принимаемая в соответствии с п. 2.12 настоящего Руководства.

5. Плиты перекрытия из пустотных настилов с тщательной заделкой опорных участков настила бетоном в заводских условиях допускается применять в зданиях высотой менее девяти этажей. Коэффициент условий работы стыка $m_ш$, учитываемый при расчете опорных сечений панелей, определяется согласно п. 3 прил. 4 с умножением на дополнительный понижающий коэффициент 0,7; при этом величина коэффициента $m_ш$ должна быть не более 0,55. В случаях, когда торцы опорных участков пустотных настилов не заделываются или имеют несовершенную заделку (закладка кирпичом), дополнительный понижающий коэффициент принимается равным 0,4.

6. В стеновых панелях, имеющих оконные проемы, при расчете сечений, расположенных на уровнях перекрытий (горизонтальных стыков), допускается учитывать распределение усилий с простенков панелей на перемычки. В этом случае расчетная ширина панели в зоне горизонтального шва принимается равной

$$b_{прив} = b + 0{,}5\,(c_1 + c_2), \qquad (118)$$

где $b$ — ширина простенка здания;

$c_1$, $c_2$ — высота перемычек смежных в стыке панелей.

### *Б. Железобетонные элементы*

7. Расчет опорных сечений стен из железобетонных элементов, примыкающих к горизонтальным растворным монтажным швам и не имеющих специального косвенного армирования, в соответствии с п. 5.37 проводят так же, как бетонных элементов согласно п. 1—5 настоящего приложения.

При наличии специального косвенного армирования необходимо учитывать следующее:

а) для бетонных и железобетонных панелей (блоков), нижний и верхний участок которых усилены поперечными сетками, при расчете опорных сечений (в зоне горизонтальных швов) в формуле (111) вместо $R_{пр}$ принимается приведенное расчетное сопротивление, с учетом армирования определяемое по формуле

$$R_{пр}^{а} = R_{пр} + \frac{\mu'\,R'_а}{100} \leqslant 1{,}2\,R_{пр}; \qquad (119)$$

б) при армировании растворного шва сеткой разрешается принимать $R^{а}_{пр} \leqslant 1{,}3R_{пр}$;

в) при косвенном (сетчатом) армировании торцов железобетонных панелей (блоков) допускается учитывать влияние продольного армирования панелей (блоков) на несущую способность панелей (блоков) в опорном сечении.

В этом случае приведенное расчетное сопротивление бетона опорных участков с учетом армирования $R^{а}_{пр}$ определяется по формуле

$$R^{а}_{пр} = R_{пр} + \frac{k_а \mu R_а}{100} + \frac{\mu' R'_а}{100} \leqslant 1{,}3 R_{пр}, \qquad (120)$$

где $R_{пр}$ — расчетная призменная прочность бетона панели (блока) по п. 2.12 настоящего Руководства;

$R_а$ — расчетное сопротивление продольной арматуры;

$\mu$ — процент армирования продольной арматуры;

$k_а = 0{,}5$ — коэффициент условий работы продольной арматуры;

$R'_а$ — расчетное сопротивление косвенной арматуры;

$\mu'$ — процент косвенного армирования по объему.

Для сеток с квадратными ячейками из арматуры сечением $f_а$ с размером ячейки $c$, при расстоянии между сетками по высоте $s$

$$\mu' = \frac{2 f_а \cdot 100}{cs}; \qquad (121)$$

г) поперечное армирование учитывается при прочности раствора в швах не менее 25 кгс/см² и при толщине шва не более 20 мм.

При толщине монтажного шва 30 мм и более его также необходимо армировать сеткой;

д) продольное и поперечное армирование сжатых элементов необходимо выполнять в соответствии с конструктивными требованиями, приведенными в разделе 5 настоящего Руководства.

## *ПРИЛОЖЕНИЕ 5*

## ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

### *Примеры расчета сжатых элементов*

Пример 1. Даны размеры сечения сжатого элемента внутренней несущей стены: ширина $b = 100$ см; толщина $h = 24$ см; высота $H = 256$ см; нижние и верхние опоры стены — шарнирные. Стена запроектирована из газобетонных панелей; газобетон вида А объемным весом 800 кг/м³, проектной марки по прочности 50. Расчетная установившаяся влажность газобетона $W_у = 10\%$ (по весу), влажность газобетона при отпуске с завода $W_з = 25\%$ (по весу).

Расчетные продольные силы:

от постоянной и длительной действующей нагрузки $N^{дл}_1 = 17\,570$ кгс:

от кратковременно действующей нагрузки $N_1^к = 2270$ кгс;

полная продольная сила $N = N_1 = N_1^{дл} + N_1^к = 19\,840$ кгс.

Эксцентрицитет продольной силы $e_0 = 2$ см. Расчетная длина элемента $l_0 = H = 256$ см.

Требуется проверить несущую способность элемента стены в пролетном сечении в середине высоты стены.

Расчет — по табл. 9 настоящего Руководства при проектной марке по прочности 50, $R_{пр} = 22$ кгс/см², по табл. 10 настоящего Руководства принимаются коэффициенты условий работы: $m_{б1} = 0{,}85$; $m_{б3} = 0{,}9$; $m_{б6} = 0{,}85$. $R_{пр}^0 = m_{б1} m_{б3} m_{б6} R_{пр} = 0{,}85 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}85 \cdot 22 = 14{,}3$ кгс/см². Гибкость элемента $\lambda^h = l_0 : h = 256 : 24 = 10{,}7$:

а) согласно п. 3.3 настоящего Руководства при $\lambda^h > 4$ необходимо учитывать влияние прогибов на несущую способность элемента путем умножения эксцентрицитета $e_0$ на коэффициент $\eta$, вычисленный согласно п. 3.6 настоящего Руководства;

б) так как гибкость $\lambda^h = 10{,}7 < 20$, а эксцентрицитет $e_0 < 0{,}225\ h$ согласно п. 1.24 настоящего Руководства, допускается производить расчет несущей способности элемента в соответствии с п. 2 прил. 2 с учетом коэффициента $\varphi_б$.

а) Расчет с учетом коэффициента $\eta$

Согласно п. 3.6 настоящего Руководства для газобетона вида А коэффициент $\beta = 1{,}3$. Отношение изгибающих моментов

$$M_1^{дл} : M_1 = N_1^{дл} : N_1 = 17\,570 : 19\,840 = 0{,}88.$$

По формуле (14) настоящего Руководства

$$k_{дл} = 1 + \beta \frac{M_1^{дл}}{M_1} = 1 + 1{,}3 \cdot 0{,}88 = 2{,}14.$$

Согласно табл. 11 настоящего Руководства для проектной марки бетона по прочности 50 начальный модуль упругости $E_б = 38\,000$ кгс/см²;

$$J = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \cdot 24^3}{12} = 115\,200 \text{ см}^4.$$

Согласно п. 3.6 настоящего Руководства коэффициент $t$ равен

$$t = e_0 : h = 2 : 24 = 0{,}0834.$$

По формуле (15) настоящего Руководства

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

$$= 0{,}5 - 0{,}01 \cdot 10{,}7 - 0{,}001 \cdot 14{,}3 = 0{,}379;$$

$$t = 0{,}0834 < t_{мин} = 0{,}379, \quad \text{принимаем } t = 0{,}379.$$

По формуле (13) настоящего Руководства

$$N_{кр} = \frac{6{,}4\, E_б J}{k_{дл}\, l_0^2} \left( \frac{0{,}11}{0{,}1 + t} + 0{,}1 \right) = \frac{6{,}4 \cdot 38\,000 \cdot 115\,200}{2{,}14 \cdot 256^2} \times$$

$$\times \left( \frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}379} + 0{,}1 \right) = 65\,923 \text{ кгс}.$$

По формуле (12)

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \dfrac{19\,840}{65\,923}} = 1{,}43.$$

По формуле (6)

$$F_б = bh\left(1 - \frac{2e_0\,\eta}{h}\right) = 100 \cdot 24\left(1 - \frac{2 \cdot 2 \cdot 1{,}43}{24}\right) = 1829 \text{ см}^2.$$

По формуле (5) несущая способность элемента стены равна

$$N_{пр} = k\,R^0_{пр}\,F_б = 0{,}85 \cdot 14{,}3 \cdot 1829 = 22\,232 \text{ кгс} > N = 19\,840 \text{ кгс}.$$

Таким образом, несущая способность элемента стены в пролетном сечении достаточна.

б) Согласно п. 2 и табл. 24 приложения 2 при $\lambda^h = 10{,}7$ и $N_{дл}/N = 0{,}88$ коэффициент $\varphi_б = 0{,}872$.

Площадь поперечного сечения равна

$$F = b\,h = 100 \cdot 24 = 2400 \text{ см}^2.$$

По формуле (110)

$$\psi = 1 - \frac{2\,e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 2}{24} = 0{,}833.$$

По формуле (109) несущая способность элемента стены равна $N_{пр} = k\,\varphi_б\,R^0_{пр}F\,\psi = 0{,}85 \cdot 0{,}872 \cdot 14{,}3 \cdot 2400 \cdot 0{,}833 = 21\,190$ кгс $> N =$ $= 19\,840$ кгс.

Следовательно, и в этом случае несущая способность элемента стены в пролетном сечении достаточна.

Пример 2. Дано: сжатый элемент внутренней несущей стены из газобетона вида А, проектной марки по прочности 50, шириной $b = 100$ см, толщиной $h = 24$ см.

Железобетонные междуэтажные перекрытия из обычного тяжелого железобетона проектной марки по прочности $\overline{R}_{пер} =$ $= 200$ кгс/см$^2$ опираются на элемент стены, на глубину $h_1 = h_2 =$ $= 10$ см.

Стык междуэтажных перекрытий и несущих стен — платформенный; толщина растворного шва $h_ш = 2$ см, проектная марка раствора $\overline{R}_ш = 100$ кгс/см$^2$, проектная марка бетона замоноличивания полостей между торцами панелей перекрытий $\overline{R}_{зам} = 200$ кгс/см$^2$. В опорном сечении действует нагрузка $N = 19\,840$ кгс.

Требуется проверить несущую способность опорного сечения элемента стеновой панели в зоне платформенного стыка.

Расчет. Согласно п. 3.6 настоящего Руководства в опорном сечении коэффициент $\eta = 1$. Расчет производим в соответствии с прил. 4.

По формуле (114) коэффициент $k_ш$ равен:

$$k_ш = 1{,}4 - 3{,}2\,\frac{h_ш}{h} + \left(3{,}2\,\frac{h_ш}{h} - 0{,}4\right) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{\overline{R}_ш}{\overline{R}}} = 1{,}4 - 3{,}2\,\frac{2}{24} + \left(3{,}2\,\frac{2}{24} - 0{,}4\right) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{100}{50}} = 0{,}944.$$

Коэффициент $m_{конт}$ по формуле (113) равен:

$$m_{конт} = k_{ш}\left(1 - \frac{0{,}08}{0{,}2 + \frac{\bar{R}_{ш}}{\bar{R}}}\right) = 0{,}944\left(1 - \frac{0{,}08}{0{,}2 + \frac{100}{50}}\right) =$$

$$= 0{,}91 > 0{,}9.$$

По формуле (113) принимаем $m_{конт} = 0{,}9$; $k_{зам} = 1$.

Коэффициент $m_{ш} = m_{плат}$ и по формуле (115) равен

$$m_{плат} = 0{,}9\left[m_{конт}\frac{F_{пер}}{F} + k_{зам}\left(1 - \frac{F_{пер}}{F}\right)\frac{\bar{R}_{зам}}{\bar{R}_{пер}}\right] =$$

$$= 0{,}9\left[0{,}9\,\frac{20\cdot 100}{24\cdot 100} + 1{,}0\left(1 - \frac{20\cdot 100}{24\cdot 100}\right)\frac{2000}{2400}\right] = 0{,}825 > 0{,}8.$$

Согласно формуле (115) принимаем $m_{ш} = m_{плат} = 0{,}8$.

По формуле (6)

$$F_{б} = b\,h\left(1 - \frac{2\,e_0\,\eta}{h}\right) = 100\cdot 24\left(1 - \frac{2\cdot 2\cdot 1}{24}\right) = 2000 \text{ см}^2.$$

Несущую способность в опорном сечении определяем по формуле (111)

$$N^{оп}_{п\,р} = k\,m_{ш}\,R^{0}_{пр}\,F_{б} = 0{,}85\cdot 0{,}8\cdot 14{,}3\cdot 2000 = 19\,450 \text{ кгс} \approx N =$$

$$= 19\,840 \text{ кгс}.$$

Таким образом, несущая способность в опорном сечении достаточна, перенапряжение составляет всего 2%, что вполне допустимо.

### *Примеры расчета изгибаемых элементов*

Пример 1. Дано: плита покрытия пролетом 6 м, шириной 1,5 м, толщиной 24 см для промышленных зданий с внутренней влажностью помещения $W = 60\%$. Материал-автоклавный газобетон класса А, объемным весом 700 кг/м³, проектной марки 35.

Снеговая нагрузка 100 кгс/м². Арматура класса А-II защищается от коррозии цементно-битумной обмазкой.

Расчетный пролет плиты 5,9 м.

1. Определение нагрузок и усилий, действующих на плиту.

Нормативный объемный вес ячеистого бетона, необходимый для определения собственного веса плиты, принимаем по табл. 6 настоящего Руководства — 950 кг/м³.

Собственный вес 1 м² плиты $950\cdot 0{,}24 = 230$ кг;

вес заливки швов — 16 кг;

вес рубероидного ковра — 20 кг.

Итого $g^{н}_{св} = 266$ кгс/м².

*Определение усилий, действующих на плиту при расчете по первому предельному состоянию*

Полная расчетная нагрузка

$$q = q^{н}_{св} \cdot 1{,}2 + p \cdot 1{,}4 = 265 \cdot 1{,}2 + 100 \cdot 1{,}4 = 456 \text{ кгс/м}^2.$$

Расчетный момент

$$M = \frac{q\,b\,l^2}{8} = \frac{456 \cdot 1{,}5 \cdot 9^2}{8} = 2960 \text{ кгсм}.$$

Поперечная сила

$$Q = \frac{q\,b\,l}{2} = \frac{456 \cdot 1{,}5 \cdot 5{,}9}{2} = 2000 \text{ кгс}.$$

*Определение усилий, действующих на плиту при расчете по второму предельному состоянию*

В соответствии с п. 1.23 и табл. 1 настоящего Руководства плиты покрытий рассчитываются по прогибам на длительные и постоянные нагрузки.

Согласно главы СНиП по нагрузкам и воздействиям к постоянным нагрузкам относится собственный вес плиты, а к длительным (для III—IV) — снеговая нагрузка, уменьшенная на 70 кгс/м$^2$.

Таким образом, при расчете прогибов нагрузка будет равна

$$q^{н}_{дл} = g^{н}_{св} + (p^{н} - 70) = 266 + (100 - 70) = 296 \text{ кгс/м}^2.$$

Нормативный момент при расчете прогибов

$$M^{н}_{дл} = \frac{296 \cdot 1{,}5 \cdot 5{,}9^2}{8} = 1930 \text{ кгсм}.$$

1. Расчетные и нормативные сопротивления

Расчетные и нормативные сопротивления должны быть назначены с учетом средней установившейся влажности газобетона в соответствии с табл. 3 настоящего Руководства, согласно которой в конструкциях покрытий ячеистые бетоны, изготовленные на песке, имеют расчетную установившуюся влажность 15%.

Следовательно, основные расчетные сопротивления бетона, принимаемые соответственно табл. 8 и 9 настоящего Руководства, должны быть умножены на коэффициенты условий работы, учитывающие влажность конструкций и длительность действия нагрузки (см. п. 2.12 настоящего Руководства). Коэффициенты условий работы принимаются в соответствии с табл. 10 настоящего Руководства. При расчете по первому предельному состоянию принимаются коэффициенты условий работы:

$$m_{б\,1} = 0{,}85;$$

$$m_{б\,в} = 0{,}95;$$

$$R_{пр} = 1{,}5 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}95 = 12 \text{ кгс/см}^2;$$

$$R_{р} = 1{,}4 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}95 = 1{,}13 \text{ кгс/см}^2.$$

При расчете по второму предельному состоянию принимаются коэффициенты условий работы:

$$m_{б\,1} = 1;$$

$$m_{б\,6} = 0{,}95;$$

$$R_{пр\,II} = 23 \cdot 0{,}95 = 22 \text{ кгс/см}^2;$$

$$R_{р\,II} = 3{,}1 \cdot 0{,}95 = 2{,}95 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетное сопротивление растянутой арматуры класса А-II принимается согласно табл. 14 настоящего Руководства.

$$R_а = 2700 \text{ кгс/см}.$$

Расчетное сопротивление сжатой арматуры класса А-II принимается с учетом табл. 14 и п. 2.24 настоящего Руководства

$$R_{а.\,с} = m_{б\,6}\ R_а = 1 \cdot 2700 < 3000 \text{ кгс/см}^2,$$

допускаемого табл. 16.

Следовательно, принимаем

$$R_{а.\,с} = 2700 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетное сопротивление поперечной арматуры для бетона марки 35 принимается по табл. 18 настоящего Руководства.

$$R_{а.\,х} = 520 \text{ кгс/см}^2.$$

Для бетона марки 35 вида А модуль упругости $E_б$ принимается равным 25 000 кгс/см², в соответствии с табл. 11 настоящего Руководства.

Для арматуры класса А-II модуль упругости $E_а$ принимается равным 2 100 000 кгс/см², в соответствии с табл. 19 настоящего Руководства.

2. Расчет прочности по нормальным сечениям

Расчет ведется с помощью табл. 28 прил. 6.

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a - \frac{d}{2} = 24 - 2{,}5 - 0{,}5 = 21 \text{ см}.$$

Определяем граничную высоту сжатой зоны бетона для данного класса арматуры по формуле (21):

$$\xi_R = \frac{0{,}73}{1 + \frac{2700}{4000}\left(1 - \frac{0{,}73}{1{,}1}\right)} = 0{,}6.$$

По табл. 28 прил. 5 этой граничной высоте соответствует коэффициент $A_0 = 0{,}42$.

Определяем коэффициент $A_0$ от расчетного момента:

$$A_0 = \frac{M}{b\,h_0^2\,R_{пр}} = \frac{296\,000}{150 \cdot 21^2 \cdot 12} = 0{,}375 < 0{,}42.$$

Следовательно, по расчету сжатая арматура не требуется.

Определяем площадь сечения растянутой арматуры из расчета по прочности.

По табл. 28 прил. 6 коэффициенту $A_0=0{,}375$ соответствует коэффициент $\gamma_0=0{,}75$,

$$F_a = \frac{M}{\gamma_0 h_0 R_a} = \frac{296\,000}{0{,}75 \cdot 21 \cdot 2700} = 7 \text{ см}^2.$$

Предварительный расчет прогибов показал, что по деформациям площадь сечения арматуры должна быть увеличена на 30% по сравнению с расчетной площадью арматуры по прочности. Принимаем растянутую арматуру

$$8\varnothing 12 F_a = 9{,}05 \text{ см}^2.$$

Армирование плиты выполняется каркасами, конструктивная сжатая арматура принимается $8\varnothing 6$ $F'_a = 2{,}26$ см$^2$.

3. Расчет прочности по наклонным сечениям

а) На поперечную силу:
проверяем условие (40) настоящего Руководства.
Поперечная сила, действующая на плиту, $Q=2000$ кгс,

$$Q \leqslant 0{,}35 R_{пр} b h_0;$$

$0{,}35 \cdot 12 \cdot 150 \cdot 21 = 13\,000$ кгс $> 2000$ кгс.
Следовательно, действующая поперечная сила меньше предельной.

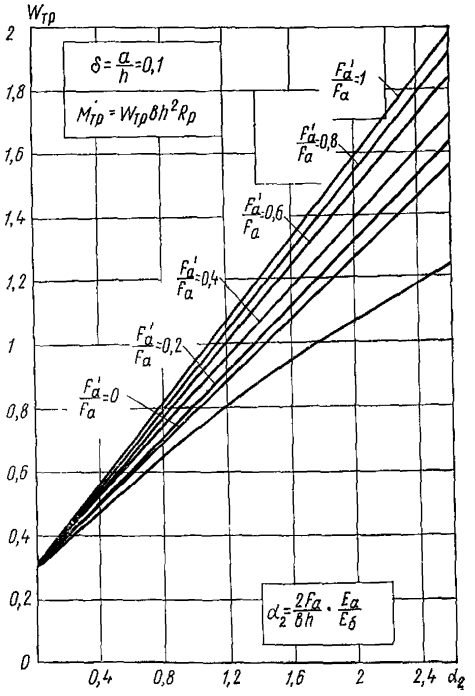



**Рис. 15. График значений коэффициента $W_{тр}$ для определения момента появления трещин в изгибаемых элементах прямоугольного сечения при $\delta_1 = 0{,}1$**

Проверяем условие (41) настоящего Руководства:

$$Q \leqslant k_1 R_p b h_0.$$

Принимаем $k_1 = 0{,}8$ с учетом повышения его величины на 25% для плит сплошного сечения

$$Q = 0{,}8 \cdot 1{,}13 \cdot 150 \cdot 21 = 2850 \text{ кгс} \geqslant 2000 \text{ кгс}.$$

При соблюдении обоих условий поперечная арматура устанавливается по конструктивным соображениям.

б) На момент:

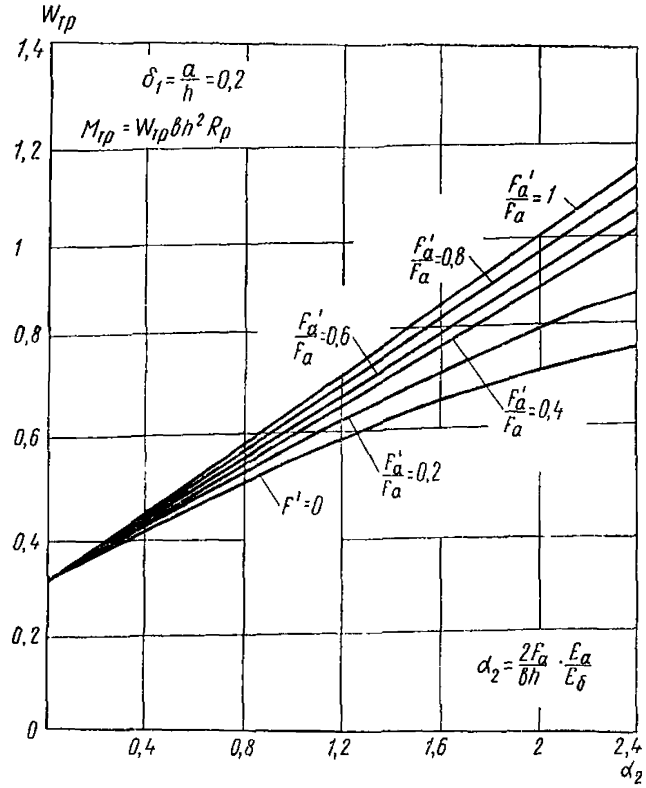



**Рис. 16. График значений коэффициента $W_{тр}$ для определения момента появления трещин в изгибаемых элементах прямоугольного сечения при $\delta_1 = 0{,}2$**

для определения начала наиболее опасного косого сечения вычисляем $M_{тр}$ с помощью графиков (рис. 15 и 16) по следующим характеристикам:

$$\delta = \frac{a}{h} = \frac{3}{24} = 0{,}125;$$

$$\frac{F_a'}{F_a} = \frac{2{,}26}{9{,}05} = 0{,}25;$$

$$\alpha = \frac{2F_a}{bh} \cdot \frac{E_a}{E_б} = \frac{2 \cdot 9{,}05}{150 \cdot 24} \cdot \frac{2\,100\,000}{25\,000} = 0{,}42.$$

По графику рис. 15 находим, что $W_{тр} = 0{,}57$.

$$M_{тр} = W_{тр} b h^2 R_р = 0{,}57 \cdot 150 \cdot 24^2 \cdot 1{,}13 = 51\,710 \text{ кгсм}.$$

По формуле (51) настоящего Руководства определяем расстояние от опоры до ближайшей наклонной трещины

$$a_т = \frac{M_{тр}}{Q} = \frac{51\,710}{2000} = 26 \text{ см}.$$

По формуле (46) настоящего Руководства находим расчетное усилие в поперечных стержнях, приходящихся на единицу длины элемента

$$q_х = R_{а.\,х}\,\frac{F_х}{u_х}.$$

Площадь сечения поперечных стержней в одной плоскости, нормальной к оси элемента (8∅4)

$$F_х = f_х\,n_х = 0{,}126 \cdot 8 = 1{,}01 \text{ см}^2.$$

$$q_х = 550\,\frac{1{,}01}{24{,}1} = 23 \text{ кгс/см}^2.$$

При поперечных стержнях, равномерно распределенных вдоль оси элемента, проекцию длины наиболее опасного наклонного сечения на ось элемента $c_м$ определяют по формуле

$$c_м = \frac{Q}{q_х} = \frac{2000}{23} = 87 \text{ см}.$$

При равномерно распределенной нагрузке конец наиболее опасного сечения не может выходить за $^1/_4$ пролета, т. е. $c_м = \frac{l_0}{4} - a_{тр} = \frac{590}{4} - 26 = 116$ см, так как 87 см $<$ 116 см, принимаем $c_м =$ =87 см.

Для определения усилия $N_а$, передающегося на анкеры продольной арматуры, вычисляем момент, воспринимаемый поперечными стержнями

$$M_z = \Sigma\, R_{а.\,х}\,F_х\,z_х = q_х\,\frac{c_м^2}{2} = 23\,\frac{87^2}{2} = 86\,600 \text{ кгс·м}.$$

Определяем выдергивающее усилие в продольных стержнях:

$$N_а = \frac{M - M_z}{z} = \frac{296\,000 - 86\,600}{21 - 3} = 11\,600 \text{ кгс}.$$

Усилие в одном продольном стержне

$$N_{а\,1} = \frac{11\,600}{8} = 1460 \text{ кгс}.$$

Принимаем анкеровку продольной арматуры в виде двух поперечных стержней диаметром 12 мм.

По формуле 50 настоящего Руководства определяем анкерующее усилие в одном продольном стержне

$$N_{ан} = 5\,n_а\,d_1^2\,R_{пр}\,\sqrt[3]{\frac{E_а}{E_б}} + m_в\,m_{сц}\,m_{а\,в}\,R_р\,a_к\,u =$$

$$= 5 \cdot 2 \cdot 1{,}2^2 \cdot 12 \sqrt[3]{\frac{2\,100\,000}{25\,000}} + 1{,}0 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}95 \cdot 26 \cdot 1{,}2 \cdot 3{,}14 =$$

$$= 1480 \text{ кгс} > 1460 \text{ кгс}.$$

4. Расчет по второму предельному состоянию

Ввиду того что конструкции из ячеистых бетонов могут иметь технологические трещины, расчет их по прогибам ведется в стадии работы с трещинами.

По формулам (93)—(101) находим характеристики для определения кривизны:

$$L = \frac{M}{b h_0^2 R_{\text{пр II}}} = \frac{193\,000}{150 \cdot 21^2 \cdot 22} = 0{,}132;$$

$$\mu = \frac{F_a}{b h_0} = \frac{9{,}05}{150 \cdot 21} = 0{,}00287;$$

$$n = \frac{E_a}{E_б} = \frac{2\,100\,000}{25\,000} = 84;$$

$$\gamma' = \frac{\frac{n}{2\nu} F_a'}{b h_0} = \frac{\frac{84}{2 \cdot 0{,}26} \cdot 2{,}26}{150 \cdot 21} = 0{,}116;$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h'_n}{2 h_0}\right) = \gamma' = 0{,}116;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}4 + \frac{1 + 5\,(L + T)}{10\,\mu\, n}} = \frac{1}{1{,}4 + \frac{1 + 5\,(0{,}132 + 0{,}116)}{10 \cdot 0{,}00287 \cdot 84}} = 0{,}429;$$

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{2a'}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2\,(\gamma' + \xi)}\right] = 21 \left[1 - \frac{\frac{6}{21}\,0{,}116 + 0{,}429^2}{2\,(0{,}116 + 0{,}429)}\right] =$$

$$= 16{,}8 \text{ см}.$$

Для определения коэффициента $\psi_a$ находим разрушающий момент

$$M_р = \sigma_т F_a \left(h_0 - \frac{\sigma_т F_a}{2 b R_{\text{пр II}}}\right) =$$

$$= 3000 \cdot 9{,}05 \left(21 - \frac{3000 \cdot 9{,}05}{2 \cdot 150 \cdot 22}\right) = 465\,000 \text{ кгсм};$$

$$\psi_a = 0{,}5 + 0{,}8 \frac{M^н_{дл}}{M_р} = 0{,}5 + 0{,}8 \frac{193\,000}{465\,000} = 0{,}83.$$

Находим кривизну от длительного действия части снеговой нагрузки и собственного веса плиты

$$\frac{1}{\rho} = \frac{193\,000}{21 \cdot 16{,}8} \times$$

$$\times \left[\frac{0{,}83}{2\,100\,000 \cdot 9{,}05} + \frac{0{,}7}{(0{,}116 + 0{,}429)\ 150 \cdot 21 \cdot 21\,000 \cdot 0{,}26}\right] =$$

$$= 547\ (0{,}437 \cdot 10^{-7} + 0{,}746 \cdot 10^{-7}) = 6{,}47 \cdot 10^{-5}.$$

Прогиб определяем по формуле (104)

$$f = s\ \frac{1}{\rho}\ l^2.$$

По табл. 29 прил. 5 находим, что коэффициент

$$s = \frac{5}{48}\ ;$$

$$f = \frac{5}{48}\ 6{,}47 \cdot 10^{-5} \cdot 590^2 = 2{,}35\ \text{см};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2{,}35}{590} = \frac{1}{251} < \left[\frac{1}{200}\right],$$

т. е. меньше допустимого прогиба, согласно табл. 1 настоящего Руководства.

5. Определение ширины раскрытия трещин

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, с учетом длительного действия нагрузки определяем по формуле (82)

$$a_т = k\, c_д\, \eta\ \frac{\sigma_a}{E_a}\ 20\ (3{,}5 - 100\,\mu)\ \sqrt[3]{d}\,.$$

Находим напряжение в растянутой арматуре от нормативного момента

$$\sigma_a = \frac{M^н}{F_a z} = \frac{193\,000}{9{,}05\ (21 - 3)} = 1180\ \text{кгс/см}^2,$$

где $k = 1$ для изгибаемых элементов,

$c_д$ — с учетом длительного действия нагрузки — 2,5;

$\eta$ — для стержневой арматуры периодического профиля — 1;

$d$ — диаметр продольной арматуры (мм) — 12;

$\mu$ — 0,0287;

$$a_т = 1 \cdot 2{,}5\ \frac{1180}{2\,100\,000}\ 20\ (3{,}5 - 100 \cdot 0{,}00287)\ \sqrt[3]{12} =$$

$$= \frac{44}{210} = 0{,}2\ \text{мм} < 0{,}4\ \text{мм},$$

т. е. меньше допустимой (см. п. 1.23 настоящего Руководства).

Пример 2. Дано: двуслойная предварительно-напряженная плита пролетом 6 м, шириной 1,5 м, высотой 25 см для покрытия производственного здания с внутренней влажностью помещения $W = 60\%$.

Верхний слой плиты высотой 20 см выполняется из газобетона класса А проектной марки по прочности 35, объемного веса

700 кг/м³, нижний слой плиты высотой 5 см выполняется из тяжелого бетона.

Рабочая арматура плиты принимается из высокопрочной арматурной проволоки класса В-II диаметром 5 мм. Снеговая нагрузка на плиту составляет $g_c = 250$ кгс/м² (для VI района). Расчетный пролет плиты 5,9 м.

1. Определение нагрузок и усилий, действующих на плиту

Нормативный объемный вес ячеистого бетона, равный 950 кг/м³, принимаем по табл. 6 настоящего Руководства.

| | |
|---|---|
| Собственный вес 1 м² плиты $950 \cdot 0{,}25 =$ | 240 кгс/м² |
| Вес заливки швов | = 16 кгс/м² |
| Вес рубероидного ковра | = 20 кгс/м² |
| Итого $g^{н}_{с.в}$ | = 276 кгс/м² |

а) Определение усилий, действующих на плиту при расчете по первому предельному состоянию:

полная расчетная нагрузка

$$q = q^{н}_{с.в}\, n_{с.в} + q_{сн}\, n_{сн} = 276 \cdot 1{,}2 + 250 \cdot 1{,}4 = 330 + 350 = 680 \text{ кгс/м}^2,$$

где коэффициенты перегрузки $n_{с.в}$ и $n_{сн}$ принимаются в соответствии с главой СНиП по проектированию с учетом нагрузок и воздействий.

Расчетный момент на погонный метр

$$M = \frac{q\, b\, l^2}{8} = \frac{680 \cdot 1{,}5 \cdot 5{,}9^2}{8} = 4400 \text{ кгсм}.$$

Поперечная сила

$$Q = \frac{q\, b\, l}{2} = \frac{680 \cdot 1{,}5 \cdot 5{,}9}{2} = 3000 \text{ кг}.$$

б) Определение усилий, действующих на плиту при расчете по второму предельному состоянию.

В соответствии с п. 1.25 и табл. 1 настоящего Руководства, плиты покрытий рассчитываются по прогибам на длительные и постоянные нагрузки.

Согласно главе СНиП по проектированию с учетом нагрузок и воздействий к постоянным нагрузкам относится собственный вес плиты, а к длительным (для района III—VI) — снеговая нагрузка, уменьшенная на 70 кгс/м².

Определяем нагрузку и момент для расчета прогибов

$$q^{н}_{дл} = q^{н}_{с.в} + (p^{н}_{сн} - 70) = 276 + (250 - 70) = 456 \text{ кгс/м}^2$$

и момент для расчета прогибов

$$M^{н} = \frac{q^{н}_{дл}\, b\, l^2}{8} = \frac{456 \cdot 1{,}5 \cdot 5{,}9^2}{8} = 2970 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

2. Расчетные и нормативные сопротивления

Расчетные и нормативные сопротивления должны быть назначены с учетом средней установившейся влажности газобетона. Влажность газобетона плиты, определяемая по табл. 3 настоящего Руководства, равна 15%.

Расчетное и нормативное сопротивления газобетона принимаются по табл. 8 и 9 настоящего Руководства и умножаются на коэффициенты условий работы, учитывающие влажность и длительность действия нагрузки (см. п. 2.12 настоящего Руководства). Коэффициенты условий работы газобетона принимаются в соответствии с табл. 10 настоящего Руководства.

Сопротивления тяжелого бетона марки 300 принимаются по табл. 11 и 13 главы СНиП II-21-75, а коэффициенты условий работы — по табл. 15.

Расчетные сопротивления:

а) по первому предельному состоянию для ячеистого бетона

$$R_{пр} = 15 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}95 = 12{,}00 \text{ кгс/см}^2;$$

$$R_р = 1{,}4 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}95 = 1{,}13 \text{ кгс/см}^2;$$

б) по второму предельному состоянию для тяжелого бетона

$$m_{б\,4} = 1{,}1;$$

$$R_р = 15 \cdot 1{,}1 = 16{,}5 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетное сопротивление растянутой арматуры класса В-II принимается по табл. 15 настоящего Руководства.

$$R_а = 11\,000 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетное сопротивление сжатой арматуры класса А-II принимается по табл. 14 с учетом п. 2.24 настоящего Руководства

$$R_{а.\,с} = m_{а\,6} R_а = 1 \cdot 2700 < 3000 \text{ кгс/см}^2,$$

а расчетное сопротивление сжатой арматуры — по табл. 16 настоящего Руководства. Следовательно, принимаем

$$R_{а.\,с} = 2700 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетное сопротивление поперечной арматуры для бетона марки 35 принимается по табл. 17 настоящего Руководства

$$R_{а.\,х} = 520 \text{ кгс/см}^2.$$

Для газобетона марки 35 вида А модуль упругости ячеистого бетона принимается по табл. 11 настоящего Руководства ($E_б = 25\,000$ кгс/см$^2$).

Модуль упругости тяжелого бетона марки 300, подвергнутого автоклавной обработке, принимается по табл. 18 главы СНиП II-21-75

$$E_б = 220\,000 \text{ кгс/см}^2.$$

Модуль упругости арматуры принимается по табл. 19 настоящего Руководства

$$E_а = 2\,100\,000 \text{ кгс/см}^2;$$

$$E_а = 2\,000\,000 \text{ кгс/см}^2.$$

3. Определение потерь предварительного напряжения

Предельную величину предварительного напряжения в соответствии с п. 1.24 главы СНиП II-21-75 определяем следующим образом:

$$\sigma_0 = 12\,000 \text{ кгс/см}^2;$$

$$p = 0{,}05 \cdot 12\,000 = 650 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_0 + P \leqslant 0{,}8\, R_{a\,II};$$

$$0{,}8\, R_{a\,II} = 13500 \text{ кгс/см}^2.$$

Следовательно, $12\,000+600=12\,600$ кгс/см$^2$ $<13\,500$ кгс/см$^2$.

Потери предварительного напряжения определяем по табл. 4 главы СНиП II-21-75:

первые потери:

а) при натяжении на упоры электротермическим способом

$$0{,}05\ \sigma_0 = 0{,}05 \cdot 12\,000 = 600 \text{ кгс/см}^2;$$

б) от деформации форм — 300 кгс/см$^2$.

Вторые потери:

а) от усадки бетона марки 300, подвергнутого тепловой обработке, 350 кгс/см$^2$.

По табл. 6 главы СНиП II-21-75 принимаем

$$\frac{\sigma_{бн}}{\sigma_0} = 0{,}75;$$

б) от ползучести бетона (по поз. 6 табл. 4 главы СНиП II-21-75)

при

$$\frac{\sigma_{бн}}{\sigma_0} > a,$$

где $a=0{,}6$ для марки 300; потери от ползучести определяем по следующей формуле:

$$500\,a + 1000\,b\left(\frac{\sigma_{бн}}{R_0} - a\right) = 500 \cdot 0{,}6 + 1000 \cdot 1{,}5\ (0{,}75 - 0{,}6) =$$

$$= 525 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем суммарные потери предварительного напряжения

$$600 + 300 + 350 + 525 = 1775 \text{ кгс/см}^2.$$

Таким образом, предварительное напряжение арматуры с учетом потерь

$$\sigma_0 = 12\,000 - 1775 = 10\,225 \text{ кгс/см}^2.$$

4. Расчет прочности по нормальным сечениям

В соответствии с п. 3.11 настоящего Руководства расчет прочности двуслойных элементов производится без учета прочности тяжелого бетона.

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 25 - 2{,}5 = 22{,}5 \text{ см}.$$

Определяем граничную высоту сжатой зоны бетона для данного класса арматуры по формуле (21):

$$\xi_R = \frac{0{,}73}{1 + \frac{\sigma_a}{4000}\left(1 - \frac{0{,}73}{1{,}1}\right)} =$$

$$= \frac{0{,}73}{1 + \frac{11\,000+4000-10\,225}{4000}\left(1 - \frac{0{,}73}{1{,}1}\right)} = 0{,}52.$$

По табл. 28 прил. 6 определяем $A_0=0{,}385$ и $\gamma_0=0{,}74$, которые соответствуют $\xi_{гр}=0{,}52$.

Определяем коэффициент $A_0$:

$$A_0=\frac{M}{b\,h_0^2\,R_{пр}}=\frac{440\,000}{150\cdot 22{,}5^2\cdot 12}=0{,}48>0{,}385.$$

Поскольку $A_0$ больше 0,385, в плите должна быть установлена сжатая арматура.

Определяем момент, воспринимаемый растянутой арматурой и бетоном сжатой зоны,

$$M_1=A_0\,b\,h_0^2\,R_{пр}=0{,}385\cdot 150\cdot 22{,}5^2\cdot 12=350\,000\ \text{кгсм}.$$

Площадь сечения основной растянутой арматуры

$$F_{a\,1}=\frac{M}{\gamma_0\,h_0\,R_a}=\frac{350\,000}{0{,}74\cdot 22{,}5\cdot 11\,000}=1{,}95\ \text{см}^2.$$

Дополнительный момент

$$\Delta M=M-M_1=440\,000-350\,000=90\,000\ \text{кгсм}.$$

Добавочная площадь сечения растянутой арматуры

$$\Delta F_a=\frac{\Delta M}{R_a\,(h_0-a')}=\frac{90\,000}{11\,000\ (22{,}5-3)}=0{,}42\ \text{см}^2.$$

Общая площадь сечения растянутой арматуры

$$F_a=F_{a\,1}+\Delta F_a=1{,}95+0{,}42=2{,}37\ \text{см}^2.$$

Принимаем 8Ø5 $F_a=2{,}51$ см$^2$.

Определяем площадь сечения сжатой арматуры

$$F_{a.\,c}=\frac{\Delta M}{R_{a.\,c}\,(h_0-a')}=\frac{90\,000}{2700\ (22{,}5-3)}=1{,}75\ \text{см}^2.$$

Диаметр сжатой арматуры, вводимой в расчет, должен быть не менее 6 мм (см. п. 5.14 настоящего Руководства).

Принимаем сжатую арматуру 6Ø6 $F_{a.c}=1{,}70$ см$^2$.

5. Расчет деформаций

Для вычисления прогиба плиты необходимо определить напряжения в слое тяжелого бетона от передачи на него усилий в предварительно-напряженной арматуре с учетом потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона.

В соответствии с п. 3.11 настоящего Руководства при расчете деформаций двуслойных предварительно-напряженных элементов прочность тяжелого бетона принимается равной проектной марке по прочности, а сечение должно быть приведено к одному виду бетона. Для расчета деформаций приводим сечение к тяжелому бетону, так как предварительное напряжение арматуры передается на него.

Определяем геометрические характеристики сечения, приведенного к тяжелому бетону:

$$n_1 = \frac{E_я}{E_б} = \frac{25\,000}{220\,000} = 0{,}113;$$

$$n_2 = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2\,000\,000}{220\,000} = 9{,}10;$$

$$n_3 = \frac{E_{а.\,с}}{E_б} = \frac{2\,100\,000}{220\,000} = 9{,}55.$$

Приведенная площадь

$$F_{б.\,п} = 20 \cdot 150 \cdot 0{,}113 + 5 \cdot 150 + 2{,}51 \cdot 9{,}10 + 1{,}7 \cdot 9{,}55 = 1126 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани ребра

$$S_{б.\,п} = 20 \cdot 150 \cdot 15 \cdot 0{,}113 + 5 \cdot 150 \cdot 2{,}5 + 2 \cdot 51 \cdot 2{,}5 \cdot 9{,}1 + \\ + 1{,}7 \cdot 9{,}55 \cdot 22 = 7286 \text{ см}^3.$$

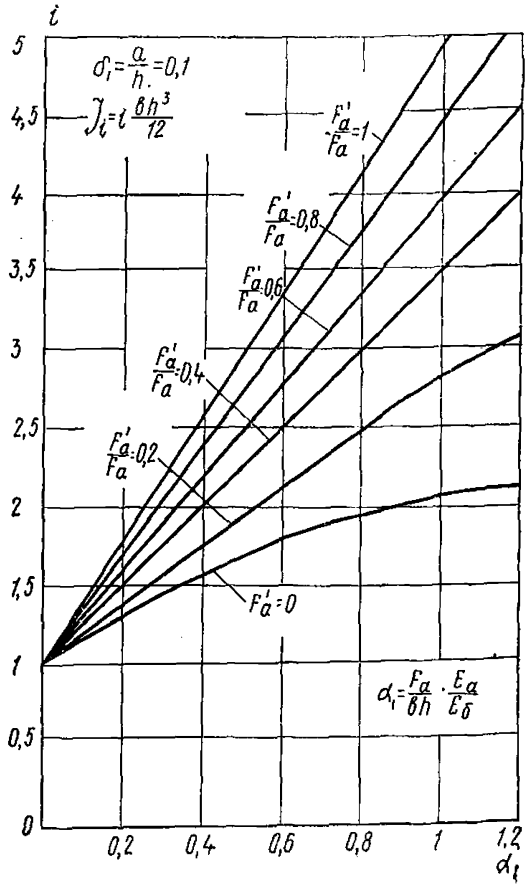



**Рис. 17. График значений коэффициента $i$ для вычисления приведенного момента инерции $J_{пр}$ и расчета жесткости изгибаемых элементов прямоугольного сечения при $\delta_1 = 0{,}1$**

Расстояние центра тяжести приведенного сечения от нижней грани

$$y_{\text{ц. т}} = \frac{S_{\text{б. п}}}{F_{\text{б. п}}} = \frac{7286}{1126} = 6{,}4 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения (рис. 17 и 18)

$$J_{\text{п}} = \left[\frac{150 \cdot 20^3}{12} + 150 \cdot 20\ (15 - 6{,}4)^2\right] 0{,}113 + \frac{150 \cdot 5^3}{12} +$$

$$+ 150 \cdot 5\ (6{,}4 - 2{,}5)^2 + \left[8\ \frac{3{,}14 \cdot 0{,}5^3}{32} + 2{,}51\ (6{,}4 - 2{,}5)^2\right] \times$$

$$\times 9{,}1 + \left[6\ \frac{3{,}14 \cdot 0{,}6^3}{32} + 1{,}7\ (25 - 3 - 6{,}4)^2\right] 9{,}55 = 53\,315 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления приведенного сечения и расстояние до ядровой точки по формулам (78) и (71):

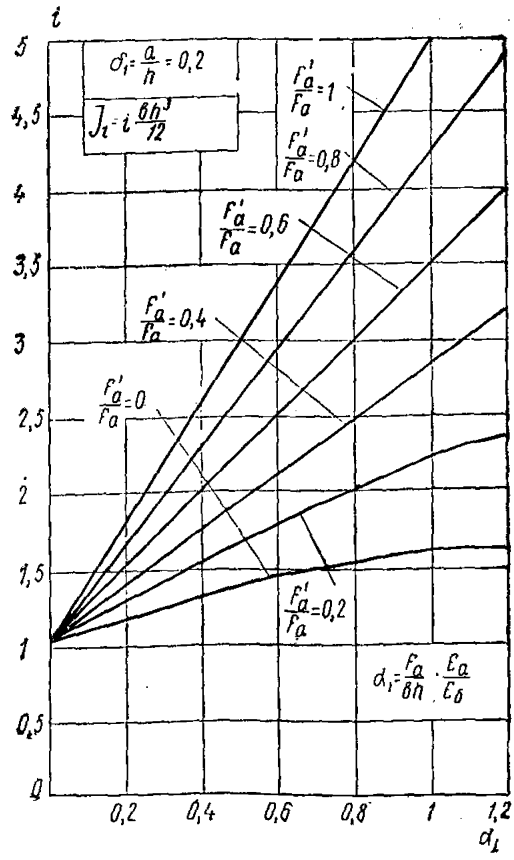



**Рис. 18. График значений коэффициента $i$ для вычисления приведенного момента инерции $J_{\text{пр}}$ и расчета жесткости изгибаемых элементов прямоугольного сечения при $\delta_1 = 0{,}2$**

$$W_0 = \frac{J_{\text{п}}}{y_{\text{ц. т}}} = \frac{53\,315}{6{,}4} = 8300 \text{ см}^3;$$

$$r_я = 0{,}8\,\frac{W_0}{F_{б.п.}} = \frac{8300}{1126} = 7{,}55 \text{ см}.$$

Момент сопротивления приведенного сечения с учетом неупругих деформаций находим по табл. 30 прил. 6.

Приведенная ширина сжатой зоны:

$$b_{пр} = b\,n_1 = 150 \cdot 0{,}113 = 17 \text{ см};$$

$$\frac{b_п}{b_{пр}} = \frac{150}{17} = 8{,}8 > 2;$$

$$\frac{h_п}{h} = \frac{5}{25} = 0{,}2 = 0{,}2.$$

Следовательно, коэффициент $\gamma$ в соответствии с поз. 3 табл. 30 прил. 6 равен 1,75.

По формуле (77) определяем $W_т$:

$$W_т = \overline{\gamma}\,W_0 = 1{,}75 \cdot 8300 = 12\,800 \text{ см}^3.$$

Определяем усилие $N_0$ от действия предварительного обжатия на уровне центра тяжести сечения напрягаемой арматуры с учетом всех потерь

$$N_0 = F_н\,\sigma_c = 2{,}51 \cdot 10\,225 = 24\,700 \text{ кгс/см}^2;$$

$$e_0 = y_{ц.т} - a = 6{,}4 - 2{,}5 = 3{,}9 \text{ см}.$$

Определяем момент трещинообразования по формуле (66):

$$M_{тр} = W_{тр}\,R_{р\,II} + M^я_{об} = 12\,800 \cdot 1{,}65 + 24\,700\,(3{,}9 + 7{,}55) =$$

$$= 493\,000 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 4930 \text{ кгс} \cdot \text{м} > 2970 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

т. е. прогиб определяется для стадии работы плиты без трещин.

Определяем кривизну по формуле (88) при влажности окружающей среды выше 40% (см. табл. 21) настоящего Руководства):

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M\,c}{k_п\,E_б\,J_п} = \frac{297\,000 \cdot 2}{0{,}85 \cdot 220\,000 \cdot 53\,315} = 6 \cdot 10^{-5}.$$

Определяем кривизну от выгиба:

$$\frac{1}{\rho_в} = \frac{N_0\,e_0\,c}{k_п\,E_б\,J_п} = \frac{24\,700 \cdot 3{,}9 \cdot 2}{0{,}85 \cdot 220\,000 \cdot 53\,315} = 1{,}9 \cdot 10^{-5}.$$

Кривизна элемента с учетом выгиба

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_в} = 6 \cdot 10^{-5} - 1{,}9 \cdot 10^{-5} = 4{,}1 \cdot 10^{-5}.$$

Прогиб плиты от длительного действия нагрузки:

$$f = \frac{5}{48}\,l^2\,\frac{1}{\rho} = \frac{5 \cdot 590^2}{48 \cdot 21\,000} = 0{,}88 \text{ см};$$

$$\frac{f}{l} = \frac{0{,}88}{590} = \frac{1}{670} < \left[\frac{1}{200}\right].$$

Следовательно, плита имеет допустимую по нормам деформативность.

7. Расчет прочности по наклонным сечениям

а) На поперечную силу.

Условия (40) и (41) проверяем как для однородного ячеистобетонного сечения:

$$Q \leqslant 0{,}35\, R_{пр}\, b\, h_0 = 0{,}35 \cdot 12 \cdot 150 \cdot 22{,}5 = 14\,130 \text{ кгс} > 3000 \text{ кгс}.$$

Таким образом, условие (40) соблюдается

$$Q \leqslant k_1\, R_р\, b\, h_0 .$$

Коэффициент $k$ увеличивается для сплошных плоских плит на 25%, т. е. принимается равным 0,75.

Проверяем условие (41) с учетом слоя тяжелого бетона:

$$0{,}75 \cdot 11 \cdot 150 \cdot 2{,}5 + 0{,}75 \cdot 1{,}13 \cdot 150 \cdot 20 = 3100 + 2500 =$$

$$+ 5600 \text{ кгс} > 3000 \text{ кгс}.$$

Следовательно, условие (41) соблюдается, и поперечная арматура устанавливается по конструктивным соображениям.

б) На момент.

Для предварительно-напряженных двуслойных элементов проверяется прочность косых сечений на сдвиг плотного железобетонного слоя относительно слоя ячеистого бетона.

Расстояние до первой косой трещины находим по формуле (51):

$$a_к = \frac{M_{тр}}{Q} = \frac{493\,000}{3000} = 165 \text{ см}.$$

Расстояние $a_k + c_м$ не должно превышать $^1/_4\ l_0$ с тем, чтобы момент внешних сил не был более максимального момента

$$M = \frac{q\, l^2}{8}.$$

Следовательно, принимаем $a_k = \frac{1}{4}\ l_0 = \frac{590}{4} = 147$ см.

Определяем усилие $N_a$ от момента, вызывающего сдвиг железобетонного слоя:

$$N_a = \frac{M}{h_0 - a'} = \frac{440\,000}{22{,}5 - 3} = 22\,000 \text{ кгс}.$$

По формуле (54) определяем сопротивление слоя тяжелого бетона сдвигу за счет сцепления между слоями:

$$N_{ан} = a_к\, b\, R_р = 147{,}5 \cdot 150 \cdot 1{,}13 = 25\,000 \text{ кгс} > 22\,000 \text{ кгс}.$$

Следовательно, прочность на сдвиг слоев обеспечивается силами сцепления между ними.

## ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Таблица 28

**Коэффициенты для расчета элементов железобетонных конструкций прямоугольного сечения**

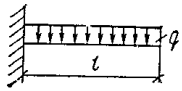
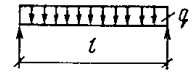
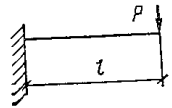
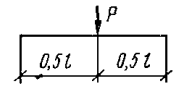
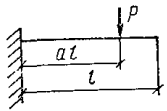
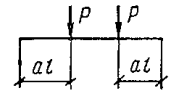
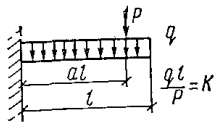
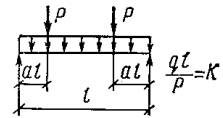
| $\xi$ | $\gamma_0$ | $A_0$ | $\xi$ | $\gamma_0$ | $A_0$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 0,01 | 0,995 | 0,01 | 0,31 | 0,845 | 0,262 |
| 0,02 | 0,99 | 0,02 | 0,32 | 0,84 | 0,269 |
| 0,03 | 0,985 | 0,03 | 0,33 | 0,835 | 0,275 |
| 0,04 | 0,980 | 0,039 | 0,34 | 0,83 | 0,282 |
| 0,05 | 0,975 | 0,048 | 0,35 | 0,825 | 0,289 |
| 0,06 | 0,97 | 0,058 | 0,36 | 0,82 | 0,295 |
| 0,07 | 0,965 | 0,067 | 0,37 | 0,815 | 0,301 |
| 0,08 | 0,96 | 0,077 | 0,38 | 0,81 | 0,309 |
| 0,09 | 0,955 | 0,085 | 0,39 | 0,805 | 0,314 |
| 0,1 | 0,95 | 0,095 | 0,4 | 0,8 | 0,32 |
| 0,11 | 0,945 | 0,104 | 0,41 | 0,795 | 0,326 |
| 0,12 | 0,94 | 0,113 | 0,42 | 0,79 | 0,332 |
| 0,13 | 0,935 | 0,121 | 0,43 | 0,785 | 0,337 |
| 0,14 | 0,93 | 0,13 | 0,44 | 0,78 | 0,343 |
| 0,15 | 0,925 | 0,139 | 0,45 | 0,775 | 0,349 |
| 0,16 | 0,92 | 0,147 | 0,46 | 0,77 | 0,354 |
| 0,17 | 0,915 | 0,155 | 0,47 | 0,765 | 0,359 |
| 0,18 | 0,91 | 0,164 | 0,48 | 0,76 | 0,365 |
| 0,19 | 0,905 | 0,172 | 0,49 | 0,755 | 0,37 |
| 0,2 | 0,9 | 0,18 | 0,5 | 0,75 | 0,375 |
| 0,21 | 0,895 | 0,188 | 0,51 | 0,745 | 0,38 |
| 0,22 | 0,89 | 0,196 | 0,52 | 0,74 | 0,385 |
| 0,23 | 0,885 | 0,203 | 0,53 | 0,735 | 0,39 |
| 0,24 | 0,88 | 0,211 | 0,54 | 0,73 | 0,394 |
| 0,25 | 0,875 | 0,219 | 0,55 | 0,725 | 0,399 |
| 0,26 | 0,87 | 0,226 | 0,56 | 0,72 | 0,403 |
| 0,27 | 0,865 | 0,234 | 0,57 | 0,715 | 0,408 |
| 0,28 | 0,86 | 0,241 | 0,58 | 0,71 | 0,412 |
| 0,29 | 0,855 | 0,248 | 0,59 | 0,705 | 0,416 |
| 0,3 | 0,85 | 0,255 | 0,6 | 0,7 | 0,42 |

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_a F_a + R_a F_н - R_{a.c} F'_a}{R_{пр}\, b h_0}; \quad A_0 = \frac{M - R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{R_{пр}\, b h_0^2};$$

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

Таблица 29

**Значение коэффициента $s$ для определения прогиба железобетонных элементов**

| Схемы загружения консольной балки | Коэффициент $s$ | Схемы загружения свободно опертой балки | Коэффициент $s$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
|   | $\frac{1}{4}$ |   | $\frac{5}{48}$ |
|   | $\frac{1}{3}$ |   | $\frac{1}{12}$ |
|   | $a\left(\frac{1}{2}-\frac{a}{6}\right)$ |   | $\frac{1}{8}-\frac{a^2}{6}$ |
|   | $\frac{4a^2(3-a)+3k}{12(2a+k)}$ |   | $\frac{16a(3-4a^2)+5k}{(8a+k)\ 48}$ |

*Продолжение табл. 29*

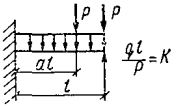
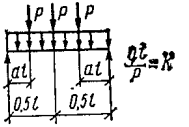
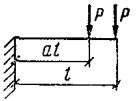
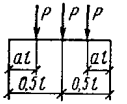
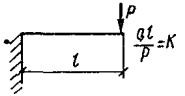
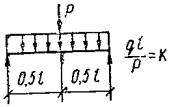
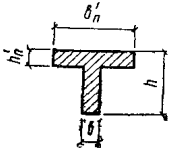
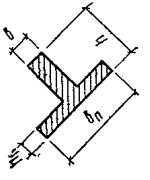
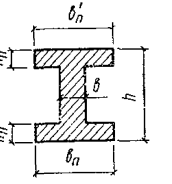
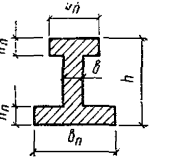
| Схемы загружения консольной балки | Коэффициент $s$ | Схемы загружения свободно опертой балки | Коэффициент $s$ |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
|  | $\frac{8+4a^2(3-a)+3k}{12(2+2a+k)}$ |  | $\frac{8+16a(3+4a^2)+5k}{(2+8a+k)\,48}$ |
|  | $\frac{a^2(3-a)+2}{\delta(1+a)}$ |  | $\frac{1+2a(3-4a^2)}{12(1+4a)}$ |
|  | $\frac{8+3k}{12(2+k)}$ |  | $\frac{8+5k}{(2+k)\,48}$ |

Таблица 30

**Значения коэффициента $\gamma$ для определения момента сопротивления сечения $W_т = \gamma W_0$**

| № п.п. | Сечения | Коэффициент $\gamma$ | Форма поперечного сечения |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 | Прямоугольное | 1,75 | а)  |
| 2 | Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне | 1,75 | б)  |
| 3 | Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне: при $\frac{b_п}{b} \leqslant 2$ независимо от отношения $\frac{h_п}{h}$ | 1,75 | в)  |
| | $\frac{b_п}{b} > 2$ и $\frac{h_п}{h} \geqslant 0{,}2$ | 1,75 | |
| | $\frac{b_п}{b} > 2$ и $\frac{h_п}{h} < 0{,}2$ | 1,5 | |

*Продолжение табл. 30*

| № п. п. | Сечения | Коэффициент $\gamma$ | Форма поперечного сечения |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 4 | Двутавровое симметричное (коробчатое): | | |
| | а) при $\frac{b'_{\text{п}}}{b} = \frac{b_{\text{п}}}{b} \leqslant 2$ независимо от отношения $\frac{h'_{\text{п}}}{h} = \frac{h_{\text{п}}}{h}$ | 1,75 | г)  |
| | б) при $2 < \frac{b'_{\text{п}}}{b} = \frac{b_{\text{п}}}{b} \leqslant 6$ независимо от отношения $\frac{h'_{\text{п}}}{h} = \frac{h_{\text{п}}}{h}$ | 1,5 | $b'_{\text{п}} = b_{\text{п}}$<br>$h'_{\text{п}} = h_{\text{п}}$ |
| | в) при $\frac{b'_{\text{п}}}{b} = \frac{b_{\text{п}}}{b} > 6$ и $\frac{h'_{\text{п}}}{h} = \frac{h_{\text{п}}}{h} \geqslant 0{,}2$ | 1,5 | |
| | 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)  |
| | 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 $\frac{b'_{\text{п}}}{b} \leqslant 3$: | | |

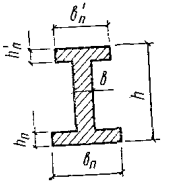
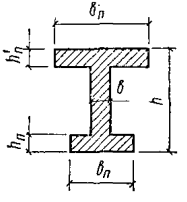
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | при $\frac{b_п}{b} \leqslant 2$ независимо от отношения $\frac{h_п}{h}$ | 1,75 | | |
| | при $2 < \frac{b_п}{b} \leqslant 6$ независимо от отношения $\frac{h_п}{h}$ | 1,5 | | |
| | при $\frac{b_п}{b} > 6$ и $\frac{h_п}{h} > 0,1$ | 1,5 | е) |  |
| 6 | Двутавровое, несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < \frac{b'_п}{b} < 8$: | | | |
| | при $\frac{b'_п}{b} \leqslant 4$ независимо от отношения $\frac{h_п}{h}$ | 1,5 | | |
| | при $\frac{b_п}{b} > 4$ и $\frac{h_п}{h} \geqslant 0,2$ | 1,5 | | |
| | при $\frac{b_п}{b} > 4$ и $\frac{h_п}{h} < 0,2$ | 1,25 | | |
| 7 | Двутавровое, несимметричное, удовлетворяющее условию $\frac{b'_п}{b} \geqslant 8$: | | ж) |  |
| | при $\frac{h_п}{h} > 0,3$ | 1,6 | | |
| | при $\frac{h_п}{k} \leqslant 0,3$ | 1,25 | | |

Таблица 31

## Площадь поперечных сечений и вес стержней арматуры

| Диаметр, мм | Площадь поперечного сечения, см², при числе стержней | | | | | | | | | | Вес 1 м, кг |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 0,071 | 0,14 | 0,21 | 0,28 | 0,35 | 0,42 | 0,49 | 0,57 | 0,64 | 0,71 | 0,055 |
| 3,5 | 0,096 | 0,19 | 0,29 | 0,38 | 0,48 | 0,58 | 0,67 | 0,77 | 0,86 | 0,96 | 0,075 |
| 4 | 0,126 | 0,25 | 0,38 | 0,5 | 0,63 | 0,76 | 0,88 | 1,01 | 1,13 | 1,26 | 0,098 |
| 4,5 | 0,159 | 0,32 | 0,48 | 0,64 | 0,8 | 0,95 | 1,11 | 1,27 | 1,43 | 1,59 | 0,125 |
| 5 | 0,196 | 0,39 | 0,59 | 0,79 | 0,98 | 1,18 | 1,37 | 1,57 | 1,77 | 1,96 | 0,154 |
| 5,5 | 0,238 | 0,48 | 0,71 | 0,96 | 1,19 | 1,43 | 1,66 | 1,9 | 2,14 | 2,38 | 0,178 |
| 6 | 0,283 | 0,57 | 0,85 | 1,13 | 1,42 | 1,7 | 1,98 | 2,26 | 2,55 | 2,83 | 0,222 |
| 7 | 0,385 | 0,77 | 1,15 | 1,54 | 1,92 | 2,31 | 2,69 | 3,08 | 3,46 | 3,85 | 0,302 |
| 8 | 0,503 | 1,01 | 1,51 | 2,01 | 2,51 | 3,02 | 3,52 | 4,02 | 4,53 | 5,03 | 0,395 |
| 9 | 0,636 | 1,27 | 1,91 | 2,54 | 3,18 | 3,82 | 4,45 | 5,09 | 5,72 | 6,36 | 0,499 |
| 10 | 0,785 | 1,57 | 2,36 | 3,14 | 3,93 | 4,71 | 5,5 | 6,28 | 7,07 | 7,85 | 0,717 |
| 12 | 1,131 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,79 | 7,92 | 9,05 | 10,18 | 11,31 | 0,888 |
| 14 | 1,539 | 3,08 | 4,62 | 6,15 | 7,59 | 9,23 | 10,77 | 12,31 | 13,85 | 15,39 | 1,208 |
| 16 | 2,011 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,1 | 20,11 | 1,578 |
| 18 | 2,545 | 5,09 | 7,63 | 10,18 | 12,72 | 15,27 | 17,81 | 20,36 | 22,9 | 25,45 | 1,998 |
| 20 | 3,142 | 6,28 | 9,41 | 12,56 | 15,71 | 18,25 | 21,99 | 25,14 | 28,28 | 31,42 | 2,466 |

## ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия от внешних нагрузок и воздействия в поперечном сечении элемента:

$M$ — изгибающий момент;
$N$ — продольная сила;
$Q$ — поперечная сила.

Характеристики предварительно-напряженного элемента:

$N_0$ — усилие предварительного обжатия, определяемое по формуле (9) главы СНиП II-21-75 с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

$\sigma_0$ — предварительное напряжение соответственно в напрягаемой арматуре $A$ до обжатия бетона (при натяжении арматуры на упоры), либо в момент снижения величины предварительного напряжения в бетоне до нуля под воздействием внешних фактических или условных сил, определяемое согласно указаниям пп. 1.24 и 1.29 главы СНиП II-21-75 с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответственно стадии работы элемента;

$\sigma_{б\,н}$ — сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия, определяемые согласно пп. 1.29 и 1.30 главы СНиП II-21-75 с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих стадии работы элемента;

$m_т$ — коэффициент точности натяжения арматуры, определяемый согласно указаниям п. 1.28 главы СНиП II-21-75.

Характеристики материалов

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

$R_р$ и $R_{рII}$ — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению соответственно для предельных состояний первой и второй групп;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле (77);

$R_0$ — передаточная прочность бетона, назначаемая в соответствии с указаниями п. 2.6 главы СНиП II-21-75;

$R_{сц}$ — расчетное сопротивление бетона на сцепление с арматурой;

$R_а$ — расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний первой группы:

а) продольной,

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

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

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

$R_{a\,II}$ — расчетное сопротивление арматуры 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, в растянутой зоне;

$A'$ — продольная арматура в сжатой зоне сечения.

Геометрические характеристики

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

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

$h$ — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

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

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

$h_0$ и $h'_0$ — рабочая высота сечения, равная соответственно $h - a$ и $h - a'$;

$x$ — высота сжатой зоны;

$\xi$ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\frac{x}{h_0}$;

$u$ — расстояние между хомутами по длине элемента;

$u_0$ — расстояние между плоскостями отогнутых стержней по нормали к ним;

$e_0$ — эксцентрицитет продольной силы $N$ относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый в соответствии с указаниями п. 1.22 настоящего Руководства;

$e_{0н}$ — эксцентрицитет усилия предварительного обжатия $N_0$ относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый в соответствии с указаниями п. 1.29 настоящего Руководства;

$e_{a\,c}$ — эксцентрицитет равнодействующей продольной силы $N$ и усилия предварительного обжатия $N_0$ относительно центра тяжести приведенного сечения;

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

$e_0$ и $e_{ан}$ — расстояние соответственно от точки приложения продольной силы $N$ и усилия предварительного обжатия $N_0$ до центра тяжести площади сечения арматуры $A$;

$l$ — пролет элемента;

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

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

$d$ — номинальный диаметр арматурных стержней;

$F_a$ и $F'_a$ — площадь сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры соответственно $A$ и $A'$ при определении усилия предварительного обжатия $N_0$; площадь сечения ненапрягаемой части арматуры соответственно $A$ и $A'$;

$F_н$ — площадь сечения напрягаемой арматуры;

$F_х$ — 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 стержня хомута;

$f_а$ — площадь сечения стержня продольной арматуры;

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

$F$ — площадь всего бетона в поперечном сечении;

$F_б$ — площадь сечения сжатой зоны бетона;

$F_{б.р}$ — площадь сечения растянутой зоны бетона;

$F_п$ — площадь приведенного сечения элемента, определяемая в соответствии с указаниями п. 4.4 настоящего Руководства;

$F_{см}$ — площадь смятия бетона;

$S_{б\,0}$ и $S_р$ — статические моменты площадей сечения соответственно сжатой и растянутой зоны бетона относительно нулевой линии;

$S_{а0}$ и $S'_{а\,0}$ — статические моменты площадей сечения соответственно арматуры $A$ и $A'$ относительно нулевой линии;

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

$J_п$ — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяемый в соответствии с указаниями п. 4.5 настоящего Руководства;

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

$J_{б0}$ — момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии;

$J_{а0}$ и $J'_{а\,0}$ — моменты инерции площадей сечения соответственно арматуры $A$ и $A'$ относительно нулевой линии;

$W_0$ — момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого материала с учетом указаний п. 4 и 5 настоящего Руководства.

## СОДЕРЖАНИЕ


Стр.

Предисловие . . . . . 3

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ . . . . . 4

Основные положения . . . . . 4

Основные расчетные требования . . . . . 8

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ . . . . . 12

Ячеистый бетон . . . . . 12

Раствор для монтажных швов и бетон для замоноличивания стыков . . . . . 15

Нормативные и расчетные характеристики ячеистых бетонов 15

Арматура . . . . . 19

Нормативные и расчетные характеристики арматуры . . . . 21

3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ . . . . . 24

Расчет бетонных элементов по прочности . . . . . 24

Внецентренно сжатые элементы . . . . . 25

Изгибаемые элементы . . . . . 29

Расчет железобетонных элементов по прочности . . . . . 29

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента . . . . . 29

Изгибаемые элементы прямоугольного, таврового и двутаврового сечения . . . . . 31

Внецентренно сжатые элементы прямоугольного сечения . . 33

Общий случай расчета . . . . . 35

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента . . . . . 37

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы . . . . . 38

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента . . . . . 40

Расчет железобетонных элементов на косой изгиб при симметричном армировании . . . . . 42

Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузки . . . . . 44

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ . . . . . 45

Расчет железобетонных элементов по образованию трещин . 45

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента . . . . . 45

Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин . . 49

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента . . . . . 49

Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям . . . . . 51
Определение кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне . . . . . 51
Определение кривизны железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне . . . . . 53
Определение прогибов . . . . . 56

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ 57

Минимальные размеры сечения элементов . . . . . 57
Защитный слой бетона . . . . . 57
Минимальные расстояния между стержнями арматуры . . . 58
Анкеровка арматуры . . . . . 59
Продольное армирование элементов . . . . . 60
Поперечное армирование элементов . . . . . 61
Сварные соединения арматуры . . . . . 62
Стыки элементов сборных конструкций . . . . . 63
Отдельные конструктивные требования . . . . . 64
Приложение 1. Основные виды ячеистых бетонов . . . . . 66
Приложение 2. Расчет ячеистобетонных элементов прямоугольного сечения на действие сжимающей продольной силы $N$ 69
Приложение 3. Определение проектной марки бетона на заводе 71
Приложение 4. Расчет опорных сечений сжатых элементов, примыкающих к горизонтальным растворным монтажным швам 71
Приложение 5. Примеры расчета бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов . . . . . 75
Приложение 6. Таблицы для расчета железобетонных элементов 94
Приложение 7. Основные буквенные обозначения . . . . . 101

gost.e-ecolog.ru