ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ГОССТРОЙ СССР

СНиП II-21-75

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Глава 21

Бетонные и железобетонные конструкции

Москва 1976

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

ДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
ЮЙ СССР)

СНиП
II-21-75

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Поправки,
БСТ 8 – 81 с. 37

Глава 21

Бетонные и железобетонные конструкции

Изменения и доп. с 01.07.78
пост. №
БСТ 4 – 78 с. 15-15.

Дополнение
пост. № 242 от 29.12.78
БСТ 5-79 с. 8-9

Утверждены
постановлением
Государственного комитета Совета Министров СССР
по делам строительства
от 24 ноября 1975 г. № 196

Изменения с 01.07.81
пост № 13 от 04.02.81
БСТ 5-81 с. 9.

Изменения и доп. с 01.08.80
пост. № 99 от 10.07.80
БСТ 9 – 80 с. 13 – 17.

Изменения и доп. с 01.07.81
пост. № 67 от 11.05.81
БСТ 9 – 81 с. 11-15.

Изменения с 01.07.83
пост № 3 от 10.01.83
БСТ 4 – 83 с. 10 – 11.

МОСКВА — СТРОЙИЗДАТ — 1976

УДК 69 + 624.012.41](083.75)

Глава СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» разработана НИИЖБом и ЦНИИПромзданий с участием НИИСКа, ЦНИИСКа им Кучеренко, Проектного института № 1, институтов «Промстройпроект», «Ленинградский Промстроипроект» и «Харьковский Промстройниипроект» Госстроя СССР, ЦНИИЭП жилища Госгражданстроя, ЦНИИСа Минтрансстроя, ВНИИжелезобетона Минстройматериалов СССР, ВНИИГа им. Б. Е. Веденеева, институтов «Гидропроект» им. С. Я. Жук и «Энергосетьпроект» Минэнерго СССР, МИСИ им. Куйбышева Минвуза СССР, Управления по проектированию Моспроект-1 Мосгорисполкома, НИИТа МПС, АИСМа Госстроя Армянской ССР, НИИСМа Минстройматериалов Белорусской ССР, РИСИ Минвуза РСФСР, ДИСИ Минвуза Украинской ССР, ВИСИ Минвуза Литовской ССР.

Глава СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» разработана на основе главы СНиП II-А.10-71 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования».

С введением в действие главы СНиП II-21-75 с 1 января 1977 г. утрачивают силу:

глава СНиП II-В.1-62 (издания 1962 г.), II-В 1-62 * (издания 1970 г.) «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования»;

изменения главы СНиП II-В 1-62, внесенные постановлениями Госстроя СССР от 29 сентября 1969 г. № 116 и от 23 апреля 1970 г. № 49;

изменения и дополнения главы СНиП II-В.1-62 *, внесенные постановлениями Госстроя СССР от 31 декабря 1971 г. № 214, от 11 января 1973 г. № 4 и от 26 июня 1973 г. № 105;

глава СНиП I-В.3-62 «Бетоны на неорганических вяжущих и заполнителях»;

глава СНиП I-В.4-62 «Арматура для железобетонных конструкций»;

раздел 4 «Проектирование железобетонных конструкций опор воздушных линий электропередачи» и раздел 7 «Проектирование бетонных и железобетонных конструкций фундаментов под опоры воздушных линий электропередачи» главы СНиП II-И 9-62 «Линии электропередачи напряжением выше 1 кВ. Нормы проектирования»;

«Указания по обеспечению долговечности железобетонных вентиляторных градирен при проектировании и строительстве» (СН 254-63);

«Указания по проектированию конструкций из ячеистых бетонов» (СН 287-65);

«Указания по применению в железобетонных конструкциях стержневой арматуры» (СН 390-69);

письмо Госстроя СССР от 25 мая 1972 г. № НК-1794-1 «О применении углеродистой стали в железобетонных конструкциях и элементах стальных мостовых конструкций в связи с вводом в действие с 1 января 1972 г. ГОСТ 380—71» в части, относящейся к главе СНиП II-В.1-62 * «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования».

Редакторы — *инж.* В. М. СКУБКО (Госстрой СССР), *доктора техн. наук, профессора* А. А ГВОЗДЕВ и С А ДМИТРИЕВ *канд техн. наук* Л. К. РУЛЛЭ (НИИЖБ), *инж.* Б. Ф. ВАСИЛЬЕВ (ЦНИИПромзданий).

С 30213-597 / 047(01)-76 Инструкт.-нормат., III вып.—1.2—76

© Стройиздат, 1976

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства (Госстрой СССР)	Строительные нормы и правила	СНиП II-21-75
	Бетонные и железобетонные конструкции	Взамен СНиП II-В.1-62*, СНиП I-В.3-62, СНиП I-В.4-62, разделов 4 и 7 СНиП II-И.9-62, СН 254-63, СН 287-65, СН 390-69

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Нормы настоящей главы должны соблюдаться при проектировании бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений, работающих при систематическом воздействии температур не выше 50° С и не ниже минус 70° С.

Примечания: 1. Нормы настоящей главы не распространяются на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, мостов, транспортных тоннелей, труб под насыпями, покрытий автомобильных дорог и аэродромов, а также конструкций, изготовляемых из мелкозернистого, особо тяжелого и особо легкого бетонов, бетонов на гипсовом и специальных вяжущих, на напрягающем цементе, на специальных заполнителях, а также на известковом и смешанных вяжущих, кроме применения их в ячеистом бетоне (см. приложение 1 табл. 1 «Классификация и области применения бетонов»).

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

1.2. 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.

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. Выбор конструктивных решений должен производиться исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, достигаемого путем:

применения эффективных строительных материалов и конструкций;

снижения веса конструкций;

наиболее полного использования физико-механических свойств материалов;

использования местных строительных материалов;

Внесены НИИЖБом Госстроя СССР	Утверждены постановлением Государственного комитета Совета Министров СССР по делам строительства от 24 ноября 1975 г. № 196	Срок введения в действие 1 января 1977 г.

соблюдения требований по экономному расходованию основных строительных материалов.

1.5. При проектировании зданий и сооружений должны приниматься конструктивные схемы, обеспечивающие необходимую прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость зданий и сооружений в целом, а также отдельных конструкций на всех стадиях возведения и эксплуатации.

1.6. Элементы сборных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовления на специализированных предприятиях.

При выборе элементов сборных конструкций должны предусматриваться преимущественно предварительно-напряженные конструкции из высокопрочных бетонов и арматуры, а также конструкции из бетонов на пористых заполнителях и ячеистого бетона там, где их применение не ограничивается требованиями других нормативных документов.

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

1.7. Для монолитных конструкций следует предусматривать унифицированные размеры, позволяющие применять инвентарную опалубку, а также укрупненные пространственные арматурные каркасы.

1.8. В сборных конструкциях особое внимание должно быть обращено на прочность и долговечность соединений.

Конструкции узлов и соединений элементов должны обеспечивать надежную передачу усилий, прочность самих элементов в зоне стыка, а также связь дополнительно уложенного бетона в стыке с бетоном конструкции с помощью различных конструктивных и технологических мероприятий.

1.9. Бетонные элементы применяются в конструкциях, работающих преимущественно на сжатие, когда эксцентрицитеты продольной силы относительно центра тяжести сечения не превышают величин, указанных в п. 3.3 настоящей главы.

Изгибаемые бетонные элементы допускается применять в том случае, когда они лежат на сплошном основании, а также, как исключение, в других случаях при условии, что они рассчитываются на нагрузку только от собственного веса и под ними не могут находиться люди и оборудование.

Примечание. Конструкции рассматриваются как бетонные, если их прочность в стадии эксплуатации обеспечивается одним бетоном.

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

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

1.11. 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);

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

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

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 ус-

ловиям эксплуатации образование или длительное раскрытие трещин недопустимо);

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

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 них трещин на всех стадиях, перечисленных в настоящем пункте, не превышает предельно допустимых величин и жесткость конструкций в стадии эксплуатации достаточна.

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 настоящей главы. При этом к длительным нагрузкам следует относить часть полной величины кратковременных нагрузок, оговоренных в главе СНиП по нагрузкам и воздействиям, а вводимая в расчет кратковременная нагрузка принимается уменьшенной на величину, учтенную в длительной нагрузке. 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.

1.14. 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.

1.15. Сборно-монолитные конструкции, а также монолитные конструкции с несущей арматурой должны рассчитываться по прочности, образованию и раскрытию трещин и по деформациям для следующих двух стадий работы конструкции:

а) до приобретения бетоном, уложенным на месте использования конструкции, заданной прочности — на воздействие нагрузки от собственного веса этого бетона и других нагрузок, действующих на данном этапе возведения конструкции;

б) после приобретения бетоном, уложенным на месте использования конструкции, заданной прочности — на нагрузки, действующие на этом этапе возведения и при эксплуатации конструкции.

1.16. Усилия в статически неопределимых железобетонных конструкциях от нагрузок и вынужденных перемещений (вследствие изменения температуры, влажности бетона, смещения опор и т. п.) при расчете по предельным состояниям первой и второй группы следует, как правило, определять с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин, а также с учетом в необходимых случаях деформированного состояния как отдельных элементов, так и конструкции.

Для конструкций, методика расчета которых с учетом неупругих свойств железобетона не разработана, а также для промежуточных стадий расчета с учетом неупругих свойств железобетона (итерационные методы, метод поправочных коэффициентов и т. п.) усилия в статически неопределимых конструкциях допускается определять в предположении их линейной упругости.

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

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

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

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

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

Таблица 1а

Условия работы конструкций		Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и предельно допустимая ширина кратковременного и длительного раскрытия трещин $a_{т.кр}$ и $a_{т.дл}$ при арматуре			
		стержневой классов А-I, А-II и А-III	стержневой классов А-IV, Ат-IV, А-V и Ат-V; проволочной классов В-I и Вр-I	стержневой класса Ат-VI; проволочной классов В-II, Вр-II и К-7 при диаметре проволоки 4 мм и более	проволочной классов В-II и Вр-II при диаметре проволоки 3 мм, класса К-7 при диаметре проволоки 3 мм и менее
1. Элементы, воспринимающие давление жидкостей или газов, а также эксплуатируемые в грунте ниже уровня грунтовых вод	а) при полностью растянутом сечении	3-я категория; $a_{т.кр}$=0,2 мм; $a_{т.дл}$=0,1 мм	1-я категория	1-я категория	1-я категория
	б) при частично сжатом сечении	3-я категория; $a_{т.кр}$=0,3 мм; $a_{т.дл}$=0,2 мм	3-я категория; $a_{т.кр}$=0,3 мм; $a_{т.дл}$=0,2 мм	2-я категория; $a_{т.кр}$=0,1 мм	1-я категория
2. Элементы хранилищ сыпучих тел, непосредственно воспринимающие их давление		3-я категория; $a_{т.кр}$=0,3 мм; $a_{т.дл}$=0,2 мм	3-я категория; $a_{т.кр}$=0,3 мм; $a_{т.дл}$=0,2 мм	2-я категория; $a_{т.кр}$=0,1 мм	2-я категория; $a_{т.кр}$=0,05 мм
3. Прочие элементы, эксплуатируемые	а) на открытом воздухе, а также в грунте выше уровня грунтовых вод	3-я категория; $a_{т.кр}$=0,4 мм; $a_{т.дл}$=0,3 мм	3-я категория; $a_{т.кр}$=0,4 мм; $a_{т.дл}$=0,3 мм	2-я категория; $a_{т.кр}$=0,15 мм	2-я категория; $a_{т.кр}$=0,05 мм
	б) в закрытом помещении	3-я категория; $a_{т.кр}$=0,4 мм; $a_{т.дл}$=0,3 мм	3-я категория; $a_{т.кр}$=0,4 мм; $a_{т.дл}$=0,3 мм	3-я категория; $a_{т.кр}$=0,15 мм; $a_{т.дл}$=0,1 мм	2-я категория; $a_{т.кр}$=0,15 мм

Нагрузки, учитываемые при расчете железобетонных конструкций по образованию трещин, их раскрытию или закрытию, должны приниматься согласно табл. 1б.

Если в конструкциях или их частях, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й и 3-й категории, трещины не образуются при соответствующих нагрузках, указанных в табл. 1б, их расчет по кратковременному раскрытию и по закрытию трещин (для 2-й категории) или по кратковременному и длительному раскрытию трещин (для 3-й категории) не производится.

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

Во избежание раскрытия продольных трещин должны приниматься конструктивные меры (установка соответствующей поперечной арматуры), а для предварительно-напряженных элементов, кроме того, величины сжимающих напряжений в бетоне в стадии предварительного обжатия должны быть ограничены (см. п. 1.30 настоящей главы).

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

1.18. На концевых участках предварительно-напряженных элементов с арматурой без анкеров в пределах длины зоны передачи на-

Таблица 16

Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	Нагрузки и коэффициент перегрузки n, принимаемые при расчете			
	по образованию трещин	по раскрытию трещин		по закрытию трещин
		кратковременному	длительному	
1-я категория	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $n>1$ *	—	—	—
2-я категория	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $n>1$* (расчет производится для выяснения необходимости проверки по кратковременному раскрытию трещин и по их закрытию)	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $n=1$	—	Постоянные и длительные нагрузки при $n=1$
3-я категория	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $n=1$ (расчет производится для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин)	То же	Постоянные и длительные нагрузки при $n=1$	—

* Коэффициент перегрузки n принимается как при расчете по прочности.

Примечания: 1. Длительные и кратковременные нагрузки принимаются с учетом указаний п. 1.13 настоящей главы.
2. Особые нагрузки учитываются в расчете по образованию трещин в тех случаях, когда наличие трещин приводит к катастрофическому положению (взрыв, пожар и т. п.).

пряжений (см. п. 2.30 настоящей главы) не допускается образования трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом перегрузки $n=1$.

При этом предварительные напряжения в арматуре по длине зоны передачи напряжений принимаются линейно-возрастающими от нуля до максимальных расчетных величин.

Указанное выше требование допускается не учитывать для части сечения, расположенной по его высоте от уровня центра тяжести приведенного сечения до растянутой от действия усилия предварительного обжатия грани, если в этой части сечения отсутствует напрягаемая арматура без анкеров, а длина зоны передачи напряжений не превышает $2h_0$ (где h_0 определяется по сечению у грани опоры). При этом следует выполнять указания п. 5.63 настоящей главы.

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

1.20. Для железобетонных слабоармированных элементов, характеризуемых тем, что их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны (см. п. 4.9 настоящей главы), площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15%.

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

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

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

в) эстетических (впечатление людей о пригодности конструкции).

Величины предельно допустимых прогибов приведены в табл. 2.

Таблица 2

Элементы конструкций	Предельно допустимые прогибы
1. Подкрановые балки при кранах:	
а) ручных	$\frac{l}{500}$
б) электрических	$\frac{l}{600}$
2. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия при пролетах:	
а) $l < 6$ м	$\frac{l}{200}$
б) 6 м $\leqslant l \leqslant 7{,}5$ м	3 см
в) $l > 7{,}5$ м	$\frac{l}{250}$
3. Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах:	
а) $l < 5$ м	$\frac{l}{200}$
б) 5 м $\leqslant l \leqslant 10$ м	2,5 см
в) $l > 10$ м	$\frac{l}{400}$
4. 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	$\frac{l}{250}$

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

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.

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. 2.

Величины предельно допустимых прогибов для других конструкций, не предусмотренных табл. 2, устанавливаются по специальным требованиям, но при этом они не должны превышать $^1/_{150}$ пролета и $^1/_{75}$ вылета консоли.

Для несвязанных с соседними элементами железобетонных плит перекрытий, лестничных маршей, площадок и т. п. 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.

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

Для элементов статически неопределимых конструкций величина эксцентрицитета продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимается равной эксцентрицитету, полученному из статического расчета конструкции, но не менее $e_0^{сл}$. В элементах статически определимых конструкций эксцентрицитет e_0 находится как сумма эксцентрицитетов — определяемого из статического расчета конструкции и случайного.

При расчете по трещиностойкости и по деформациям эксцентрицитет $e_0^{сл}$ не учитывается. В случае, если величина эксцентрицитета e_0 принята в соответствии с указаниями настоящего пункта, равной $e_0^{сл}$, а расчетная длина элемента прямоугольного сечения $l_0 \leqslant 20h$, допускается производить его расчет согласно приложению 2.

1.23. Расстояния между температурно-усадочными швами должны устанавливаться рас-

четом. Расчет допускается не производить при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус 40° С для конструкций с ненапрягаемой арматурой, а также для предварительно-напряженных конструкций, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории (см. табл. 1а), если принятые расстояния между температурно-усадочными швами не превышают величин, приведенных в табл. 3.

Таблица 3

Конструкции	Наибольшие расстояния, м, между температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета для конструкций, находящихся	
	внутри отапливаемых зданий или в грунте	на открытом воздухе или в неотапливаемых зданиях
1. Бетонные:		
а) сборные	40	30
б) монолитные при конструктивном армировании	30	20
в) монолитные без конструктивного армирования	20	10
2. Железобетонные с ненапрягаемой арматурой или предварительно-напряженные, удовлетворяющие требованиям 3-й категории к их трещиностойкости:		
а) сборно-каркасные, в том числе смешанные (с металлическими или деревянными покрытиями) . . .	60	40
б) сборные сплошные . . .	50	30
в) монолитные и сборно-монолитные каркасные . .	50	30
г) монолитные и сборно-монолитные сплошные . .	40	25

Примечания: 1. Для железобетонных конструкций одноэтажных зданий соответствующие 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.

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.24. Предельную величину предварительного напряжения σ_0 (а также σ_0') соответственно в напрягаемой арматуре A и A' следует назначать с учетом допустимых отклонений p величины предварительного напряжения таким образом, чтобы выполнялись условия:

а) для стержневой арматуры

$$\sigma_0 + p \leqslant R_{a\,II} \text{ и } \sigma_0 - p \geqslant 0{,}3R_{a\,II}; \quad (1)$$

б) для проволочной арматуры

$$\sigma_0 + p \leqslant 0{,}8R_{a\,II} \text{ и } \sigma_0 - p \geqslant 0{,}2R_{a\,II}. \quad (2)$$

Значение p при механическом способе натяжения арматуры принимается равным $0{,}05\sigma_0$, а при электротермическом способе натяжения определяется по формуле

$$p = 300 + \frac{3600}{l}, \quad (3)$$

где p — в кгс/см²;

l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), в м.

1.25. Величины напряжений $\sigma_к$ и $\sigma_к'$ в напрягаемой арматуре A и A', контролируемые по окончании натяжения на упоры, принимаются равными величинам σ_0 и σ_0' (п. 1.24 настоящей главы) за вычетом потерь по поз. 3 и 4 табл. 4.

Величины напряжений в напрягаемой арматуре A и A', контролируемые в месте приложения натяжного усилия при натяжении арматуры на затвердевший бетон, принимаются равными соответственно $\sigma_н$ и $\sigma_н'$, определяемым из условия обеспечения в расчетном сечении напряжений σ_0 и σ_0' по формулам:

$$\sigma_н = \sigma_0 - n\left(\frac{N_0}{F_п} + \frac{N_0 e_{0н} y_н}{I_п}\right); \quad (4)$$

$$\sigma_н' = \sigma_0' - n\left(\frac{N_0}{F_п} - \frac{N_0 e_{0н} y_н'}{I_п}\right). \quad (5)$$

В формулах (4) и (5):

σ_0 и σ_0' — определяются без учета потерь предварительного напряжения;

N_0 и $e_{0н}$ — определяются по формулам (9) и (10) при величинах σ_0 и σ_0' с учетом первых потерь предварительного напряжения;

$y_н$ и $y_н'$ — обозначения те же, что в п. 1.29 настоящей главы.

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

При натяжении арматуры на упоры учитывают:

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

б) вторые потери — от усадки и ползучести бетона.

При натяжении арматуры на бетон учитывают:

Таблица 4

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см², при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
	А. Первые потери	
1. Релаксация напряжений арматуры: при механическом способе натяжения:		
а) проволочной арматуры	$(0,27\frac{\sigma_0}{R_{aII}} - 0,1)\ \sigma_0$	—
б) стержневой арматуры при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения:	$0,1\ \sigma_0 - 200$	—
в) проволочной арматуры	$0,05\ \sigma_0$	—
г) стержневой арматуры	$0,03\ \sigma_0$	—
	Здесь σ_0 принимается без учета потерь, в кгс/см². Если вычисленные значения потерь от релаксации напряжений оказываются отрицательными, их следует принимать равными нулю	
2. Температурный перепад (разность температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения при пропаривании или прогреве бетона)	$12,5\ \Delta t$, где Δt — разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилие натяжения, в град. Расчетная величина Δt при отсутствии точных данных принимается равной 65° С	—
3. Деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств	$\frac{\lambda}{l} E_a$, где λ — обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т. п., принимаемое равным 2 мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле $\lambda = 1,25 + 0,15\ d$, здесь d — диаметр стержня в мм; l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров формы или стенда) в мм. При электротермическом способе натяжения потери от деформаций анкеров в расчете не учитываются, так как они учтены при определении величины полного удлинения арматуры	$\frac{\lambda_1 + \lambda_2}{l} E_a$, где λ_1 — обжатие шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента, принимаемое равным 1 мм; λ_2 — деформация анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов, принимаемая равной 1 мм; l — длина натягиваемого стержня (длина элемента) в мм
4. Трение арматуры: а) о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций	—	$\sigma_0(1 - \frac{1}{e^{kx+\mu\theta}})$, где σ_0 — принимается без учета потерь; e — основание натуральных логарифмов; k и μ — коэффициенты, определяемые по табл. 5;

Продолжение табл. 4

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см². при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
б) об огибающие приспособления	$\sigma_0 \left(1 - \frac{1}{e^{\mu\theta}}\right)$, где σ_0 — принимается без учета потерь; e — основание натуральных логарифмов; μ — коэффициент, принимаемый равным 0,25; θ — суммарный угол поворота оси арматуры в рад	x — длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения в м; θ — суммарный угол поворота оси арматуры в рад —
5. Деформация стальной формы при изготовлении предварительно-напряженных железобетонных конструкций	$k \frac{\Delta l}{l} E_a$, где k — коэффициент, определяемый по формулам: при натяжении арматуры домкратом $k = \frac{t-1}{2t}$; при натяжении арматуры намоточной машиной электротермомеханическим способом (50% усилия создается грузом) $k = \frac{t-1}{4t}$; Δl — сближение упоров по линии действия усилия N_0, определяемое из расчета деформаций формы; l — расстояние между наружными гранями упоров; t — число групп стержней, натягиваемых неодновременно. При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции формы потери предварительного напряжения от деформации форм принимаются равными 300 кгс/см². При электротермическом способе натяжения потери от деформации формы в расчете не учитываются, так как они учтены при определении величины полного удлинения арматуры	—
6. Быстронатекающая ползучесть: а) для бетона естественного твердения	$500 \frac{\sigma_{б.н}}{R_0}$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} \leqslant a$; $500\, a + 1000\, b \left(\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} - a\right)$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} > a$,	—

Продолжение табл. 4

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см², при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
б) для бетона, подвергнутого тепловой обработке	где a и b — коэффициенты, принимаемые равными для бетона проектной марки: М 300 и выше — $a=0,6$; $b=1,5$ М 200 — $a=0,5$; $b=3$ М 150 — $a=0,4$; $b=3$ $\sigma_{б.н}$ — определяется на уровне центров тяжести продольной арматуры A и A' с учетом потерь по поз. 1—5 настоящей таблицы. Потери вычисляются по формулам поз. 6а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85	—
Б. Вторые потери		
7. Релаксация напряжений арматуры: а) проволочной	—	$(0,27\frac{\sigma_0}{R_{aII}}-0,1)\,\sigma_0$
б) стержневой	—	$0,1\,\sigma_0-200$ (см. пояснения к поз. 1 настоящей таблицы)

8. Усадка бетона (см. п. 1.27 настоящей главы):	Бетон естественного твердения	Бетон, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	Независимо от условий твердения бетона
тяжелого проектной марки: а) М 400 и ниже	400	350	300
б) М 500	500	400	350
в) М 600 и выше	600	500	400
на пористых заполнителях при мелком заполнителе: г) плотном	500	450	—
д) пористом, кроме вспученного перлитового песка . . .	650	550	—
е) вспученном перлитовом песке	900	800	—

9. Ползучесть бетона (см. п. 1.27 настоящей главы):	
а) тяжелого и на пористых заполнителях при плотном мелком заполнителе	$2000\,k\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}\leqslant 0,6$; $4000\,k\left(\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}-0,3\right)$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}>0,6$, где $\sigma_{б.н}$ — см. поз. 6 настоящей таблицы; k — коэффициент, принимаемый равным: для бетона естественного твердения — 1; для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, — 0,85.
б) на пористых заполнителях при пористом мелком заполнителе, кроме вспученного перлитового песка	Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,2.
в) на пористых заполнителях при мелком заполнителе — вспученном перлитовом песке	Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,7

Продолжение табл. 4

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см², при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
10. Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры (при диаметре конструкции до 3 м)	—	300
11. Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)	—	$\frac{n_ш \lambda}{l} E_a$, где $n_ш$ — число швов конструкции по длине натягиваемой арматуры; λ — обжатие стыка, принимаемое равным: для стыков, заполненных бетоном — 0,3 мм; при стыковании насухо — 0,5 мм; l — длина натягиваемой арматуры в мм

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

Таблица 5

Канал или поверхность	Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры (см. поз. 4 табл. 4)		
	k	μ при арматуре в виде	
		пучков арматурной проволоки, арматурных канатов	стержней периодического профиля
1. Канал с металлической поверхностью	0,003	0,35	0,4
2. Канал с бетонной поверхностью, образованный жестким каналообразователем, или бетонная поверхность	0	0,55	0,65
3. Канал с бетонной поверхностью, образованный гибким каналообразователем	0,0015	0,55	0,65

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

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

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

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

а) если заранее известен срок загружения конструкции, потери от усадки и ползучести бетона умножаются на коэффициент β, определяемый по формуле

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

но принимаемый не более единицы;

здесь t — время в сутках, отсчитываемое: при определении потерь от ползучести — со дня обжатия бетона, от усадки — со дня окончания бетонирования;

б) для конструкций, предназначенных для эксплуатации при влажности воздуха окружающей среды ниже 40%, потери от усадки и ползучести бетона должны быть увеличены на 25%, за исключением конструкций, предназначенных для эксплуатации в климатиче-

ском подрайоне IVA согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике, не защищенных от солнечной радиации, для которых указанные потери увеличиваются на 50%;

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

1.28. Величина предварительного напряжения в арматуре вводится в расчет с коэффициентом точности натяжения арматуры

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

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

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

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

но принимается не менее 0,1;

здесь p и σ_0 — см. п. 1.24 настоящей главы;

n_c — число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента.

При определении потерь предварительного напряжения арматуры, а также при расчете по раскрытию трещин и по деформациям значения $\Delta m_т$ допускается принимать равными нулю.

1.29. Величины напряжений в бетоне и арматуре, а также усилий предварительного обжатия бетона, вводимые в расчет предварительно-напряженных конструкций, определяются с учетом следующих указаний.

Напряжения в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, определяются по правилам расчета упругих материалов.

При этом принимают приведенное сечение, включающее сечение бетона с учетом ослабления его каналами, пазами и т. п., а также сечение всей продольной (напрягаемой и ненапрягаемой) арматуры, умноженное на отношение n соответствующих модулей упругости арматуры и бетона; если части бетонного сечения выполнены из бетонов разных проектных марок или видов, их приводят к одной марке или виду исходя из отношения модулей упругости бетона.

Усилие предварительного обжатия N_0 и эксцентрицитет его приложения $e_{0н}$ относительно центра тяжести приведенного сечения (рис. 1) определяются по формулам

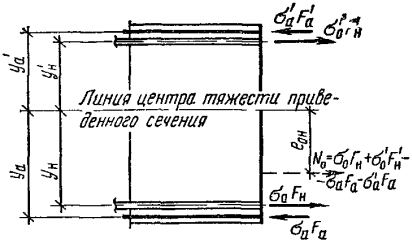


Рис. 1. Схема усилий предварительного напряжения арматуры в поперечном сечении железобетонного элемента

$$N_0 = \sigma_0 F_н + \sigma_0' F_н' - \sigma_а F_а - \sigma_а' F_а'; \qquad (9)$$

$$e_{0н} = \frac{\sigma_0 F_н y_н + \sigma_а' F_а' y_а' - \sigma_0' F_н' y_н' - \sigma_а F_а y_а}{N_0}, \qquad (10)$$

где $\sigma_а$ и $\sigma_а'$ — напряжения соответственно в ненапрягаемой арматуре A и A', вызванные усадкой и ползучестью бетона;

$y_н$, $y_н'$, $y_а$ и $y_а'$ — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до точек приложения равнодействующих усилий соответственно в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре A и A' (см. рис. 1).

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

Величины напряжений σ_0 и σ_0' принимают:

а) в стадии обжатия бетона — с учетом первых потерь;

б) в стадии эксплуатации элемента — с учетом первых и вторых потерь.

Величины напряжений $\sigma_а$ и $\sigma_а'$ принимают численно равными:

в стадии обжатия бетона — потерям напряжений от быстронатекающей ползучести по поз. 6 табл. 4;

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

1.30. Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия $\sigma_{б.н}$ не должны превышать величин (в долях от передаточной прочности бетона R_0), указанных в табл. 6.

Таблица 6

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения арматуры	Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия в долях от передаточной прочности бетона $\sigma_{б.н}/R_0$, не более			
		при расчетной зимней температуре наружного воздуха, °С			
		минус 40 и выше		ниже минус 40	
		при обжатии			
		центральном	внецентренном	центральном	внецентренном
1. Напряжение $\sigma_{б.н}$ уменьшается или не изменяется при действии внешних нагрузок	На упоры	0,65	0,75*	0,55	0,65
	На бетон	0,55	0,65	0,45	0,55
2. Напряжение $\sigma_{б.н}$ увеличивается при действии внешних нагрузок	На упоры	0,50	0,55	0,40	0,45
	На бетон	0,45	0,50	0,35	0,40

* Для элементов, изготовляемых с постепенной передачей усилий обжатия, при наличии стальных опорных деталей и косвенной арматуры с объемным коэффициентом армирования $\mu_к \geqslant 0{,}5\%$ (см. п. 5.15 настоящей главы) на длине не менее длины зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ (см. п. 2. 30 настоящей главы) и не менее $2h$ допускается принимать значение $\sigma_{б.н}/R_0 = 0{,}8$.

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

2. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно указаниям п. 1.3 настоящей главы.

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

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

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

БЕТОН

2.1. Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящей главы, должны предусматриваться бетоны, указанные в табл. 1 приложения 1 (за исключением перечисленных в примечании к п. 1.1 настоящей главы).

В настоящей главе приняты следующие наименования основных видов бетонов:

тяжелый бетон — бетон плотной структуры, на цементном вяжущем и плотных заполнителях, крупнозернистый, тяжелый по объемному весу, при любых условиях твердения;

бетон на пористых заполнителях — бетон плотной структуры, на цементном вяжущем, на пористом крупном заполнителе и мелком заполнителе плотном или пористом, крупнозернистый, легкий или облегченный по объемному весу, при любых условиях твердения;

ячеистый бетон — бетон ячеистой структуры 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, с тепловой обработкой при атмосферном давлении или с автоклавной обработкой;

крупнопористый бетон — бетон крупнопористой структуры, на цементном вяжущем, плотных и пористых заполнителях, крупнозер-

нистый, облегченный или легкий по объемному весу, при любых условиях твердения;

поризованный бетон — бетон поризованной структуры, на цементном вяжущем, плотных и пористых заполнителях, крупнозернистый, облегченный или легкий по объемному весу, при любых условиях твердения.

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 бетона должны назначаться по следующим признакам:

а) *по прочности на осевое сжатие (кубиковая прочность)*; за проектную марку бетона по прочности на сжатие М принимается сопротивление осевому сжатию $\bar{R}$ в кгс/см^2 эталонного образца-куба, испытанного согласно требованиям соответствующих государственных стандартов; проектная марка по прочности на сжатие (сокращенно «проектная марка») является основной характеристикой бетона и должна указываться в проекте во всех случаях;

б) *по прочности на осевое растяжение;* за проектную марку бетона по прочности на осевое растяжение Р принимается сопротивление осевому растяжению $\bar{R}_р$ в кгс/см^2 контрольных образцов, испытываемых в соответствии с государственными стандартами; должна назначаться в случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве;

в) *по морозостойкости;* за проектную марку по морозостойкости Мрз принимается число выдерживаемых циклов попеременного замораживания и оттаивания образцов, испытываемых в соответствии с государственными стандартами; должна назначаться для конструкций, подвергающихся воздействию отрицательных температур наружного воздуха;

г) *по водонепроницаемости;* проектная марка по водонепроницаемости В принимается в зависимости от значений коэффициента фильтрации воды, определяемых в соответствии с государственным стандартом; должна назначаться для конструкций, к которым предъявляются требования водонепроницаемости, или для конструкций, к бетону которых предъявляются требования по плотности.

2.3. Для бетонных и железобетонных конструкций должны предусматриваться следующие проектные марки бетона:

а) *по прочности на сжатие*

тяжелые бетоны — М50, М75, М100, М150, М200, М250, М300, М350, М400, М450, М500, М600, М700, М800 (при этом проектные марки М250, М350 и М450 следует предусматривать при условии, что это приводит к экономии цемента по сравнению с применением бетона проектных марок соответственно М300, М400, М500 и не снижает другие технико-экономические показатели конструкций);

бетоны на пористых заполнителях — М25, М35, М50, М75, М100, М150, М200, М250, М300, М350, М400;

ячеистые бетоны — М15, М25, М35, М50, М75, М100, М150;

поризованные бетоны — М35, М50, М75, М100;

крупнопористые бетоны — М15, М25, М35, М50, М75, М100;

б) *по прочности на осевое растяжение*

тяжелые бетоны — Р10, Р15, Р20, Р25, Р30, Р35, Р40;

бетоны на пористых заполнителях — Р10, Р15, Р20, Р25; Р30;

для других видов бетонов марки по прочности на осевое растяжение не нормируются;

в) *по морозостойкости*

тяжелые бетоны — Мрз 50, Мрз 75, Мрз 100, Мрз 150, Мрз 200, Мрз 300, Мрз 400, Мрз 500;

бетоны на пористых заполнителях — Мрз 25, Мрз 35, Мрз 50, Мрз 75, Мрз 100, Мрз 150, Мрз 200, Мрз 300, Мрз 400, Мрз 500;

ячеистые, поризованные и крупнопористые бетоны — Мрз 15, Мрз 25, Мрз 35, Мрз 50, Мрз 75, Мрз 100;

г) *по водонепроницаемости*

тяжелые бетоны и бетоны на пористых заполнителях — В2, В4, В6, В8, В10, В12; величины коэффициентов фильтрации $К_ф$, соответствующие указанным маркам, приведены в табл. 2 приложения 1; для других видов бетона марки по водонепроницаемости не нормируются.

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

В тех случаях, когда известны сроки фактического загружения конструкций, способы их возведения, условия твердения бетона, сорт применяемого цемента, допускается устанавливать проектную марку бетона в ином возрасте (большем или меньшем); при этом для монолитных массивных бетонных и железобетонных конструкций всегда должен

учитываться возможный реальный срок их загружения проектными нагрузками.

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

2.5. Для железобетонных конструкций не допускается применение:

тяжелого бетона — проектной марки ниже М 100;

бетона на пористых заполнителях — проектной марки ниже М35 и объемного веса менее 800 кгс/м³.

Рекомендуется принимать проектную марку бетона:

для железобетонных элементов из тяжелого бетона, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки,— не ниже М 200;

для железобетонных сжатых стержневых элементов из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях — не ниже М200;

для сильно нагруженных сжатых стержневых элементов из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях (например, для колонн, воспринимающих значительные крановые нагрузки, и для колонн нижних этажей многоэтажных зданий) — не ниже М300.

2.6. Для предварительно-напряженных элементов из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях проектная марка бетона, в котором расположена напрягаемая арматура, должна приниматься в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкерных устройств, не ниже указанной в табл. 7.

Передаточная прочность бетона R_0 назначается не ниже 80% от проектной марки, указанной в табл. 7; при этом фактическая величина R_0 с учетом требований статистического контроля на производстве должна составлять во всяком случае не менее 140 кгс/см², а при стержневой арматуре класса Ат-VI, арматурных канатах класса К-7 и проволочной арматуре без высаженных головок — не менее 200 кгс/см². Если проектная марка бетона принята выше указанного в табл. 7 минимального значения, то передаточная прочность, кроме того, должна составлять не менее 50% принятой проектной марки.

Для конструкций, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, минимальные значения проектной марки, приведенные в табл. 7, при проволочной напрягаемой арматуре и стержневой напрягаемой арматуре классов А-IV и Ат-IV всех диаметров, а также классов А-V и Ат-V диаметром 10—18 мм должны увеличиваться на одну ступень (50 кгс/см²) с соответствующим повышением передаточной прочности бетона.

Таблица 7

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

При проектировании отдельных видов конструкций допускается установленное в обоснованном порядке снижение минимальной проектной марки бетона на одну ступень (50 кгс/см²) против приведенной в табл. 7 с соответствующим снижением передаточной прочности бетона.

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

2.7. Проектная марка тяжелого мелкозернистого бетона, применяемого для защиты от коррозии и обеспечения сцепления с бетоном напрягаемой арматуры, расположенной в пазах и на поверхности конструкции, должна быть не ниже М 150, а для инъекции каналов — не ниже М 300.

2.8. Для замоноличивания стыков элементов сборных железобетонных конструкций проектную марку бетона следует устанавливать в зависимости от условий работы соединяемых элементов, но принимать не ниже М 100.

2.9. Проектные марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости бетонных и

Таблица 8

Условия работы конструкций		Минимальные проектные марки бетона					
		по морозостойкости			по водонепроницаемости		
Характеристика режима	Расчетная зимняя температура наружного воздуха	конструкций (кроме наружных стен отапливаемых зданий) для зданий и сооружений класса					
		I	II	III	I	II	III
1. Попеременное замораживание и оттаивание в водонасыщенном состоянии (например, конструкции, расположенные в сезонно-оттаивающем слое грунта в районах вечной мерзлоты)	Ниже минус 40° С	Мрз 300	Мрз 200	Мрз 150	В 6	В 4	В 2
	Ниже минус 20° С до минус 40° С включительно	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100	В 4	В 2	Не нормируется
	Ниже минус 5° С до минус 20° С включительно	Мрз 150	Мрз 100	Мрз 75	В 2	Не нормируется	То же
	Минус 5° С и выше	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50	Не нормируется	То же	»
2. Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения (например, надземные конструкции, постоянно подвергающиеся атмосферным воздействиям)	Ниже минус 40° С	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100	В 4	В 2	Не нормируется
	Ниже минус 20° С до минус 40° С включительно	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50	В 2	Не нормируется	То же
	Ниже минус 5° С до минус 20° С включительно	Мрз 75	Мрз 50	Мрз 35*	Не нормируется	То же	»
	Минус 5° С и выше	Мрз 50	Мрз 35*	Мрз 25*	То же	»	»
3. Попеременное замораживание и оттаивание в условиях воздушно-влажностного состояния при отсутствии эпизодического водонасыщения (например, конструкции, постоянно подвергающиеся воздействиям окружающего воздуха, защищенные от воздействия атмосферных осадков)	Ниже минус 40° С	Мрз 150	Мрз 100	Мрз 75	В 4	В 2	Не нормируется
	Ниже минус 20° С до минус 40° С включительно	Мрз 75	Мрз 50	Мрз 35*	Не нормируется	Не нормируется	То же
	Ниже минус 5° С до минус 20° С включительно	Мрз 50	Мрз 35*	Мрз 25*	То же	То же	»
	Минус 5° С и выше	Мрз 35*	Мрз 25*	Мрз 15**	»	»	»
4. Возможное эпизодическое воздействие температуры ниже 0° С в водонасыщенном состоянии (например, конструкции, находящиеся в грунте или под водой)	Ниже минус 40° С	Мрз 150	Мрз 100	Мрз 75	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется
	Ниже минус 20° С до минус 40° С включительно	Мрз 75	Мрз 50	Мрз 35*	То же	То же	То же
	Ниже минус 5° С до минус 20° С включительно	Мрз 50	Мрз 35*	Мрз 25*	»	»	»
	Минус 5° С и выше	Мрз 35*	Мрз 25*	Не нормируется	»	»	»

Продолжение табл. 8

Условия работы конструкций		Минимальные проектные марки бетона					
		по морозостойкости			по водонепроницаемости		
Характеристика режима	Расчетная зимняя температура наружного воздуха	конструкций (кроме наружных стен отапливаемых зданий) для зданий и сооружений класса					
		I	II	III	I	II	III
5. Возможное эпизодическое воздействие температуры ниже 0° С в условиях воздушно-влажностного состояния (например, внутренние конструкции отапливаемых зданий в период строительства и монтажа)	Ниже минус 40° С	Мрз 75	Мрз 50	Мрз 35*	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется
	Ниже минус 20° С до минус 40° С включительно	Мрз 50	Мрз 35*	Мрз 25*	То же	То же	То же
	Ниже минус 5° С до минус 20° С включительно	Мрз 35*	Мрз 25*	Мрз 15**	»	»	»
	Минус 5° С и выше	Мрз 25*	Мрз 15**	Не нормируется	»	»	»

* Для тяжелого бетона марки по морозостойкости не нормируются.

** Для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях марки по морозостойкости не нормируются.

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

2. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается согласно указаниям п. 1.3 настоящей главы.

железобетонных конструкций в зависимости от режима их эксплуатации и значения расчетной зимней температуры наружного воздуха в районе строительства должны приниматься:

для конструкций зданий и сооружений (кроме наружных стен отапливаемых зданий) — не ниже указанных в табл. 8;

для наружных стен отапливаемых зданий — не ниже указанных в табл. 9.

2.10. Для замоноличивания стыков элементов сборных конструкций, которые в процессе эксплуатации или монтажа могут подвергаться воздействию отрицательной температуры наружного воздуха, следует применять бетоны проектных марок по морозостойкости и водонепроницаемости не ниже принятых для стыкуемых элементов.

Нормативные и расчетные характеристики бетона

2.11. Нормативными сопротивлениями бетона являются:

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

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

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

Нормативная кубиковая прочность бетона принимается равной

$$R^{н} = \bar{R}(1 - 1{,}64v), \qquad (11)$$

где $\bar{R}$ — см. п. 2.2 настоящей главы;

v — коэффициент вариации прочности бетона, принимаемый согласно табл. 10.

Нормативная призменная прочность бетона для основных видов бетона принята равной:

для тяжелого бетона, бетона на пористых заполнителях и поризованного

$$R^{н}_{пр} = R^{н}(0{,}77 - 0{,}0001\bar{R}), \qquad (12)$$

но не менее 0,72 $R^{н}$;

для ячеистого бетона

$$R^{н}_{пр} = R^{н}(0{,}95 - 0{,}0005\bar{R}). \qquad (13)$$

Нормативные сопротивления бетона $R^{н}_{пр}$ (с округлением) в зависимости от проектной марки бетона по прочности на сжатие даны в табл. 11.

2.12. Нормативное сопротивление бетона осевому растяжению $R^{н}_{р}$ в случаях, когда прочность бетона на растяжение не контролируется, принимается в зависимости от проектной марки бетона по прочности на сжатие согласно табл. 11.

Таблица 9

Условия работы конструкции		Минимальные проектные марки бетона по морозостойкости наружных стен отапливаемых зданий из бетонов					
Относительная влажность внутреннего воздуха помещения $\varphi_в$	Расчетная зимняя температура наружного воздуха	на пористых заполнителях, ячеистых, поризованных, крупнопористых			тяжелых		
		для зданий класса					
		I	II	III	I	II	III
1. $\varphi_в > 75\%$	Ниже минус 40° С	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50	Мрз 200	Мрз 150	Мрз 100
	Ниже минус 20° С до минус 40° С включительно	Мрз 75	Мрз 50	Мрз 35	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50
	Ниже минус 5° С до минус 20° С включительно	Мрз 50	Мрз 35	Мрз 25	Мрз 75	Мрз 50	Не нормируется
	Минус 5° С и выше	Мрз 35	Мрз 25	Мрз 15*	Мрз 50	Не нормируется	То же
2. $60\% < \varphi_в \leqslant 75\%$	Ниже минус 40° С	Мрз 75	Мрз 50	Мрз 35	Мрз 100	Мрз 75	Мрз 50
	Ниже минус 20° С до минус 40° С включительно	Мрз 50	Мрз 35	Мрз 25	Мрз 50	Не нормируется	Не нормируется
	Ниже минус 5° С до минус 20° С включительно	Мрз 35	Мрз 25	Мрз 15*	Не нормируется	То же	То же
	Минус 5° С и выше	Мрз 25	Мрз 15*	Не нормируется	То же	»	»
3. $\varphi_в \leqslant 60\%$	Ниже минус 40° С	Мрз 50	Мрз 35	Мрз 25	Мрз 75	Мрз 50	Не нормируется
	Ниже минус 20° С до минус 40° С включительно	Мрз 35	Мрз 25	Мрз 15*	Не нормируется	Не нормируется	То же
	Ниже минус 5° С до минус 20° С включительно	Мрз 25	Мрз 15*	Не нормируется	То же	То же	»
	Минус 5° С и выше	Мрз 15*	Не нормируется	То же	»	»	»

* Для бетонов на пористых заполнителях марки по морозостойкости не нормируются.

Примечания: 1. При наличии паро- и гидроизоляции конструкций из тяжелых бетонов и бетонов на пористых заполнителях их марки по морозостойкости, указанные в настоящей таблице, снижаются на одну ступень.

2. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается согласно указаниям п. 1.3 настоящей главы.

При контроле проектной марки бетона по прочности на осевое растяжение нормативное сопротивление бетона осевому растяжению принимается равным

$$R_р^н = \overline{R}_р (1 - 1{,}64v), \qquad (14)$$

где $\overline{R}_р$ — см. п. 2.2 настоящей главы.

Нормативные сопротивления бетона растяжению $R_р^н$ (с округлением) в зависимости от марки бетона по прочности на осевое растяжение даны в табл. 12.

2.13. Расчетные сопротивления бетона 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 для основных видов бетона по табл. 10.

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

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{прII}$ и $R_{рII}$ вводят в расчет с коэффициентом условий работы бетона $m_б = 1$, за исключением случаев, указанных в пп. 4.10 и 4.12 настоящей главы.

Таблица 10

Бетон	Коэффициент вариации прочности бетона v	Коэффициенты безопасности по бетону при сжатии и растяжении $k_{б.с}$ и $k_{б.р}$			
		Расчет конструкций по предельным состояниям первой группы			Расчет конструкций по предельным состояниям второй группы $k_{б.с}$ и $k_{б.р}$
		$k_{б.с}$	$k_{б.р}$ при назначении проектной марки бетона по прочности на сжатие	$k_{б.р}$ при назначении проектной марки бетона по прочности на осевое растяжение	
1. Тяжелый и на пористых заполнителях	0,135	1,3	1,5	1,3	1
2 Ячеистый:					
вида А — автоклавный на цементном или смешанном вяжущем	0,18	1,5	2,3	—	1
вида Б — автоклавный на известковом вяжущем и безавтоклавный	0,2	1,75	2,5	—	1

Таблица 11

Вид сопротивления	Бетон	Нормативные сопротивления бетона $R^н_{пр}$ и $R^н_р$, расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{прII}$ и $R_{рII}$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности на сжатие																
		М 15	М 25	М 35	М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
Сжатие осевое (призменная прочность) $R^н_{пр}$ и $R_{прII}$	Тяжелый	—	—	—	30	45	60	85	115	145	170	200	225	255	280	340	390	450
	На пористых заполнителях	—	15	21	30	45	60	85	115	145	170	200	225	—	—	—	—	—
	Ячеистый:																	
	вида А	10	16,5	23	33	48	64	93	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	вида Б	9,5	16	22	31	46	60	88	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое $R^н_р$ и $R_{рII}$	Тяжелый	—	—	—	4,2	5,8	7,2	9,5	11,5	13	15	16,5	18	19	20	22	23,5	25
	На пористых заполнителях при мелком заполнителе:																	
	плотном . .	—	2,3	3,1	4,2	5,8	7,2	9,5	11,5	13	15	16,5	18	—	—	—	—	—
	пористом . .	—	2,3	3,1	4,2	5,8	7,2	9,5	11	12	13	14	14,5	—	—	—	—	—
	Ячеистый:																	
	вида А . . .	1,4	2,3	3,1	4,2	5,7	7,2	9,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	вида Б . . .	1,2	2,1	2,8	3,8	5,1	6,6	8,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Виды ячеистых бетонов А и Б — см. табл. 10 настоящей главы.

2. Величины расчетных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояния средней влажности бетона 10%.

3. Нормативные и расчетные сопротивления для всех видов бетона на глиноземистом цементе, а также для поризованного и мелкозернистого бетонов должны приниматься в соответствии с указаниями п. 2.14 настоящей главы.

4. Величины $R_{прII}$ и $R_{рII}$, приведенные в настоящей таблице, вводятся в расчет с коэффициентом условий работы бетона $m_б = 1$, за исключением случаев, указанных в пп. 4.10 и 4.12 настоящей главы.

Таблица 12

Вид сопротивления	Бетон	Нормативные сопротивления бетона $R^н_р$, расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{рII}$, кгс/см², при проектной марке по прочности на осевое растяжение						
		Р 10	Р 15	Р 20	Р 25	Р 30	Р 35	Р 40
Растяжение осевое $R^н_р$ и $R_{рII}$	Тяжелый	7,8	11,7	15,6	19,5	23,5	27	31
	На пористых заполнителях	7,8	11,7	15,6	19,5	23,5	—	—

Примечание. Для других видов бетонов марки по прочности на осевое растяжение не нормируются.

Величины расчетных сопротивлений основных видов бетонов (с округлением) в зависимости от их проектных марок по прочности на сжатие и на осевое растяжение приведены: для предельных состояний первой группы — соответственно в табл. 13 и 14, для предельных состояний второй группы — в табл. 11 и 12.

В расчетные сопротивления, приведенные в табл. 13 и 14, включены следующие коэффициенты условий работы $m_б$, учитывающие особенности свойств бетонов:

а) для высокопрочного тяжелого бетона проектных марок М600, М700 и М800 в расчетное сопротивление бетона сжатию $R_{пр}$ — коэффициент $m_б$, равный соответственно 0,95; 0,925 и 0,9;

Таблица 13

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_{пр}$ и $R_р$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности на сжатие																
		М 15	М 25	М 35	М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}$	Тяжелый	—	—	—	23	35	45	70	90	110	135	155	175	195	215	245	280	310
	На пористых заполнителях	—	12	16	23	35	45	70	90	110	135	155	175	—	—	—	—	—
	Ячеистый:																	
	вида А	6,5	11	15	22	32	42	62	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	вида Б	5,5	9	12	18	26	35	50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Крупнопористый . .	4	6,5	9	13	19	26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое $R_р$	Тяжелый	—	—	—	2,8	3,8	4,8	6,3	7,5	8,8	10	11	12	12,8	13,5	14,5	15,5	16,5
	На пористых заполнителях при мелком заполнителе:																	
	плотном	—	1,5	2,1	2,8	3,8	4,8	6,3	7,5	8,8	10	11	12	—	—	—	—	—
	пористом	—	1,5	2,1	2,8	3,8	4,8	6,3	7,3	8	8,7	9,3	9,8	—	—	—	—	—
	Ячеистый:																	
	вида А	0,6	1	1,4	1,8	2,5	3,1	4,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	вида Б	0,5	0,8	1,1	1,5	2	2,6	3,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Виды ячеистых бетонов А и Б — см. табл. 10 настоящей главы.
2. Величины расчетных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояния средней влажности бетона 10%.
3. Расчетные сопротивления для всех видов бетона на глиноземистом цементе, а также для поризованного и мелкозернистого бетонов должны приниматься в соответствии с указаниями п. 2.14 настоящей главы.
4. Величины $R_{пр}$ и $R_р$, приведенные в настоящей таблице, в необходимых случаях должны умножаться на коэффициенты условий работы бетона $m_б$ согласно табл. 15—17 настоящей главы.

Таблица 14

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_р$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности на осевое растяжение						
		Р 10	Р 15	Р 20	Р 25	Р 30	Р 35	Р 40
Растяжение осевое $R_р$	Тяжелый	6	9	12	15	18	21	24
	На пористых заполнителях	6	9	12	15	18	—	—

Примечание. Для других видов бетонов марки по прочности на осевое растяжение не нормируются.

б) для крупнопористого бетона в расчетное сопротивление бетона сжатию $R_{пр}$ — коэффициент $m_б = 0{,}9$, учитывая, что использование этого вида бетона допускается только в бетонных конструкциях.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы, приведенные в табл. 13 и 14, в соответствующих случаях следует умножать на коэффициенты условий работы бетона согласно табл. 15—17.

Таблица 15

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы	Коэффициенты условий работы бетона	
	условное обозначение	величина коэффициента
1. Длительность действия нагрузки: а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок, суммарная длительность действия которых мала (например, крановые нагрузки; нагрузки от транспортных средств; ветровые нагрузки; нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и возведении, и т. п.), а также при учете особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих, вечномерзлых и тому подобных грунтов		
для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях естественного твердения и подвергнутого тепловой обработке, если конструкция эксплуатируется в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона (твердение под водой, во влажном грунте или при влажности воздуха окружающей среды выше 75%)	$m_{б1}$	1
в остальных случаях		0,85
для ячеистого, поризованного и крупнопористого бетонов		0,85
б) при учете в рассматриваемом сочетании кратковременных нагрузок суммарная длительность действия которых мала, или особых нагрузок *, не указанных в поз. 1а		
для всех видов бетонов		1,1
2. Многократно повторяющаяся нагрузка	$m_{б2}$	См. табл. 16
3. Попеременное замораживание и оттаивание	$m_{б3}$	См. табл. 17
4. Расчет в стадии предварительного обжатия конструкций: с проволочной арматурой	$m_{б4}$	1,1
со стержневой арматурой		1,2

Продолжение табл. 15

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы	Коэффициенты условий работы бетона	
	условное обозначение	величина коэффициента
5. Бетонные конструкции	$m_{б5}$	0,9
6. Влажность ячеистого бетона: 10% и менее 25% и более более 10% и менее 25%	$m_{б6}$	1 0,85 По интерполяции
7. Бетонирование в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования более 1,5 м: для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях для ячеистого, поризованного и крупнопористого бетона	$m_{б7}$	 0,85 0,8
8. Бетонирование монолитных бетонных столбов и железобетонных колонн с наибольшим размером сечения менее 30 см	$m_{б8}$	0,85
9. Стыки сборных элементов при толщине шва менее $^1/_5$ наименьшего размера сечения элемента и менее 10 см	$m_{б9}$	1,15
10. Автоклавная обработка конструкций из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях	$m_{б10}$	0,85
11. Эксплуатация не защищенных от солнечной радиации конструкций в климатическом подрайоне IVA согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике	$m_{б11}$	0,85

* Если при учете особых нагрузок вводится дополнительный коэффициент условий работы согласно указаниям соответствующих нормативных документов (например, при учете сейсмических нагрузок), коэффициент $m_{б_1}$ принимается равным единице

Примечания: 1. Коэффициенты $m_{б5}$ по поз. 1, 2, 5, 6 и 11 настоящей таблицы должны учитываться при определении расчетных сопротивлений бетона $R_{пр}$ и $R_р$, а по остальным позициям — только при определении $R_{пр}$.

2. Для конструкций, находящихся под действием многократно повторяющейся нагрузки, коэффициент $m_{б1}$ учитывается при расчете по прочности, а $m_{б2}$ — при расчете на выносливость и по образованию трещин.

3. При расчете конструкций в стадии предварительного обжатия коэффициент $m_{б1}$ не учитывается.

4. Коэффициент $m_{б5}$ для крупнопористого бетона учтен в величинах расчетных сопротивлений, приведенных в табл. 13.

Таблица 16

Бетон	Состояние бетона по влажности	Коэффициенты условий работы бетона $m_{б2}$ при многократно повторяющейся нагрузке и коэффициенте асимметрии цикла $\rho_б$, равном						
		0—0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	⩾0,7
1. Тяжелый	Естественной влажности	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1	1
	Водонасыщенный	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1
2. На пористых заполнителях	Естественной влажности	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1
	Водонасыщенный	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1

Обозначения, принятые в табл. 16: $\rho_б = \frac{\sigma_{б.мин}}{\sigma_{б.макс}}$, где $\sigma_{б.мин}$ и $\sigma_{б.макс}$ — соответственно наименьшее и наибольшее напряжение в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, определяемое согласно п. 3.52 настоящей главы.

Таблица 17

Условия эксплуатации конструкции	Расчетная зимняя температура наружного воздуха	Коэффициент условий работы $m_{б\,з}$ при попеременном замораживании и оттаивании для бетона	
		тяжелого	на пористых заполнителях
1. Попеременное замораживание и оттаивание в водонасыщенном состоянии	Ниже минус 40 °С	0,7	0,8
	Ниже минус 20 °С до минус 40 °С включительно	0,85	0,9
	Ниже минус 5 °С до минус 20 °С включительно	0,9	1
	Минус 5 °С и выше	0,95	1
2 Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения	Ниже минус 40 °С	0,9	1
	Минус 40 °С и выше	1	1

Примечание. Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается согласно указаниям п. 1.3 настоящей главы.

Для отдельных видов бетона на пористых заполнителях допускается принимать иные значения расчетных сопротивлений, согласованные в установленном порядке.

2.14. Для поризованного бетона нормативные и расчетные сопротивления сжатию принимаются равными соответствующим значениям сопротивлений бетона на пористых заполнителях, приведенным в табл. 11 и 13.

Для бетонов на глиноземистом цементе и поризованного нормативные и расчетные сопротивления бетона растяжению снижаются на 30% против значений, соответственно приведенных в табл. 11 и 13.

Для мелкозернистого бетона нормативные и расчетные сопротивления принимаются равными соответствующим значениям для тяжелого бетона, приведенным в табл. 11—14.

При этом для указанных выше видов бетона должны учитываться соответствующие коэффициенты условий работы $m_б$ согласно табл. 15—17.

2.15. Величины начального модуля упругости бетона $E_б$ при сжатии и растяжении принимаются по табл. 18.

Для не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для работы в климатическом подрайоне IVA согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике, значения $E_б$, указанные в табл. 18, следует умножать на коэффициент 0,85.

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

2.16. Коэффициент линейной температурной деформации $\alpha_{бt}$ при изменении температуры от минус 50° С до плюс 50° С в зависимости от вида бетона принимается равным:

для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях при мелком плотном заполнителе — $1 \cdot 10^{-5}$ град$^{-1}$;

для бетона на пористых заполнителях при мелком пористом заполнителе — $0{,}7 \cdot 10^{-5}$ град$^{-1}$;

для ячеистого, поризованного и крупнопористого бетона — $0{,}8 \cdot 10^{-5}$ град$^{-1}$.

При наличии данных о минералогическом составе заполнителей, расходе цемента, степени водонасыщения бетона, морозостойкости и т. д. допускается принимать другие значения $\alpha_{бt}$, обоснованные в установленном порядке. Для расчетной температуры ниже минус 50° С величина $\alpha_{бt}$ принимается по экспериментальным данным.

2.17. Начальный коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) μ принимается равным 0,2 для всех видов бетона, а модуль сдвига бетона G — равным 0,4 от соответствующих значений $E_б$, указанных в табл. 18.

АРМАТУРА

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:

Таблица 18

Бетон	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_б \cdot 10^{-3}$, кгс/см², при проектной марке по прочности на сжатие															
	М 15	М 25	М 35	М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400	М 450	М 500	М 600	М 700	М 800
Тяжелый:																	
естественного твердения . . .	—	—	—	—	—	170	210	240	265	290	310	330	345	360	380	390	400
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	—	—	—	—	155	190	215	240	260	280	300	310	325	340	350	360
подвергнутый автоклавной обработке	—	—	—	—	—	125	160	180	200	220	230	250	260	270	285	290	300
На пористых заполнителях и поризованный в зависимости от объемного веса бетона, тс/м³:																	
0,8	—	30	35	40	50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	—	40	45	50	60	65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,4	—	—	—	75	85	95	105	115	125	135	145	—	—	—	—	—	—
1,8	—	—	—	—	110	120	135	150	165	175	185	190	—	—	—	—	—
2,2	—	—	—	—	—	—	170	185	200	215	225	235	—	—	—	—	—
Ячеистый:																	
вида А	12	17	25	38	50	75	100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
вида Б	10	14	20	30	40	60	80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Виды ячеистого бетона А и Б — см. табл. 10 настоящей главы.
2. Для бетона на пористых заполнителях и поризованного при промежуточном значении объемного веса начальные модули упругости бетона принимаются по интерполяции.

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

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

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

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

В железобетонных конструкциях допускается применять другие виды арматуры, в том числе упрочненную вытяжкой классов А-IIв и А-IIIв, а также новые виды арматуры, осваиваемые промышленностью (например, стержневую повышенной коррозионной стойкости класса Атп-V, арматурные канаты — девятнадцатипроволочные класса К-19, многопрядные классов К-n), применение которых должно быть согласовано в установленном порядке.

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

2.19. Выбор арматурных сталей следует производить в зависимости от типа конструкции, наличия предварительного напряжения, а также от условий возведения и эксплуатации здания или сооружения в соответствии с указаниями пп. 2.20—2.25 настоящей главы.

2.20. В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций (кроме указанных в п. 2.21):

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 ка-

честве продольной рабочей арматуры в случаях, когда использование других видов ненапрягаемой арматуры нецелесообразно или не допускается;

г) обыкновенную арматурную проволоку класса В-I диаметром 3—5 мм — для вязаных хомутов балок высотой до 400 мм и колонн; диаметром 6—8 мм — только в сварных каркасах и сетках;

д) горячекатаную арматурную сталь классов А-IV, А-V и термически упрочненную сталь классов Ат-IV и Ат-V — только для продольной рабочей арматуры вязаных каркасов и сеток. Арматура этих классов может использоваться в качестве растянутой или сжатой в составе преднапряженных конструкций; в обычных конструкциях — для сжатой арматуры, а классов А-IV, Ат-IV и для растянутой арматуры.

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

2.21. В конструкциях с ненапрягаемой арматурой, находящихся под давлением газов или жидкостей:

следует преимущественно применять

а) горячекатаную арматурную сталь классов А-II и А-I;

допускается также применять

б) горячекатаную арматурную сталь класса А-III;

в) обыкновенную арматурную проволоку классов Вр-I и В-I.

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

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 и арматурные канаты класса К-7;

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

при длине элементов свыше 12 м:

следует преимущественно применять

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

д) горячекатаную арматурную сталь класса А-V;

допускается также применять

е) горячекатаную арматурную сталь класса А-IV.

2.23. В качестве напрягаемой арматуры предварительно-напряженных элементов, находящихся:

под давлением газов, жидкостей или сыпучих тел:

следует преимущественно применять

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

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

в) горячекатаную арматурную сталь класса А-V;

допускается также применять

г) горячекатаную арматурную сталь класса А-IV;

д) термически упрочненную арматурную сталь класса Ат-IV;

под воздействием агрессивной среды рекомендуется преимущественно применять горячекатаную арматурную сталь класса А-IV.

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 приложениям 3 и 4.

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 конструкции на стадии ее возведения, принимая расчетное сопротивление арматуры с коэффициентом 0,7 и расчетную нагрузку с коэффициентом перегрузки $n=1$.

2.25. Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных и бетонных конструкций должна применяться горячекатаная арматурная сталь класса А-II марки 10ГТ и класса А-I марок ВСт3сп2 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

2.26. За нормативные сопротивления арматуры $R_a^н$ принимаются наименьшие контролируемые значения:

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

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

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

Нормативные сопротивления $R_a^н$ для основных видов стержневой и проволочной арматуры приведены соответственно в табл. 19 и 20.

Таблица 19

Стержневая арматура класса	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы R_{aII}, кгс/см²
A-I	2 400
A-II	3 000
A-III	4 000
A-IV	6 000
A-V	8 000
Ат-IV	6 000
Ат-V	8 000
Ат-VI	10 000

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

$$R_a = \frac{R_a^н}{k_a}, \qquad (15)$$

где k_a — коэффициент безопасности по арматуре, принимаемый по табл. 21.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению для основных видов стержневой и проволочной арматуры при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы приведены соответственно в табл. 22 и 23, а при расчете по предельным состояниям второй группы — в табл. 19 и 20.

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

для конструкций из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях — 4000 кгс/см²;

Таблица 20

Проволочная арматура класса	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	5 500
Bp-I	3—4	5 500
	5	5 250
B-II	3	19 000
	4	18 000
	5	17 000
	6	16 000
	7	15 000
	8	14 000
Bp-II	3	18 000
	4	17 000
	5	16 000
	6	15 000
	7	14 000
	8	13 000
K-7	4,5	19 000
	6	18 550
	7,5	18 000
	9	17 500
	12	17 000
	15	16 500

Таблица 21

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

Таблица 22

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

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

** Для сжатой арматуры, расположенной в ячеистом бетоне, значения $R_{а.с}$ принимаются не более 3600 кгс/см².

Таблица 23

Проволочная арматура класса	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
		растяжению		сжатию $R_{а.с}$
		продольной; поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента $R_а$	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{а.х}$	
B-I	3—5	3150	2200 (1900)	3150
Вр-I	3—4	3500	2600 (2800)	3500
	5	3400	2500 (2700)	3400
B-II	3	12 300	9800	4000
	4	11 600	9300	4000
	5	11 000	8800	4000
	6	10 300	8300	4000
	7	9 700	7700	4000
	8	9 000	7200	4000
Вр-II	3	11 600	9300	4000
	4	11 000	8800	4000
	5	10 300	8300	4000
	6	9 700	7700	4000
	7	9 000	7200	4000
	8	8 400	6700	4000
K-7	4,5	12 300	9800	4000
	6	11 900	9500	4000
	7,5	11 600	9300	4000
	9	11 300	9000	4000
	12	11 000	8800	4000
	15	10 600	8500	4000

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

для конструкций из ячеистого бетона — 3600 кгс/см².

Значения расчетных сопротивлений арматуры сжатию для основных видов стержневой и проволочной арматуры приведены соответственно в табл. 22 и 23.

При расчете конструкций из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях, для которых расчетное сопротивление бетона принято с учетом коэффициента условий работы $m_{б1}=0{,}85$ (см. поз. 1 табл. 15), допускается при соблюдении соответствующих конструктивных требований п. 5.22 настоящей главы принимать значения $R_{а.с}$ равными для арматуры классов:

A-IV и Ат-IV — 4500 кгс/см²;

A-V, Ат-V, Ат-VI, B-II, Вр-II и K-7 — 5000 кгс/см².

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

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

Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний второй группы $R_{аII}$ вводят в расчет с коэффициентом условий работы $m_а=1$.

Расчетное сопротивление поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечных сил $R_{а.х}$ снижается путем умножения на коэффициенты условий работы

$m_{a.x}$, учитывающие особенности работы такой арматуры:

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

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

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

Расчетные сопротивления растяжению поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) $R_{a.x}$ с учетом указанных выше коэффициентов условий работы арматуры приведены в табл. 22 и 23.

Кроме того, расчетные сопротивления R_a, $R_{a.c}$ и $R_{a.x}$ в соответствующих случаях следует умножать на коэффициенты условий работы согласно табл. 24—27.

Таблица 24

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы арматуры	Характеристика арматуры	Класс арматуры	Коэффициенты условий работы арматуры	
			условное обозначение	величина коэффициентов
1. Многократное повторение нагрузки	Продольная и поперечная	А-I, А-II, А-III и А-IV; В-I и Вр-I; В-II, Вр-II и К-7	m_{a1}	См. табл. 25
2. Наличие сварных соединений при многократном повторении нагрузки	Продольная и поперечная при наличии сварных соединений арматуры	А-I, А-II и А-III	m_{a2}	См. табл. 26
3. Зона передачи напряжений для арматуры без анкеров и зона анкеровки ненапрягаемой арматуры	а) Продольная напрягаемая	Независимо от класса	m_{a3}	$l_x/l_{п.н}$
	б) Продольная ненапрягаемая	То же		$l_x/l_{ан}$ В формулах поз. 3: l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения; $l_{п.н}$, $l_{ан}$ — соответственно длина зоны передачи напряжений и зоны анкеровки арматуры (см. пп. 2.30 и 5.14 настоящей главы)
4. Работа высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести	Продольная растянутая	А-IV и А-V; Ат-IV, Ат-V и Ат-VI; В-II, Вр-II и К-7	m_{a4}	Согласно указаниям п. 3.13 настоящей главы

Продолжение табл. 24

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов условий работы арматуры	Характеристика арматуры	Класс арматуры	Коэффициенты условий работы арматуры	
			условное обозначение	величина коэффициентов
5. Элементы из бетона на пористых заполнителях проектной марки М 100 и ниже	а) Продольная растянутая	A-II и A-III диаметром 10—12 мм	m_{a5}	$\frac{1900 + 20\bar{R}}{R_a} \leqslant 1$
	б) То же	A-II и A-III диаметром 14—16 мм		$\frac{1700 + 17\bar{R}}{R_a} \leqslant 1$
	в) Продольная сжатая	Независимо от класса		$\frac{1600 + 20\bar{R}}{R_{a.c}} \leqslant 1$
	г) Поперечная	A-I		$0{,}5 + 0{,}005\bar{R} \leqslant 1$;
		B-I и Вр-I		$0{,}4 + 0{,}008\bar{R} \leqslant 1$
6. Элементы из ячеистого бетона проектной марки М 100 и ниже	а) Продольная сжатая	Независимо от класса	m_{a6}	См. табл. 27, но не более: для сжатых элементов $\frac{1600 + 20\bar{R}}{R_{a.c}}$ для изгибаемых элементов $\frac{1600 + 40\bar{R}}{R_{a.c}}$
	б) Поперечная	A-I, B-I и Вр-I		$\frac{15\bar{R}}{R_{a.c}}$

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

2. Коэффициент m_{a3} по поз. 3 настоящей таблицы, кроме расчетных сопротивлений R_a, вводится также к предварительному напряжению арматуры σ_0.

3. В формулах для определения коэффициентов условий работы арматуры по поз. 5 и 6 настоящей таблицы величины $\bar{R}$ (см. п. 2.2), R_a и $R_{a.c}$ имеют размерность кгс/см².

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

$$l_{п.н} = \left(m_{п.н}\frac{\sigma_{п.н}}{R_0} + \Delta\lambda_{п.н}\right)d, \qquad (16)$$

где $m_{п\,н}$ и $\Delta\lambda_{п.н}$ — принимаются по табл. 28.

Величина $\sigma_{п.н}$ в формуле (16) принимается равной:

при расчете элементов по прочности — большему из значений R_a и σ_0;

при расчете элементов по трещиностойкости — величине σ_0. Здесь σ_0 принимается с учетом первых потерь по поз. 1—5 табл. 4.

В элементах из бетона на пористых заполнителях при пористом мелком заполнителе значения $m_{п.н}$ и $\Delta\lambda_{п.н}$ увеличиваются в 1,2 раза против приведенных в табл. 28.

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

Таблица 25

Класс арматуры	Коэффициенты условий работы арматуры m_{a1} при многократном повторении нагрузки и коэффициенте асимметрии цикла ρ_a, равном								
	—1	—0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
1. A-I	0,45	0,7	0,8	0,85	1	1	1	1	1
2. A-II	0,45	0,55	0,6	0,65	0,75	1	1	1	1
3. A-II марки 10ГТ с улучшенным профилем	—	—	0,8	0,85	0,95	1	1	1	1
4. A-III	0,35	0,4	0,45	0,5	0,6	0,9	1	1	1
5. A-IV	—	—	—	—	0,4	0,75	0,95	1	1
6. A-V	—	—	—	—	0,3	0,6	0,75	0,95	1
7. Вр-II	—	—	—	—	—	0,7	0,85	0,95	1
8. В-II	—	—	—	—	—	0,8	1	1	1
9. К-7 диаметром 4,5—9 мм	—	—	—	—	—	0,8	0,95	1	1
10. К-7 диаметром 12—15 мм	—	—	—	—	—	0,65	0,8	1	1
11. В-I и Вр-I	—	—	0,6	0,75	0,9	1	1	1	1

Обозначения, принятые в табл. 25: $\rho_a = \frac{\sigma_{a.мин}}{\sigma_{a.макс}}$, где $\sigma_{a.мин}$ и $\sigma_{a.макс}$ соответственно наименьшее и наибольшее напряжение в растянутой арматуре в пределах цикла изменения нагрузки, определяемое согласно п. 3.52 настоящей главы.

Примечание. Характеристики улучшенного профиля арматуры класса A-II марки 10ГТ (Ас-II) приведены в ГОСТ 5781—75.

Таблица 26

Класс арматуры	Группа сварных соединений	Коэффициенты условий работы арматуры m_{a2} при многократном повторении нагрузки и коэффициенте асимметрии цикла ρ_a, равном						
		0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
A-I, A-II диаметром не более 20 мм	I	0,9	0,95	1	1	1	1	1
	II	0,65	0,7	0,75	0,9	1	1	1
	III	0,25	0,3	0,35	0,5	0,65	0,85	1
A-III диаметром не более 20 мм	I	0,9	0,95	1	1	1	1	1
	II	0,6	0,65	0,65	0,7	0,75	0,85	1
	III	0,2	0,25	0,3	0,45	0,6	0,8	1

Примечания: 1. Разделение сварных соединений (см. приложение 5) на группы при расчете на выносливость принято следующим:

I — соединения типа КС-М;

II — соединения типа КТ-2 (с минимально допустимой относительной осадкой h/d), КС-О, ВО-Б, ВП-В;

III — соединения типа КС-Р, ВП-Г, ВМ-1, а также по поз. 4, 5, 7, 8 приложения 5.

2. Значения коэффициента m_{a2} должны быть снижены: на 5% при диаметре стержней 22 — 32 мм и на 10% при диаметре более 32 мм.

Таблица 27

Защитное покрытие	Коэффициенты условий работы m_{a6} при арматуре	
	гладкой	периодического профиля
1. Цементно-полистирольное, латексно-минеральное	1	1
2. Цементно-битумное (холодное) при диаметре арматуры:		
6 мм и более	0,7	1
менее 6 мм	0,7	0,7
3. Битумно-силикатное (горячее)	0,7	0,7
4. Битумно-глинистое	0,5	0,7
5. Сланцебитумное цементное	0,5	0,5

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

Таблица 28

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

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

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

2.31. Величины модуля упругости арматуры E_a принимаются по табл. 29.

Таблица 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, Вр-II	2 000 000
К-7	1 800 000
Вр-I	1 700 000

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

РАСЧЕТ БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

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 растянутой 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. 2), сокращенно именуемой в дальнейшем тексте настоящей главы «сжатой зоной бетона».

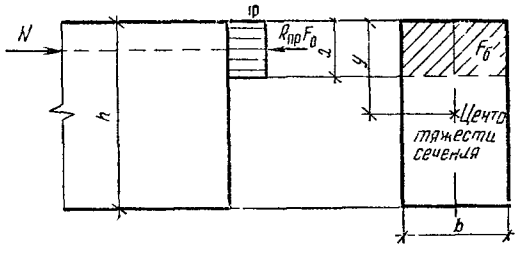


Рис. 2 Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого бетонного элемента, рассчитываемого без учета сопротивления бетона растянутой зоны

С учетом сопротивления бетона растянутой зоны производится расчет изгибаемых элементов, а также внецентренно-сжатых элементов, в которых не допускаются трещины из условий эксплуатации конструкций (элементы, подвергающиеся давлению воды, карнизы, парапеты и др.). При этом принимается, что достижение предельного состояния характеризуется разрушением бетона растянутой зоны (появлением трещин). Предельные усилия определяются исходя из следующих предпосылок (рис. 3):

сечения после деформаций остаются плоскими;

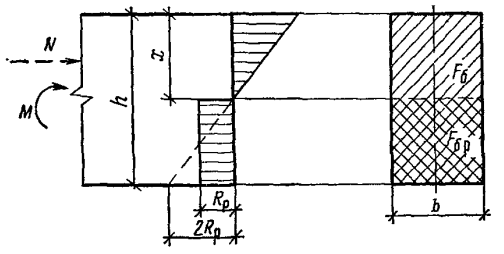


Рис. 3 Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого (внецентренно-сжатого) бетонного элемента, рассчитываемого с учетом сопротивления бетона растянутой зоны

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 $R_р$.

В случаях, когда вероятно образование наклонных трещин (например, элементы двутаврового и таврового сечений при наличии поперечных сил), должен производиться расчет бетонных элементов из условий (135) и (136) п. 4.11 настоящей главы, заменяя расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{прII}$ и $R_{рII}$ соответствующими значениями расчетных сопротивлений бетона для предельных состояний первой группы $R_{пр}$ и $R_р$.

Кроме того, должен производиться расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие) согласно п. 3.44 настоящей главы.

Внецентренно-сжатые элементы

3.2. При расчете внецентренно-сжатых бетонных элементов должен приниматься во внимание случайный эксцентрицитет продольного усилия $e_0^{сл}$, определяемый согласно указаниям п. 1.22 настоящей главы.

3.3. При гибкости элементов $\frac{l_0}{r} > 14$ необходимо учитывать влияние на их несущую способность прогибов как в плоскости эксцентрицитета продольного усилия, так и в нормальной к ней плоскости путем умножения значений e_0 на коэффициент η (см. п. 3.6 настоящей главы); 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:
для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях проектных марок выше М100 — $(y - 1)$ см;
для других видов и марок бетона — $(y - 2)$ см.

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

3.4. Во внецентренно-сжатых бетонных элементах в случаях, указанных в п. 5.48 настоящей главы, необходимо предусматривать конструктивную арматуру.

3.5. Расчет внецентренно-сжатых бетонных элементов (см. рис. 2) должен производиться из условия

$$N \leqslant kR_{пр}F_б, \qquad (17)$$

где $F_б$ — определяется из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения равнодействующей внешних сил.

Для элементов прямоугольного сечения $F_б$ определяется по формуле

$$F_б = bh\left(1 - \frac{2e_0\eta}{h}\right). \qquad (18)$$

Внецентренно-сжатые бетонные элементы, в которых не допускается появление трещин (см. рис. 3), независимо от расчета из условия (17) должны быть проверены с учетом сопротивления бетона растянутой зоны (см. п. 3.1 настоящей главы) из условия

$$N \leqslant \frac{kR_рW_т}{e_0\eta - r_y}. \qquad (19)$$

Для элементов прямоугольного сечения условие (19) имеет вид

$$N \leqslant \frac{1{,}75kR_рbh}{\frac{6e_0\eta}{h} - 0{,}8}. \qquad (20)$$

В формулах (17)—(20):

η — коэффициент, определяемый по формуле (24);

k — коэффициент, принимаемый равным для бетона:
тяжелого и на пористых заполнителях — 1;
ячеистого вида А — 0,85;

вида Б — 0,75

(виды ячеистых бетонов — см. табл. 10);

$W_т$ — момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, определяемый в предположении отсутствия продольной силы по формуле

$$W_т = \frac{2I_{б.о}}{h - x} + S_{б.р}; \qquad (21)$$

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

$$r_y = 0{,}8\frac{W_о}{F}. \qquad (22)$$

Положение нулевой линии определяется из условия

$$S_{б.о} = \frac{(h - x)F_{б.р}}{2}. \qquad (23)$$

3.6. Значение коэффициента η, учитывающего влияние прогиба на величину эксцентрицитета продольного усилия e_0, следует определять по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}}, \qquad (24)$$

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

$$N_{кр} = \frac{6{,}4E_б I}{k_{дл}l_0^2}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t} + 0{,}1\right). \qquad (25)$$

В формуле (25):

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

$$k_{дл} = 1 + \beta\frac{M_1^{дл}}{M_1}; \qquad (26)$$

здесь β — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона по табл. 30;

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;

l_0 — определяется по табл. 31;

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

$$t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{l_0}{h} - 0{,}001R_{пр}; \qquad (27)$$

здесь $R_{пр}$ — в кгс/см².

3.7. Расчет элементов бетонных конструкций на местное сжатие (смятие) должен производиться согласно указаниям пп. 3.44 и 3.45 настоящей главы.

Таблица 30

Бетон	Коэффициент β в формуле (26)
1 Тяжелый	1
2. На пористых заполнителях:	
а) при искусственных крупных заполнителях — керамзите, аглопорите, шлаковой пемзе и мелком заполнителе:	
плотном	1
пористом	1,5
б) при естественных крупных заполнителях — туфе, пемзе, вулканическом шлаке, известняке-ракушечнике независимо от вида мелкого заполнителя	2,5
3. Ячеистый:	
вида А	1,3
вида Б	1,5
4 Поризованный (на искусственных крупных пористых заполнителях по поз. 2а)	2

Примечание. Виды ячеистых бетонов А и Б — см. табл. 10 настоящей главы.

Таблица 31

Характер опирания элементов	Расчетная длина l_0 внецентренно-сжатых бетонных элементов
1. Для стен и столбов с опорами 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 зданий	
многопролетных	1,25 H
однопролетных	1,5 H
2 Для свободно стоящих стен и столбов	2 H

Обозначения, принятые в табл. 31:

H — высота столба или стены в пределах этажа за вычетом толщины плиты перекрытия либо высота свободно стоящей конструкции.

Изгибаемые элементы

3.8. Расчет изгибаемых бетонных элементов (см. рис. 3) должен производиться из условия

$$M \leqslant kR_pW_т, \qquad (28)$$

где k — коэффициент, принимаемый по указаниям п. 3.5 настоящей главы;

$W_т$ — определяется по формуле (21); для элементов прямоугольного сечения значение $W_т$ принимается равным

$$W_т = \frac{bh^2}{3,5}. \qquad (29)$$

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ

3.9. Расчет по прочности элементов железобетонных конструкций должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений наиболее опасного направления; при наличии крутящих моментов следует проверить прочность пространственных сечений, ограниченных в растянутой зоне спиральной трещиной, наиболее опасного из возможных направлений. Кроме того, должен производиться расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв).

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

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 $R_{а.с}$.

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 ξ_R (см. п. 3.12 настоящей главы), при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению $R_а$.

3.12. Величина ξ_R определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{4000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)}, \qquad (30)$$

где ξ_0 — характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле (31) для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях и принимаемая равной 0,73 для ячеистого бетона;

$$\xi_0 = a - 0,0008R_{пр}; \qquad (31)$$

здесь:

a — коэффициент, принимаемый равным для бетона: тяжелого — 0,85, на пористых заполнителях — 0,8;

$R_{пр}$ — в кгс/см²;

σ_A — напряжение в арматуре в кгс/см², принимаемое равным для арматуры классов: A-I, A-II, A-III, B-I и Bp-I — $R_а - \sigma_0$; A-IV, Ат-IV, A-V, Ат-V, Ат-VI, B-II, Bp-II и K-7 — $R_а + 4000 - \sigma_0$;

зд сь $R_а$ — расчетное сопротивление арматуры растяжению с учетом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры $m_а$, за исключением коэффициента $m_{а4}$ (см. поз. 4 табл. 24);

σ_0 — определяется при коэффициенте $m_т$, меньшем единицы.

В случае, если в расчете элементов из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях учитывается коэффициент условий работы $m_{б1} = 0,85$ (см. поз. 1 табл. 15), то в формулу (30) вместо величины 4000 подставляется 5000.

3.13. При расчете по прочности железобетонных элементов с высокопрочной арматурой классов A-IV, Ат-IV, A-V, Ат-V, Ат-VI, B-II, Bp-II, K-7 при соблюдении условия $\xi < \xi_R$ расчетное сопротивление арматуры $R_а$ должно быть умножено на коэффициент условий работы $m_{а4}$ (см. поз. 4 табл. 24), определяемый по формуле (32). При наличии сварных стыков в зоне элемента с изгибающими моментами, превышающими $0,9M_{макс}$ (где $M_{макс}$ — максимальный расчетный момент), значение коэффициента $m_{а4}$ для арматуры классов A-IV и A-V принимается не более 1,1.

$$m_{а4} = \overline{m}_{а4} - (\overline{m}_{а4} - 1)\frac{\xi}{\xi_R}, \qquad (32)$$

где $\overline{m}_{а4}$ — максимальное значение коэффициента $m_{а4}$, принимаемое равным для арматуры:
классов A-IV и Ат-IV — 1,2;
классов A-V, Ат-V, B-II, Bp-II и K-7 — 1,15;
класса Ат-VI — 1,1;

$\xi = \frac{x}{h_0}$, где x подсчитывается при значениях $R_а$ без

учета коэффициента m_{a4}; для случая центрального растяжения, а также внецентренного растяжения продольной силой, расположенной между равнодействующими усилий в арматуре, значение ξ принимается равным нулю.

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

сжатых при гибкости $l_0/r > 35$;

рассчитываемых на действие многократно повторяющейся нагрузки;

армированных высокопрочной проволокой, расположенной вплотную (без зазоров);

эксплуатируемых в агрессивной среде.

3.14. Для напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой от действия внешних сил зоне и имеющей сцепление с бетоном, расчетное сопротивление сжатию $R_{a.c}$ (пп. 3.15, 3.16, 3.20, 3.27 настоящей главы) должно быть заменено напряжением σ_c, равным (4000—σ_0') кгс/см², где σ_0' определяется при коэффициенте $m_т$, большем единицы. Если в расчете элементов из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях учитывается коэффициент условий работы $m_{б1} = 0{,}85$ (см. поз. 1 табл. 15), то значение σ_c принимается равным (5000 — σ_0') кгс/см², но не более $R_{a.c}$. При расчете элементов в стадии обжатия для напрягаемой арматуры, расположенной в зоне предполагаемого разрушения бетона от сжатия, напряжение σ_c принимается равным (3300—σ_0') кгс/см².

Изгибаемые элементы прямоугольного, таврового, двутаврового, кольцевого сечений

3.15. Расчет прямоугольных сечений, указанных в п. 3.11 настоящей главы (рис. 4), при $\xi = \frac{x}{h_0} \leqslant \xi_R$ должен производиться из условия

$$M \leqslant R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5x) + R_{a.c} F_a' (h_0 - a'); \quad (33)$$

при этом высота сжатой зоны x определяется из формулы

$$R_a F_a - R_{a.c} F_a' = R_{пр} b x \quad (34)$$

и принимается с учетом указаний п. 3.17 настоящей главы.

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. 5, *а*), т. е. соблюдается условие

$$R_a F_a \leqslant R_{пр} b_п' h_п' + R_{a.c} F_a', \quad (35)$$

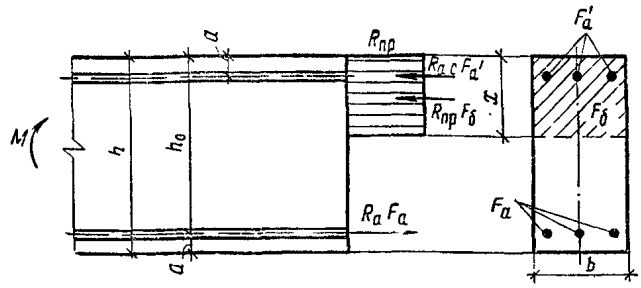


Рис. 4 Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

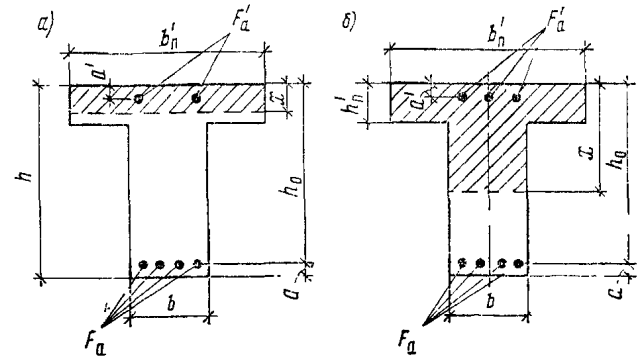


Рис. 5. Форма сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента с полкой в сжатой зоне

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

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b_п'$ в соответствии с указаниями п. 3.15 настоящей главы;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 5,*б*), т. е. условие (35) не соблюдается, расчет производится из условия

$$M \leqslant R_{пр} b x (h_0 - 0{,}5x) + + R_{пр} (b_п' - b) h_п' (h_0 - 0{,}5h_п') + R_{a.c} F_a' (h_0 - a'); \quad (36)$$

при этом высота сжатой зоны бетона x определяется из формулы

$$R_a F_a - R_{a.c} F_a' = R_{пр} b x + R_{пр} (b_п' - b) h_п' \quad (37)$$

и принимается с учетом указаний п. 3.17 настоящей главы. 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:

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 $h'_п < 0{,}1h$ — $6h'_п$;

в) при консольных свесах полки:

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

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

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

3.17. При расчете по прочности изгибаемых элементов рекомендуется соблюдать условие $x \leqslant \xi_R h_0$. 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 (п. 3.28 настоящей главы).

Допускается также в случае, если полученная из расчета по формулам (34) или (37) величина $x > \xi_R h_0$, производить расчет соответственно из условий (33) и (36), подставляя в них значение $x = \xi_R h_0$.

3.18. Расчет изгибаемых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geqslant 0{,}5$ с арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при числе продольных стержней не менее 6), должен производиться как для внецентренно-сжатых элементов в соответствии с указаниями п. 3.21 настоящей главы, принимая в формулах (43) и (44) величину продольной силы $N=0$ и подставляя в формулу (42) вместо Ne_0 значение изгибающего момента M.

Внецентренно-сжатые элементы прямоугольного и кольцевого сечений

3.19. При расчете внецентренно-сжатых железобетонных элементов необходимо учитывать случайный начальный эксцентрицитет согласно указаниям п. 1.22 настоящей главы, а также влияние прогиба на их несущую способность в соответствии с п. 3.24 настоящей главы.

3.20. Расчет прямоугольных сечений внецентренно-сжатых элементов, указанных в п. 3.11 настоящей главы, следует производить:

а) при $\xi = \dfrac{x}{h_0} \leqslant \xi_R$ (рис. 6) из условия

$$Ne \leqslant R_{пр} bx (h_0 - 0{,}5x) + R_{а.с} F'_а (h_0 - a'); \quad (38)$$

при этом высота сжатой зоны определяется из формулы

$$N + R_а F_а - R_{а.с} F'_а = R_{пр} bx; \quad (39)$$

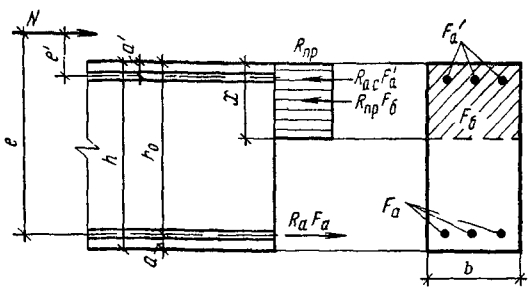


Рис 6 Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

б) при $\xi = \dfrac{x}{h_0} > \xi_R$ — также из условия (38); при этом высота сжатой зоны определяется:

для элементов из бетона проектной марки М400 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III — из формулы

$$N + \sigma_а F_а - R_{а.с} F'_а = R_{пр} bx, \quad (40)$$

где

$$\sigma_а = \left(2 \frac{1 - x/h_0}{1 - \xi_R} - 1\right) R_а; \quad (41)$$

для элементов из бетона проектной марки выше М400, а также для элементов с арматурой классов выше А-III как ненапрягаемой, так и напрягаемой — из формул (66) и (67) или (68).

3.21. Расчет внецентренно-сжатых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geqslant 0{,}5$ с арматурой, равномерно распределенной по длине окружности (при числе продольных стержней не менее 6), должен производиться из условия

$$Ne_0 \leqslant (R_{пр} F r_{ср} + R_{а.с} F_{а.к} r_а) \frac{\sin \pi\alpha_к}{\pi} + R_а F_{а.к} k_а z_а; \quad (42)$$

при этом величина относительной площади сжатой зоны бетона $\alpha_к$ определяется по формуле

$$\alpha_к = \frac{N + (\sigma_0 + A_а R_а) F_{а.к}}{R_{пр} F + (R_{а.с} + B_а R_а) F_{а.к}}. \quad (43)$$

Если полученная из расчета по формуле (43) величина $\alpha_к < 0{,}15$, в условие (42) подставляется значение $\alpha_к$, определяемое по формуле

$$\alpha_к = \frac{N + (\sigma_0 + k_а R_а) F_{а.к}}{R_{пр} F + R_{а.с} F_{а.к}}; \quad (44)$$

при этом значения $k_а$ и $z_а$ определяются по формулам (45) и (46), принимая $\alpha_к = 0{,}15$.

В формулах (42) — (44):

$$r_{ср} = \frac{r_1 + r_2}{2};$$

$r_а$ — радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней рассматриваемой арматуры;

$F_{а.к}$ — площадь сечения всей продольной арматуры, распределенной по длине окружности;

$k_а$ — коэффициент, определяемый по формуле

$$k_а = A_а - B_а \alpha_к; \qquad (45)$$

$z_а$ — расстояние от равнодействующей в арматуре растянутой зоны до центра тяжести сечения, определяемое по формуле

$$z_а = (0{,}2 + 1{,}3\alpha_к) r_а, \qquad (46)$$

но принимаемое не более $r_а$;

σ_0 — определяется при коэффициенте $m_т$, большем единицы;

$$A_а = m_{а.к} - \frac{\sigma_0}{R_а}, \qquad (47)$$

где $m_{а.к}$ — коэффициент, принимаемый равным для арматуры:

классов А-I, А-II и А-III — 1;

классов А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V, Ат-VI, В-II, Вр-II и К-7 — 1,1;

$$B_а = A_а \Delta, \qquad (48)$$

где значение Δ принимается равным

$$\Delta = 1{,}5 + 6R_а \cdot 10^{-5}; \qquad (49)$$

здесь $R_а$ — в кгс/см².

Если вычисленное по формуле (45) значение $k_а \leqslant 0$, то в условие (42) подставляется значение $k_а = 0$ и значение $\alpha_к$, полученное по формуле (43) при $A_а = B_а = 0$.

3.22. Расчет элементов сплошного сечения из тяжелого бетона с косвенным армированием (при гибкости $l_0/r_я \leqslant 35$, где $r_я$ — радиус инерции ядра сечения, ограниченного осями крайних стержней поперечной арматуры) должен производиться согласно указаниям пп. 3.20 или 3.28 настоящей главы по ядру сечения площадью $F_я$, подставляя в расчетные формулы (38), (39), (40), (65) и (66) вместо $R_{пр}$ приведенную призменную прочность бетона $R_{пр}^*$. При определении граничного значения относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R в формулу (30) подставляется величина ξ_0, вычисленная по формуле (56) с учетом влияния косвенного армирования.

При учете в расчетах косвенного армирования в виде сварных поперечных сеток величина $N_{кр}$, полученная по формуле (58), должна умножаться на коэффициент $k_с = 0{,}25 + 0{,}05 l_0/h_я \leqslant 1$, а второй член $(0{,}01 l_0/h_я)$ правой части формулы (27) должен умножаться на коэффициент $k_l = 0{,}1 l_0/h_я - 1 \leqslant 1$. При этом момент инерции бетонного сечения определяется по ядру сечения площадью $F_я$.

Значения $R_{пр}^*$ определяются по формулам:

а) при армировании сварными поперечными сетками

$$R_{пр}^* = R_{пр} + k\mu_к^с R_а^с; \qquad (50)$$

б) при армировании спиральной и кольцевой арматурой

$$R_{пр}^* = R_{пр} + 2\mu_к^{сп} R_а^{сп}\left(1 - \frac{7{,}5e_0}{d_я}\right). \qquad (51)$$

В формулах (50) и (51):

$R_а^с$ и $R_а^{сп}$ — расчетное сопротивление растяжению соответственно арматуры сеток и спирали;

$d_я$ — диаметр ядра бетонного сечения;

k — коэффициент эффективности косвенного армирования, принимаемый равным

$$k = \frac{5 + \alpha_с}{1 + 4{,}5\alpha_с}, \qquad (52)$$

где

$$\alpha_с = \frac{\mu_к^с R_а^с}{R_{пр}}; \qquad (53)$$

$\mu_к^с$ и $\mu_к^{сп}$ — коэффициенты косвенного армирования, определяемые по формулам:

а) для сварных поперечных сеток

$$\mu_к^с = \frac{n_1 f_{с1} l_1 + n_2 f_{с2} l_2}{F_я s}; \qquad (54)$$

здесь n_1, $f_{с1}$ и l_1 — соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки в одном направлении (считая в осях крайних стержней);

n_2, $f_{с2}$ и l_2 — то же, в другом направлении;

s — расстояние между сетками;

$F_я$ — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток (считая в осях крайних стержней).

Площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлениях не должны различаться более чем в 1,5 раза;

б) для спиральной и кольцевой арматуры

$$\mu_к^{сп} = \frac{4 f_{сп}}{d_я s}, \qquad (55)$$

где $f_{сп}$ — площадь поперечного сечения спиральной арматуры;

s — шаг навивки спирали или расстояние между кольцами.

Значение ξ_0 при косвенном армировании определяется по формуле

$$\xi_0 = 0{,}85 - 0{,}0008 R_{пр} + b, \qquad (56)$$

но принимается не более 0,9.

В формуле (56):

$R_{пр}$ — в кгс/см²;

b — коэффициент, равный $10\mu_к^с$ или $10\mu_к^{сп}$ при армировании соответственно поперечными сетками или спиральной арматурой, но принимаемый не более 0,15.

Косвенное армирование учитывается в расчете при условии, что несущая способность элемента, определенная согласно указаниям настоящего пункта (вводя в расчет $F_я$ и $R^{'}_{пр}$), превышает его несущую способность, определенную по полному сечению F и величине расчетного сопротивления бетона $R_{пр}$ (без учета косвенной арматуры).

Кроме того, косвенное армирование должно удовлетворять конструктивным требованиям п. 5.24 настоящей главы.

3.23. При расчете внецентренно-сжатых элементов с косвенным армированием наряду с расчетом по прочности согласно п. 3.22 настоящей главы должно соблюдаться условие, обеспечивающее трещиностойкость защитного слоя,

$$N \leqslant \frac{1{,}8R_{пр}F_п}{1+\frac{e_0 y}{r_п^2}}, \qquad (57)$$

где $F_п$ и $r_п$ — соответственно площадь и радиус инерции полного приведенного сечения элемента;

y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее сжатого волокна.

При определении значений $F_п$ и $r_п$ в формуле (57) коэффициент приведения арматуры к бетону принимается равным $n=0{,}65\frac{R_а}{R_{пр}}$ (при этом $R_а$ принимается не более 3500 кгс/см^2), а части бетонного сечения, выполненные из бетонов разных проектных марок, приводят к одной марке, исходя из отношения расчетных сопротивлений бетонов сжатию.

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 настоящей главы).

Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая при гибкости $l_0/r>14$ влияние прогиба элемента на его прочность, определяемую из условий (38), (42), (57) и (65), путем умножения e_0 на коэффициент η. При этом условная критическая сила в формуле (24) для вычисления η принимается равной

$$N_{кр}=\frac{6{,}4E_б}{l_0^2}\left[\frac{I}{k_{дл}}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+t/k_н}+0{,}1\right)+nI_а\right], \qquad (58)$$

где l_0 — принимается по указаниям п. 3.25 настоящей главы;

t — коэффициент, принимаемый согласно указаниям п. 3.6 настоящей главы;

$k_{дл}$ — коэффициент, определяемый по формуле (26); при этом моменты M_1 и $M_1^{дл}$ 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 настоящей главы);

$k_н$ — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента; при равномерном обжатии сечения напрягаемой арматурой $k_н$ определяется по формуле

$$k_н=1+40\frac{\sigma_{б.н}}{R_{пр\,II}}\cdot\frac{e_0}{h}; \qquad (59)$$

здесь $\sigma_{б.н}$ — определяется при коэффициенте $m_т$, меньшем единицы.

При расчете из плоскости эксцентрицитета продольной силы значение e_0 принимается равным величине случайного эксцентрицитета (см. п. 1.22 настоящей главы).

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 и наличие трещин.

Для элементов наиболее часто встречающихся конструкций допускается принимать расчетные длины l_0 равными:

а) для колонн многоэтажных зданий при числе пролетов не менее двух и соединениях ригелей и колонн, рассчитываемых как жесткие, при конструкциях перекрытий:

сборных — H;

монолитных — $0{,}7H$,

где H — высота этажа (расстояние между центрами узлов);

б) для колонн одноэтажных зданий с шарнирным опиранием несущих конструкций покрытий, жестких в своей плоскости (способных передавать горизонтальные усилия), а также для эстакад — по табл. 32;

в) для элементов ферм и арок — по табл. 33.

Центрально-растянутые элементы

3.26. При расчете сечений центрально-растянутых железобетонных элементов должно соблюдаться условие

$$N \leqslant R_а F_а, \qquad (60)$$

где $F_а$ — площадь сечения всей продольной арматуры.

Таблица 32

Характеристика зданий и колонн				Расчетная длина l_0 колонн одноэтажных зданий при расчете их в плоскости		
				поперечной рамы или перпендикулярной к оси эстакады	перпендикулярной к поперечной раме или параллельной к оси эстакады	
					при наличии связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор	при отсутствии связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор
1. Здания с мостовыми кранами	при учете нагрузки от кранов	подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$1,5\,H_н$	$0,8\,H_н$	$1,2\,H_н$
			неразрезных	$1,2\,H_н$	$0,8\,H_н$	$0,8\,H_н$
		надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$2H_в$	$1,5\,H_в$	$2H_в$
			неразрезных	$2H_в$	$1,5\,H_в$	$1,5\,H_в$
	без учета нагрузки от кранов	подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	однопролетных	$1,5\,H$	$0,8\,H_н$	$1,2\,H$
			многопролетных	$1,2\,H$	$0,8\,H_н$	$1,2\,H$
		надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$2,5\,H_в$	$1,5\,H_в$	$2H_в$
			неразрезных	$2H_в$	$1,5\,H_в$	$1,5\,H_в$
2. Здания без мостовых кранов	колонны ступенчатые	нижняя часть колонн зданий	однопролетных	$1,5\,H$	$0,8\,H$	$1,2\,H$
			многопролетных	$1,2\,H$	$0,8\,H$	$1,2\,H$
		верхняя часть колонн		$2,5\,H_в$	$2H_в$	$2,5\,H_в$
	колонны постоянного сечения зданий	однопролетных		$1,5\,H$	$0,8\,H$	$1,2\,H$
		многопролетных		$1,2\,H$	$0,8\,H$	$1,2\,H$
3. Открытые крановые эстакады при подкрановых балках			разрезных	$2H_н$	$0,8\,H_н$	$1,5\,H_н$
			неразрезных	$1,5\,H_н$	$0,8\,H_н$	$H_н$
4. Открытые эстакады под трубопроводы при соединении колонн с пролетным строением			шарнирном	$2H$	H	$2H$
			жестком	$1,5\,H$	$0,7\,H$	$1,5\,H_н$

Обозначения, принятые в табл. 32:

H — полная высота колонны от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной, распорки) в соответствующей плоскости;

$H_н$ — высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;

$H_в$ — высота надкрановой части колонны от ступени колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости.

Примечание. При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетная длина надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимается равной $H_в$.

Таблица 33

Элементы	Расчетная длина l_0 элементов ферм и арок
1. Элементы ферм:	
верхний пояс при расчете:	
а) в плоскости фермы	
при $e_0 < \frac{1}{8} h_{в.п}$	$0,9\,l$
при $e_0 \geqslant \frac{1}{8} h_{в.п}$	$0,8\,l$
б) из плоскости фермы	
для участка под фонарем при ширине фонаря 12 м и более	$0,8\,l$
в остальных случаях	$0,9\,l$
раскосы и стойки при расчете:	
в) в плоскости фермы	$0,8\,l$
г) из плоскости фермы	
при $b_{в.п}/b_с \leqslant 1,5$	$0,9\,l$
при $b_{в.п}/b_с \geqslant 1,5$	$0,8\,l$
2. Арки:	
а) при расчете в плоскости арки	
трехшарнирной	$0,58\,s$
двухшарнирной	$0,54\,s$
бесшарнирной	$0,365\,s$
б) при расчете из плоскости арки (любой)	s

Обозначения, принятые в табл. 33:

l — длина элемента между центрами примыкающих узлов, а для верхнего пояса фермы при расчете из плоскости фермы — расстояние между точками его закрепления;

s — длина арки вдоль ее геометрической оси; при расчете из плоскости арки — длина арки между точками ее закрепления из плоскости арки,

$h_{в.п}$ — высота сечения верхнего пояса;

$b_{в.п}$, $b_с$ — ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки (раскоса) фермы.

Внецентренно-растянутые элементы прямоугольного сечения

3.27. Расчет прямоугольных сечений внецентренно-растянутых элементов, указанных в п. 3.11. настоящей главы, должен производиться в зависимости от положения продольной силы N:

а) если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре A и A' (рис. 7, *а*),—из условий

$$Ne \leqslant R_a F'_a (h_0 - a') \qquad (61)$$

и

$$Ne' \leqslant R_a F_a (h_0 - a); \qquad (62)$$

б) если продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A и A' (рис. 7, *б*),— из условия

$$Ne \leqslant R_{пр} bx (h_0 - 0,5x) + R_{а.с} F'_a (h_0 - a'); \qquad (63)$$

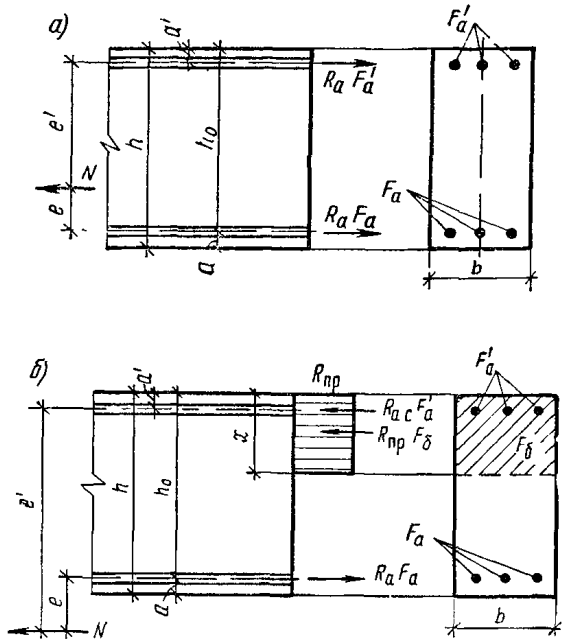


Рис. 7. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

а — продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре A и A'; *б* — то же, за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре A и A'

при этом высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$R_a F_a - R_{а.с} F'_a - N = R_{пр} bx. \qquad (64)$$

Если полученная из расчета по формуле (64) величина $x > \xi_R h_0$, в условие (63) подставляется значение $x = \xi_R h_0$, где ξ_R определяется согласно указаниям п. 3.12 настоящей главы.

Общий случай расчета (при любых сечениях, внешних усилиях и любом армировании)

3.28. Расчет сечений в общем случае (рис. 8) должен производиться из условия

$$\overline{M} \leqslant \pm (R_{пр} S_б - \Sigma \sigma_{a\,i} S_{a\,i}), \qquad (65)$$

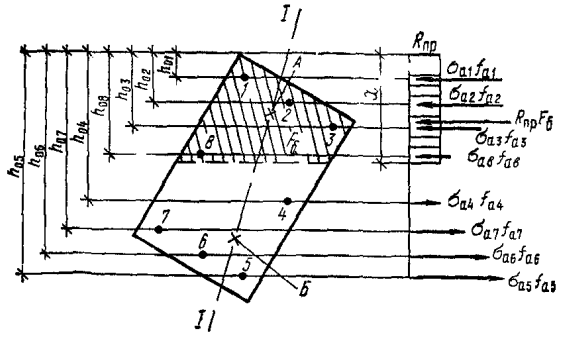


Рис. 8. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси железобетонного элемента, в общем случае расчета по прочности

I — I — плоскость, параллельная плоскости действия изгибающего момента, или плоскость, проходящая через точки приложения продольной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий; *А* — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны; *Б* — точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре.
1—8 — стержни арматуры

при этом знак «плюс» перед скобкой принимается для случая внецентренного сжатия и изгиба, знак «минус» — для растяжения.

В условии (65):

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

$S_б$ и S_{ai} — 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);

σ_{ai} — напряжение в i-м стержне продольной арматуры, определяемое согласно указаниям настоящего пункта.

Высота сжатой зоны x и напряжение σ_{ai} в кгс/см² определяются из совместного решения уравнений

$$R_{пр}F_б - \Sigma\sigma_{ai}f_{ai} \pm N = 0 \qquad (66)$$

и

$$\sigma_{ai} = \frac{4000}{1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}}\left(\frac{\xi_0}{\xi_i} - 1\right) + \sigma_{0i}. \qquad (67)$$

В уравнении (66) знак «минус» перед N принимается для внецентренно-сжатых элементов и знак «плюс» — для внецентренно-растянутых.

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 или растяжении — условия, что точки приложения внешней продольной силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре должны лежать на одной прямой (см. рис. 8).

Напряжение σ_{ai} вводится в расчетные формулы со своим знаком, полученным при расчете по формуле (67), при этом необходимо соблюдать следующие условия:

во всех случаях $R_{ai} \geqslant \sigma_{ai} \geqslant -R_{a\cdot ci}$: для предварительно-напряженных элементов $\sigma_{ai} \geqslant \sigma_{ci}$, где σ_{ci} — напряжение в арматуре, равное предварительному напряжению σ'_{0i}, уменьшенному на величину 4000 кгс/см², а если используется коэффициент условий работы $m_{б1} = 0{,}85$ (см. табл. 15) — на величину 5000 кгс/см²; при расчете в стадии предварительного обжатия напряжение σ'_{0i} уменьшается на величину 3300 кгс/см².

Кроме того, если значение σ_{ai}, полученное по формуле (67), для арматуры классов А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V, Ат-VI, В-II, Вр-II и К-7 превышает $0{,}8R_{ai}$, то напряжение σ_{ai} следует определять по формуле

$$\sigma_{ai} = \left(0{,}8 + 0{,}2\frac{\xi_{yi} - \xi_i}{\xi_{yi} - \xi_{Ri}}\right)R_{ai}. \qquad (68)$$

В случаях, когда напряжение в арматуре, найденное по формуле (68), превышает R_{ai}, необходимо в условиях (65) и (66) для соответствующих стержней арматуры принимать значения R_{ai} с учетом коэффициента условий работы m_{a4} по п. 3.13 настоящей главы.

В формулах (66)—(68):

f_{ai} — площадь сечения i-го стержня продольной арматуры;

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

ξ_i — относительная высота сжатой зоны бетона, равная

$$\xi_i = \frac{x}{h_{0i}};$$

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 (см. рис. 8),

ξ_0 — характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формулам (31) или (56);

ξ_{Ri} и ξ_{yi} — относительная высота сжатой зоны, отвечающая достижению в рассматриваемом стержне напряжений, соответственно равных R_{ai} и $0{,}8R_{ai}$; значения ξ_{Ri} и ξ_{yi} определяются по формуле

$$\xi_{Ri(yi)} = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_{Ai}}{4000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)}; \qquad (69)$$

здесь $\sigma_{Ai} = R_{Ai} + 1000 - \sigma_{0i}$ (кгс/см²) — при определении ξ_{Ri};

$\sigma_{Ai} = 0{,}8R_{a\,i} - \sigma_{0i}$ (кгс/см²) — при определении ξ_{yi}.

Если в расчете элементов из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях учитывается коэффициент условий работы $m_{б1} = 0{,}85$ (см. поз. 1 табл. 15), то в формулах (67) и (69) величина 4000 заменяется на 5000.

Примечание. Индекс i обозначает порядковый номер стержня арматуры.

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

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

на действие поперечной силы (см. пп. 3.30—3.38 настоящей главы);

на действие изгибающего момента (см. пп. 3.39 и 3.40 настоящей главы).

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы

3.30. При расчете элементов на действие поперечной силы должно соблюдаться условие

$$Q \leqslant 0{,}35R_{пр}bh_0; \qquad (70)$$

при этом значение $R_{пр}$ для бетонов проектных марок выше М 400 принимается как для бетона марки М 400.

3.31. Расчет на действие поперечной силы согласно указаниям пп. 3.32—3.36 настоящей главы не производится, если соблюдается условие

$$Q \leqslant k_1R_pbh_0, \qquad (71)$$

где k_1 — коэффициент, принимаемый равным для бетонов:

тяжелого и ячеистого — 0,6;

на пористых заполнителях — не более 0,4.

Для сплошных плоских плит указанные значения k_1 увеличиваются на 25%.

Для внецентренно-растянутых элементов правая часть условия (71) умножается дополнительно на коэффициент k_N, определяемый по формуле (74).

При соблюдении условия (71) поперечная арматура должна устанавливаться в соответствии с конструктивными требованиями пп. 5.26 и 5.27 настоящей главы. Если условие (71) не удовлетворяется, то производится расчет элементов:

с поперечной арматурой — по указаниям пп. 3.33—3.35 настоящей главы;

без поперечной арматуры — по указаниям п. 3.36 настоящей главы.

Кроме того, во всех случаях должно удовлетворяться условие (70).

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_p, 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 $R_{a.x}$;

сопротивление продольной арматуры действию поперечной силы не учитывается.

Примечание. В тексте настоящей главы под поперечной арматурой имеются в виду хомуты и отогнутые стержни. Термин «хомуты» включает поперечные стержни сварных каркасов и хомуты вязаных каркасов.

3.33. Расчет элементов с поперечной арматурой (рис. 9) должен производиться из условия

$$Q \leqslant \Sigma R_{a.x}F_x + \Sigma R_{a.x}F_0 \sin\alpha + Q_б, \qquad (72)$$

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;

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

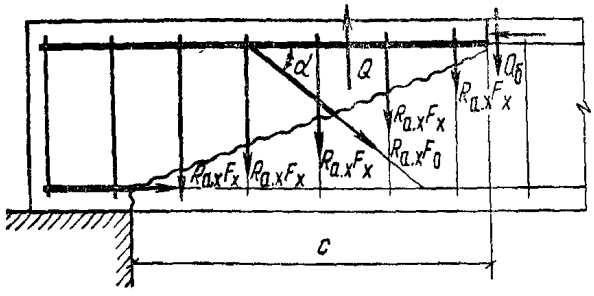


Рис. 9. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

α — угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента в наклонном сечении;

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

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

$$Q_б = \frac{k_2 R_p b h_0^2}{c}, \qquad (73)$$

где k_2 — коэффициент, принимаемый равным для бетонов:
тяжелого и ячеистого — 2;
на пористых заполнителях при мелком заполнителе:
плотном — 1,75;
пористом — 1,5;

c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента;

b и h_0 — принимаются в пределах наклонного сечения.

Величина $Q_б$ для внецентренно-растянутых элементов определяется по формуле (73) с умножением на коэффициент k_N, равный

$$k_N = 1 - 0{,}2\frac{N}{R_p b h_0}, \qquad (74)$$

но принимаемый не менее 0,2.

Для элементов с наклонной сжатой гранью значение $Q_б$ определяется по формуле (73), принимая рабочую высоту h_0 у конца наклонного сечения в сжатой зоне.

Для элементов с наклонной растянутой гранью в правую часть условия (72) вводится дополнительное поперечное усилие Q_a, равное проекции усилий в продольной арматуре, расположенной у наклонной грани, на нормаль к сжатой грани

$$Q_a = \frac{M - \Sigma R_{a.x} F_x z_x - \Sigma R_{a.x} F_0 z_0}{z} \operatorname{tg}\beta, \qquad (75)$$

где M — изгибающий момент в сечении, нормальном к сжатой грани и проходящем через конец наклонного сечения в сжатой зоне;

z — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A до равнодействующей усилий в сжатой зоне в плоскости сечения, указанного выше;

z_x и z_0 — обозначения те же, что в формуле (84);

β — угол наклона арматуры A к сжатой грани элемента.

В этом случае величина $Q_б$ определяется по формуле (73) при рабочей высоте h_0 у начала наклонного сечения в растянутой зоне.

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

$$c_0 = \sqrt{\frac{k_2 R_p b h_0^2}{q_x}},$$

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

$$Q_{x.б} = 2\sqrt{k_2 R_p b h_0^2 q_x}, \qquad (76)$$

где k_2 — коэффициент, принимаемый согласно п. 3.33 настоящей главы;

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

$$q_x = \frac{R_{a.x} F_x}{u}. \qquad (77)$$

3.35. Для хомутов, устанавливаемых по расчету в соответствии с указаниями пп 3.33 и 3.34 настоящей главы, должно удовлетворяться условие

$$\frac{R_{a.x} F_x}{u} \geqslant \frac{R_p b}{2}. \qquad (78)$$

Расстояния между хомутами u, между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре, u_1, а также между концом предыдущего и началом последующего отгиба u_2 (рис. 10) должны быть не более величины

$$u_{макс} = \frac{0{,}75 k_2 R_p b h_0^2}{Q}, \qquad (79)$$

где k_2 — коэффициент, принимаемый согласно п. 3.33 настоящей главы.

Кроме того, поперечное армирование элемента независимо от результатов расчета, должно удовлетворять конструктивным требованиям, приведенным в п. 5.27 настоящей главы.

3.36. Расчет изгибаемых элементов без поперечной арматуры должен производиться из условия

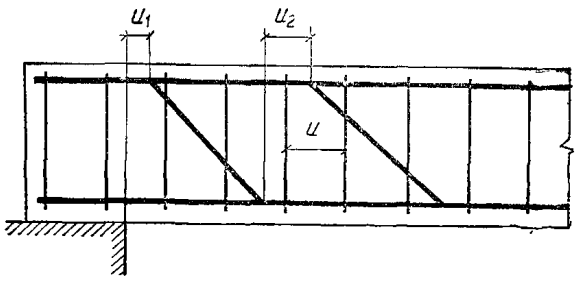


Рис 10. Расстояния между хомутами и отогнутыми стержнями

$$Q \leqslant \frac{k_3 R_1 b h_0^2}{c}, \qquad (80)$$

в котором правая часть неравенства принимается: не менее $k_1 R_p b h_0$ (где k_1 см. п. 3.31 настоящей главы) и не более $2R_p b h_0$ (для сплошных плит — не более $2{,}5R_p b h_0$).

В условии (80):

k_3 — коэффициент, принимаемый равным для бетонов:
тяжелого и ячеистого — 1,2,
на пористых заполнителях — 0,8;
для сплошных плоских плит указанные значения k_3 увеличиваются на 25%;

Q и c — то же, что в п. 3.33 настоящей главы.

3.37. Короткие консоли ($l_к \leqslant 0{,}9h_0$, рис. 11), поддерживающие балки, фермы и т. п., следует рассчитывать на действие поперечной силы из условия

$$Q_к \leqslant \frac{k_3 k_4 R_p b h_0^2}{a}, \qquad (81)$$

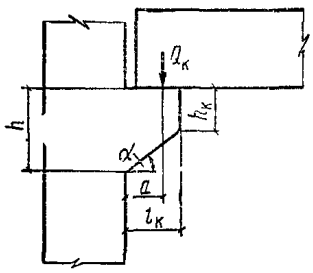


Рис. 11. Расчетная схема для короткой консоли при расчете ее по прочности на действие поперечной силы

в котором правая часть неравенства принимается не более $2{,}5R_p b h_0$.

В условии (81):

$Q_к$ — поперечная сила, действующая на консоль в пределах ее вылета;

k_3 — коэффициент, принимаемый согласно п. 3.36 настоящей главы;

k_4 — коэффициент, принимаемый равным:
при кранах весьма тяжелого режима работы — 0,5;
при кранах тяжелого режима работы — 0,75,
при кранах среднего и легкого режима работы — 1;
при статической нагрузке — 1;

a — расстояние от точки приложения силы $Q_к$ до опорного сечения консоли (см. рис. 11),

b и h_0 — принимаются в опорном сечении.

Для коротких консолей, входящих в жесткий узел рамной конструкции, в правую часть условия (81) вводится коэффициент, равный 1,25.

Расчет согласно указаниям настоящего пункта распространяется на короткие консоли с углом наклона α сжатой грани консоли к горизонтали не более 45° и с высотой сечения $h_к$ у свободного края не менее $1/3$ высоты опорного сечения h (см. рис. 11).

Армирование консолей, поддерживающих балки, фермы и т. п., независимо от результатов расчета должно удовлетворять требованиям п. 5.30 настоящей главы.

3.38. Расчет элементов, подвергающихся изгибу с кручением, на действие поперечной силы при $M_к \leqslant 0{,}5Qb$ должен производиться из условия

$$Q \leqslant Q_{х.б} - \frac{3M_к}{b}, \qquad (82)$$

где Q и $M_к$ — принимаются наибольшими на рассматриваемом участке элемента,

$Q_{х.б}$ — определяется по формуле (76).

Если удовлетворяется условие

$$M_к \leqslant 0{,}25Qb, \qquad (83)$$

то при наличии отогнутых стержней в правую часть условия (82) добавляется величина $\Sigma R_{а.х} F_0 \sin\alpha$ (см. п. 3.33 настоящей главы).

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента

3.39. Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента (рис. 12) должен производиться из условия

$$M \leqslant R_а F_а z + \Sigma R_а F_0 z_0 + \Sigma R_а F_х z_х, \qquad (84)$$

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,

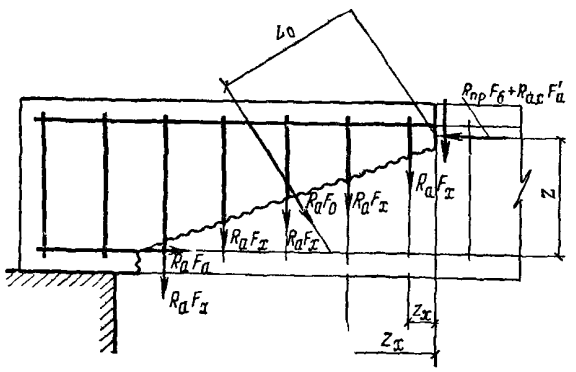


Рис 12. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента

R_aF_az, $\Sigma R_aF_0z_0$, $\Sigma R_aF_xz_x$ — 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_x — расстояния 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 настоящей главы.

Для опорной зоны элементов с продольной арматурой без анкеров расчетное сопротивление арматуры растяжению принимается сниженным согласно поз. 3 табл. 24.

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 (120), принимая в ней значения $R_р$ вместо $R_{рп}$.

3.40. Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента в элементах постоянной высоты продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва (т. е. за нормальное сечение, в котором эти стержни перестают требоваться по расчету) на длину не менее $20d$ и не менее величины w, определяемой по формуле

$$w = \frac{Q - R_aF_0 \sin\alpha}{2q_{x.w}} + 5d, \qquad (85)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва стержня;

α — то же, что в п. 3.33 настоящей главы;

$q_{x.w}$ — усилие в хомутах на единицу длины элемента на рассматриваемом участке длиной w, определяемое по формуле

$$q_{x.w} = \frac{R_aF_x}{u}; \qquad (86)$$

d — диаметр обрываемого стержня.

Расчет по прочности пространственных сечений (элементы, работающие на кручение с изгибом)

3.41. При расчете пространственных сечений предельные усилия определяются исходя из следующих предпосылок:

сопротивление бетона растяжению принимается равным нулю;

сжатая зона пространственного сечения условно представляется плоскостью, расположенной под углом α к продольной оси элемента, а сопротивление бетона сжатию — напряжениями $R_{пр}\sin^2\alpha$, равномерно распределенными по сжатой зоне;

растягивающие напряжения в продольной и поперечной арматуре, пересекающей растянутую зону рассматриваемого пространственного сечения, принимаются равными расчетным сопротивлениям соответственно R_a и $R_{a\,x}$;

напряжение в арматуре, расположенной в сжатой зоне, принимается. для ненапрягаемой арматуры — равным $R_{a\,c}$, а для напрягаемой арматуры — согласно требованиям п. 3.14 настоящей главы.

Элементы прямоугольного сечения

3.42. При расчете элементов на кручение с изгибом должно соблюдаться условие

$$M_к \leqslant 0{,}1R_{пр}b^2h, \qquad (87)$$

где b и h — соответственно меньший и больший размеры граней элемента.

При этом значение $R_{пр}$ для бетона проектных марок выше М 400 принимается как для бетона марки М 400.

3.43. Расчет по прочности пространственных сечений (рис. 13) должен производиться из условия

$$M_к \leqslant R_а F_а \frac{1+\gamma\delta\beta^2}{k\beta+\varkappa}(h_0 - 0{,}5x). \qquad (88)$$

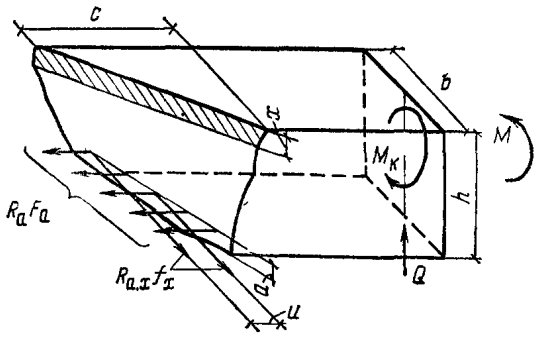


Рис. 13. Схема усилий в пространственном сечении железобетонного элемента при расчете его по прочности

Высота сжатой зоны x определяется из условия

$$R_а F_а - R_{а.с} F'_а = R_{пр} b x. \qquad (89)$$

Расчет должен производиться для трех розможных расчетных схем расположения сжатой зоны пространственного сечения:

1-я схема — у сжатой от изгиба грани элемента (рис. 14, *а*);

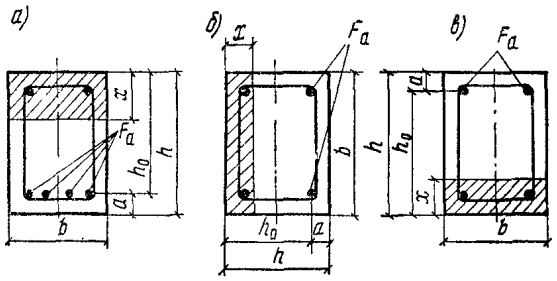


Рис 14 Расчетные схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения

а — у сжатой от изгиба грани элемента; *б* — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента; *в* — у растянутой от изгиба грани элемента

2-я схема — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента (рис. 14, *б*);

3-я схема — у растянутой от изгиба грани элемента (рис. 14, *в*).

В формулах (88) и (89), а также в остальных формулах настоящего пункта:

$F_а$ и $F'_а$ — площадь поперечного сечения продольной арматуры, расположенной при данной расчетной схеме соответственно в растянутой и сжатой зонах;

b и h — размеры граней элемента, соответственно параллельных и перпендикулярных линии, ограничивающей сжатую зону;

$$\delta = \frac{b}{2h+b}; \qquad (90)$$

$$\beta = \frac{c}{b}; \qquad (91)$$

здесь c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента; расчет производится для наиболее опасного значения c, определяемого последовательным приближением и принимаемого не более $2h + b$.

В формуле (88), а также (93) и (94) величины $\varkappa$ и k, характеризующие соотношение между действующими усилиями $M_к$, M и Q, принимаются:

при отсутствии изгибающего момента $\varkappa = 0$, $k = 1$;

при расчете по 1-й схеме $\varkappa = \frac{M}{M_к}$, $k = 1$;

при расчете по 2-й схеме $\varkappa = 0$, $k = 1 + \frac{Qh}{2M_к}$;

при расчете по 3-й схеме $\varkappa = -\frac{M}{M_к}$, $k = 1$.

Крутящий момент $M_к$, изгибающий момент M и поперечная сила Q принимаются в сечении, нормальном к продольной оси элемента и проходящем через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения.

Значения коэффициента γ, характеризующего соотношение между поперечной и продольной арматурой, определяются по формуле

$$\gamma = \frac{R_{а.х} f_х}{R_а F_а} \frac{b}{u}, \qquad (92)$$

где $f_х$ — площадь сечения одного стержня хомута, расположенного у грани, являющейся для рассматриваемой расчетной схемы растянутой;

u — расстояние между указанными выше хомутами.

При этом значения γ принимаются не менее

$$\gamma_{мин} = \frac{0{,}5}{1+2\varkappa\sqrt{\delta}} \qquad (93)$$

и не более

$$\gamma_{макс} = \frac{1{,}5}{1+2\varkappa\sqrt{\delta}}. \qquad (94)$$

Если значения γ, подсчитанные по формуле (92), получаются менее $\gamma_{мин}$, то величина усилия $R_а F_а$, вводимая в формулы (88) и (89), умножается на отношение $\gamma/\gamma_{мин}$.

В случае, когда удовлетворяется условие

$$M_к \leqslant 0{,}5Qh, \qquad (95)$$

где значения h принимаются согласно рис. 14,*б*, расчет по 2-й схеме не производится.

Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузок

Расчет на местное сжатие

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

$$N \leqslant \mu_{см} R_{см} F_{см}, \qquad (96)$$

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):

для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях — 0,75;

для ячеистого бетона — 0,5;

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

$$R_{см} = \gamma_б R_{пр}; \qquad (97)$$

здесь $\gamma_б = \sqrt[3]{F_р/F_{см}}$, но не более следующих значений: при схеме приложения нагрузки по рис. 15, *а*, *в*, *г*, *е*, *и* для бетона:

тяжелого	2,5;
на пористых заполнителях проектных марок выше М 100	2,5;
М 50, М 75, М 100	1,5;
М 35 и ниже	1,2;
ячеистого	1,2;

при схеме приложения нагрузки по рис. 15, *б*, *д*, *ж* независимо от вида и марки бетона — 1;

$R_{пр}$ — принимается как для бетонных конструкций (см. поз. 5 табл. 15);

$F_р$ — расчетная площадь, определяемая по указаниям п. 3.45 настоящей главы.

3.45. В расчетную площадь $F_р$ включается участок, симметричный по отношению к площади смятия (см. рис. 15). 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 (см. рис. 15, *а*);

при местной краевой нагрузке по всей ширине элемента расчетная площадь $F_р$ равна площади смятия $F_{см}$ (см. рис. 15, *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 (см. рис. 15, *в*); если расстояние между балками превышает двойную ширину элемента, длина расчетной площади определяется как сумма

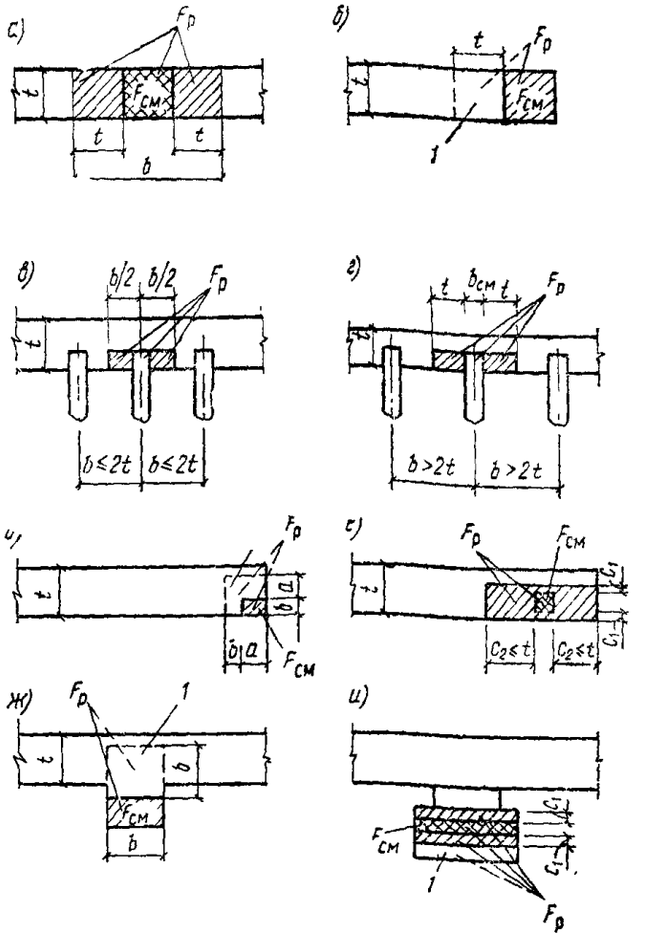


Рис. 15 Определение расчетной площади $F_р$ при расчете на местное сжатие

а — при местной нагрузке по всей ширине элемента; *б* — при местной краевой нагрузке по всей ширине элемента; *в* и *г* — при местной нагрузке в местах опирания концов прогонов и балок; *д* — при местной краевой нагрузке на угол элемента, *е* — при местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины элемента; *ж* и *и* — при местной нагрузке, расположенной в пределах выступа стены

1 — расчетная площадь, учитываемая только при наличии косвенной арматуры

ширины балки и удвоенной ширины элемента (см. рис. 15, *г*);

при местной краевой нагрузке на угол элемента (см. рис. 15, *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. 15, *е*. При наличии нескольких нагрузок указанного типа расчетные площади ограничиваются линиями, проходящими через середину расстояний между точками приложения двух соседних нагрузок;

при местной краевой нагрузке, расположенной в пределах выступа стены (пилястры) или простенка таврового сечения, расчет-

ная площадь равна площади смятия $F_{см}$ (см. рис. 15, *ж*);

при определении расчетной площади для сечений сложной формы не должны учитываться участки, связь которых с загруженным участком не обеспечена с необходимой надежностью (рис. 15, *и*).

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.

3.46. При расчете на местное сжатие элементов из тяжелого бетона с косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток должно удовлетворяться условие

$$N \leqslant R^*_{пр} F_{см}, \qquad (98)$$

где $F_{см}$ — площадь смятия;

$R^*_{пр}$ — приведенная призменная прочность бетона определяемая по формуле

$$R^*_{пр} = R_{пр}\gamma_б + k\mu^c_к R^c_а \gamma_к. \qquad (99)$$

В формуле (99), а также (100) и (101):

$$\gamma_б = \sqrt[3]{F_р/F_{см}}, \qquad (100)$$

но не более 3,5;

$$\gamma_к = 4{,}5 - 3{,}5\frac{F_{см}}{F_я}; \qquad (101)$$

$F_р$ — расчетная площадь, определяемая в соответствии с п. 3.45 и рис. 15 настоящей главы (для схем приложения местной нагрузки по рис. 15, *б*, *д*, *ж* в нее включается площадь, ограниченная пунктирной линией);

$F_я$ — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования; для схем приложения местной нагрузки по рис. 15, *а*, *в*, *г*, *е*, *и* должно удовлетворяться условие $F_{см} < F_я \leqslant F_р$, а для схем по рис. 15, *б*, *д*, *ж* $F_я$ должно быть не менее $F_р$, при этом в формулу (101) подставляются $F_я = F_р$.

$R^c_а$, k и $\mu^c_к$ — обозначения те же, что и в п. 3.22 настоящей главы.

Расчет на продавливание

3.47. Расчет на продавливание плитных конструкций (без поперечной арматуры) от действия сил, равномерно распределенных на ограниченной площади, должен производиться из условия

$$P \leqslant kR_р b_{ср} h_0, \qquad (102)$$

где P — продавливающая сила;

k — коэффициент, принимаемый равным:

для тяжелых и ячеистых бетонов — 1;

для бетонов на пористых заполнителях — 0,8;

$b_{ср}$ — среднее арифметическое величин периметров верхнего и нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения h_0.

При определении величин $b_{ср}$ и P предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали (рис. 16, *а*).

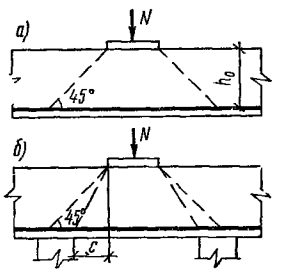


Рис 16 Схема пирамиды продавливания при угле наклона ее боковых граней к горизонтали

а — равном 45°, б — большем 45°

Величина продавливающей силы P принимается равной величине продольной силы N, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды продавливания (считая до плоскости расположения растянутой арматуры) и сопротивляющихся продавливанию.

Если схема опирания такова, что продавливание может происходить только по поверхности пирамиды с углом наклона боковых граней больше 45° (например, в свайных ростверках, рис. 16, *б*), правая часть условия (102) умножается на величину h_0/c, но не более 2,5, где c — длина горизонтальной проекции боковой грани пирамиды продавливания.

При установке в пределах пирамиды продавливания поперечной арматуры расчет должен производиться из условий

$$P \leqslant 1{,}4kR_р b_{ср} h_0 \qquad (103)$$

и

$$P \leqslant R_{а.х} F_{х.п}, \qquad (104)$$

где $F_{х.п}$ — суммарная площадь сечения поперечной арматуры, пересекающей боковые грани пирамиды продавливания;

k и $b_{ср}$ — обозначения те же, что в формуле (102).

Кроме того, поперечное армирование и размеры плит независимо от результатов расчета должны удовлетворять конструктивным требованиям пп. 5.3 и 5.28 настоящей главы.

В случае продавливания при дополнительном действии момента, наличии стальных во-

ротников, действии продавливающей силы на краю плиты, несимметричных фундаментах, фундаментах при внецентренном приложении нагрузки и т. п. должны учитываться специальные указания.

Кроме расчета на продавливание должен производиться расчет на действие поперечных сил.

Расчет на отрыв

3.48. Расчет на отрыв растянутой зоны элемента от действия нагрузки, подвешенной к элементу или приложенной в пределах высоты его сечения (рис. 17), должен производиться из условия

$$P_{от} \leqslant R_a F_{х.д}, \qquad (106)$$

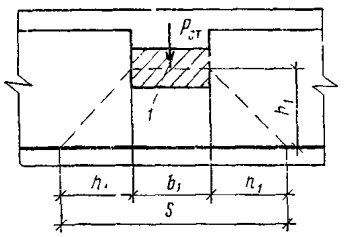


Рис. 17 Схема для определения длины зоны отрыва

1 — центр тяжести сжатой зоны сечения примыкающего элемента

где $P_{от}$ — отрывающее усилие,

$F_{х.д}$ — площадь дополнительной, сверх требуемой по расчету наклонного сечения поперечной арматуры (подвески, хомуты и т. п.), расположенной на длине зоны отрыва s.

Длина зоны отрыва s при нагрузке, распределенной по ширине b_1, принимается равной

$$s = 2h_1 + b_1, \qquad (106б)$$

где h_1 — расстояние от уровня передачи нагрузки (при примыкающих друг к другу элементах — от центра тяжести сжатой зоны элемента, вызывающего отрыв, до центра тяжести сечения арматуры A.

Расчет закладных деталей

3.49. Расчет анкеров, приваренных втавр к плоским элементам стальных закладных деталей, на действие изгибающих моментов, нормальных и сдвигающих сил (рис. 18) должен производиться по формуле

$$F_{ан} = \frac{1{,}1\sqrt{N_{ан}^2 + \left(\frac{Q_{ан}}{kk_1}\right)^2}}{R_a}, \qquad (107)$$

где $F_{ан}$ — суммарная площадь поперечного сечения анкеров наиболее напряженного ряда;

$N_{ан}$ — наибольшее растягивающее усилие в одном ряду анкеров, равное

$$N_{ан} = \frac{M}{z} + \frac{N}{n_{ан}}; \qquad (108)$$

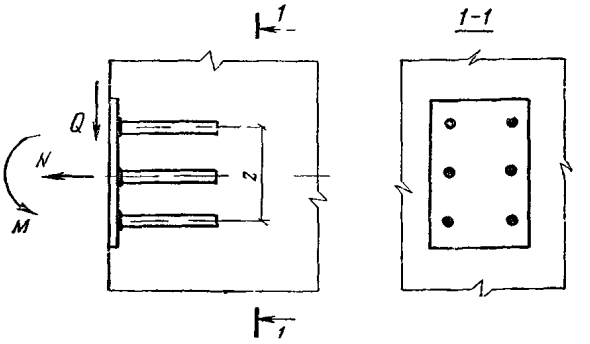


Рис 18. Схема усилий, действующих на закладную деталь

$Q_{ан}$ — сдвигающее усилие, приходящееся на один ряд анкеров, равное

$$Q_{ан} = \frac{Q - 0{,}3N'_{ан}}{n_{ан}}; \qquad (109)$$

$N'_{ан}$ — наибольшее сжимающее усилие в одном ряду анкеров, определяемое по формуле

$$N'_{ан} = \frac{M}{z} - \frac{N}{n_{ан}}. \qquad (110)$$

В формулах (107) — (110):

M, N и Q — соответственно момент, нормальная и сдвигающая силы, действующие на закладную деталь; величина момента определяется относительно оси, расположенной в плоскости наружной грани пластины и проходящей через центр тяжести всех анкеров;

$n_{ан}$ — число рядов анкеров (при определении сдвигающего усилия $Q_{ан}$ учитывается не более четырех рядов);

z — расстояние между крайними рядами анкеров;

k_1 — коэффициент, определяемый по формуле

$$k_1 = \frac{1}{\sqrt{1+\omega}}, \qquad (111)$$

но принимаемый не менее 0,15; коэффициент ω в формуле (111) принимается равным:

$$\omega = 0{,}3\,\frac{N_{ан}}{Q_{ан}} \text{ при } N'_{ан} \geqslant 0;$$

$$\omega = 0{,}6\,\frac{N}{Q} \text{ при } N'_{ан} < 0;$$

k — коэффициент, определяемый при анкерных стержнях диаметром 8 — 25 мм и тяжелом бетоне марок М150 — М600 по формуле

$$k = \frac{\sqrt[3]{7\sqrt{R_{пр}}}}{(1+0{,}15f_{ан})\sqrt{R_a}}, \qquad (112)$$

но принимаемый не более 0,7; для бетона проектных марок выше М600 коэффициент k принимается как для марки М600.

В формуле (112):

$R_{пр}$, R_a — в кгс/см²;

$f_{ан}$ — площадь анкерного стержня наиболее напряженного ряда в см².

Площадь сечения анкеров остальных рядов должна приниматься равной площади сечения анкеров наиболее напряженного ряда.

Сила N считается положительной, если она направлена от закладной детали. В случае, когда, вычисленные по формулам (108)—(110) усилия $N_{ан}$, $N'_{ан}$ и $Q_{ан}$ имеют отрицательное значение, в формулах (107), (109) и (111) они принимаются равными нулю. Кроме того, при отрицательном значении $N_{ан}$ в формулу (109) вместо $N'_{ан}$ подставляется величина N.

При расположении закладной детали на верхней (при бетонировании) поверхности изделия коэффициент k уменьшается на 20%, а значение $N'_{ан}$ принимается равным нулю.

3.50. Расчет анкеров, приваренных к пластине внахлестку, на действие сдвигающей силы должен производиться по формуле

$$F_{ан} = \frac{Q}{R_a}. \qquad (113)$$

Сопротивление анкеров, приваренных внахлестку, действию сдвигающей силы учитывается при $Q > N$ (где N — растягивающая сила), и угле отгиба анкеров от 15 до 30°. При этом должны устанавливаться анкеры, приваренные втавр и рассчитываемые по формуле (107), принимая $k_1 = 1$, а значение $Q_{ан}$ равным 0.1 от сдвигающего усилия, определенного по формуле (109).

3.51. Конструкция закладных деталей с привариными к ним элементами, передающими нагрузку на закладные детали, должна обладать достаточной жесткостью для обеспечения равномерного распределения усилий между растянутыми анкерами и равномерной передачи сжимающих усилий на бетон. Стальные элементы закладных деталей и их сварные соединения рассчитываются согласно главе СНиП по проектированию стальных конструкций.

Толщина пластин закладных деталей $\delta_п$ при анкерах, приваренных втавр, должна удовлетворять условию

$$\delta_п \geqslant 0{,}25 d_{ан} \frac{R_a}{R_{ср}}, \qquad (114)$$

где $d_{ан}$ — диаметр анкеров;

$R_{ср}$ — расчетное сопротивление стали на срез, принимаемое согласно главе СНиП по проектированию стальных конструкций.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

3.52. Расчет железобетонных элементов на выносливость производится путем сравнения напряжений в бетоне и арматуре с соответствующими расчетными сопротивлениями, умноженными на коэффициенты условий работы $m_{б2}$ и m_{a1}, принимаемые соответственно по табл. 16 и табл. 25, а при наличии сварных соединений арматуры — также на коэффициент условий работы m_{a2} (см. табл. 26).

Напряжения в бетоне и арматуре вычисляются как для упругого тела (по приведенным сечениям) от действия внешних сил и усилия предварительного обжатия N_0. Неупругие деформации в сжатой зоне бетона учитываются снижением величины модуля упругости бетона, принимая коэффициенты приведения арматуры к бетону n' равными 25, 20, 15 и 10 соответственно для бетонов проектных марок М200, М300, М400, М500 и выше.

В случае, если не соблюдается условие п. 4.10 настоящей главы при замене в нем значения $R_{рп}$ на $R_р$, площадь приведенного сечения определяется без учета растянутой зоны бетона.

3.53. Расчет на выносливость сечений, нормальных к продольной оси элемента, должен производиться из условий:

для сжатого бетона

$$\sigma_{б.\,макс} \leqslant R_{пр}; \qquad (115)$$

для растянутой арматуры

$$\sigma_{а.\,макс} \leqslant R_а, \qquad (116)$$

где $\sigma_{б.\,макс}$ и $\sigma_{а.\,макс}$ — максимальные нормальные напряжения соответственно в сжатом бетоне и в растянутой арматуре;

$R_{пр}$ и $R_а$ — принимаются в соответствии с указаниями п. 3.52.

В зоне, проверяемой по сжатому бетону, при действии многократно повторяющейся нагрузки следует избегать возникновения растягивающих напряжений.

Сжатая арматура на выносливость не рассчитывается.

3.54. Расчет на выносливость сечений, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условия, что равнодействующая главных растягивающих напряжений, действующих на уровне центра тяжести приведенного сечения, должна быть полностью воспринята поперечной арматурой при напряжениях в ней равных расчетным сопротивлениям $R_а$, с учетом коэффициентов условий работы m_{a1} и m_{a2} (см. табл. 25 и 26).

Для элементов, в которых поперечная арматура не предусматривается, должны быть выполнены требования п. 4.11 настоящей главы с введением в условия (135) и (136) вместо расчетных сопротивлений бетона $R_{пр\,II}$ и $R_{р\,II}$ соответственно расчетных сопротивлений $R_{пр}$ и $R_р$, умноженных на коэффициент условий работы $m_{б2}$ по табл. 16.

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН

4.1. Железобетонные элементы рассчитываются по образованию трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

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

сечения после деформации 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 алгебраической сумме напряжений, вызванных усадкой и ползучестью бетона, и напряжения, отвечающего приращению деформаций окружающего бетона;

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

Указания данного пункта не распространяются на элементы, рассчитываемые на воздействие многократно повторяющейся нагрузки (п. 4.10 настоящей главы).

4.3. При определении усилий, воспринимаемых сечениями элементов с предварительно-напряженной арматурой без анкеров, на длине зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ (п. 2.30 настоящей главы) при расчете по образованию трещин должно учитываться снижение предварительного напряжения в арматуре σ_0 и σ_0' путем умножения на коэффициент $m_{а3}$ согласно поз. 3 табл. 24.

4.4. Расчет предварительно-напряженных центрально-обжатых железобетонных элементов при центральном растяжении силой N должен производиться из условия

$$N \leqslant N_т, \qquad (117)$$

где $N_т$ — усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемое по формуле

$$N_т = R_{р\,II}(F + 2nF_а) + N_0. \qquad (118)$$

4.5. Расчет изгибаемых, внецентренно-сжатых, а также внецентренно-растянутых элементов по образованию трещин производится из условия

$$M_в^я \leqslant M_т, \qquad (119)$$

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;

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

$$M_т = R_{р\,II}W_т \pm M_{об}^я; \qquad (120)$$

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

Усилие N_0 рассматривают:

для предварительно-напряженных элементов — как внешнюю сжимающую силу;

для элементов, выполняемых без предварительного напряжения,— как внешнюю растягивающую силу, определяемую по формуле (9), принимая напряжения σ_a и σ'_a в ненапрягаемой арматуре численно равными величине потерь от усадки бетона по поз. 8 табл. 4.

Величина $M_в^я$ определяется по формулам:

для изгибаемых элементов (рис. 19, *а*)

$$M_в^я = M; \qquad (121)$$

для внецентренно-сжатых элементов (рис. 19, *б*)

$$M_в^я = N(e_0 - r_y); \qquad (122)$$

для внецентренно-растянутых элементов (рис. 19, *в*)

$$M_в^я = N(e_0 + r_y). \qquad (123)$$

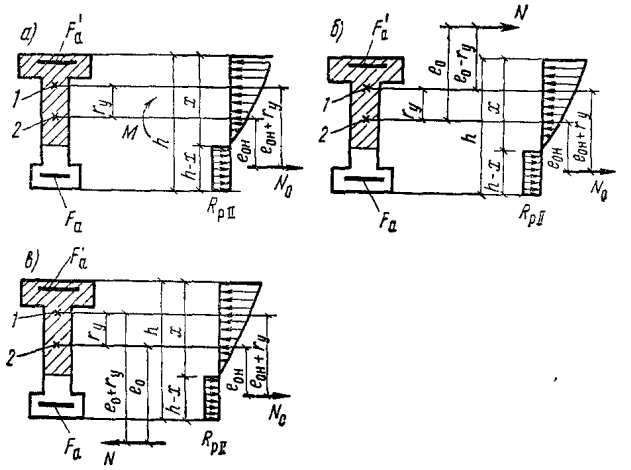


Рис. 19. Схемы усилий и эпюры напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия внешних нагрузок

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

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

при расчете по образованию трещин в зоне сечения, растянутой от действия внешних нагрузок (см. рис. 19),

$$M_{об}^я = N_0(e_{0н} + r_y); \qquad (124)$$

при расчете по образованию трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (рис. 20),

$$M_{об}^я = N_0(e_{0н} - r_y). \qquad (125)$$

В формулах (122)—(125):

r_y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее

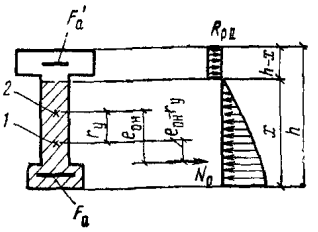


Рис. 20. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия

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

удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

Величина r_y определяется:

для внецентренно-сжатых элементов, а также для изгибаемых предварительно-напряженных элементов по формуле

$$r_y = 0{,}8\frac{W_0}{F_п}; \qquad (126)$$

для внецентренно-растянутых элементов, если удовлетворяется условие

$$e_0 - e_{0н} \leqslant \frac{R_{рп}W_т}{N_0}, \qquad (127)$$

по формуле

$$r_y = \frac{W_т}{F + 2n\left(F_a + F'_a\right)}; \qquad (128)$$

для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры, а также для внецентренно-растянутых элементов, если не удовлетворяется условие (127), по формуле

$$r_y = \frac{W_0}{F_п}; \qquad (129)$$

$W_т$ — см. п. 4.7 настоящей главы.

Для стыковых сечений составных и блочных конструкций при расчете их по образованию трещин (началу раскрытия швов) значение $R_{рп}$ в формулах (118) и (120) принимается равным нулю.

4.6. При расчете по образованию трещин на участках элементов с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 1.19 настоящей главы) величину $M_т$ для зоны, растянутой от действия внешней нагрузки, определенную по формуле (120), необходимо снижать на $\Delta M_т = \theta M_т$.

Величина коэффициента θ определяется по формуле

$$\theta = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{c_т}\right)(1 - m), \qquad (130)$$

причем при отрицательных значениях коэффициента θ он принимается равным нулю.

В формуле (130):

m — определяется по формуле (166) для зоны с начальными трещинами, но принимается не менее 0,45;

$$c_т = \frac{y}{h-y}\frac{F_a}{F_a + F_a'}, \qquad (131)$$

но не более 1,4;

здесь y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до крайнего волокна бетона, растянутого внешней нагрузкой.

Для конструкций, армированных проволочной арматурой и стержневой арматурой класса Ат-VI, величина $c_т$, полученная по формуле (131), снижается на 15%.

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

$$W_т = \frac{2\left(I_{б.0} + nI_{a.0} + nI'_{a.0}\right)}{h-x} + S_{б.р}. \qquad (132)$$

Положение нулевой линии сечения определяется из условия

$$S_{б.0} + nS'_{a.0} - nS_{a.0} = \frac{(h-x)F_{б.р}}{2}. \qquad (133)$$

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

4.9. При проверке возможности исчерпания несущей способности одновременно с образованием трещин (см. п. 1.20 настоящей главы) усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин, определяется по формулам (118) и (120) с заменой значения $R_{рII}$ на $1{,}2R_{рII}$ и при коэффициенте $m_т = 1$.

4.10. Расчет по образованию трещин при действии многократно повторяющейся нагрузки производится из условия

$$\sigma_{б.р} \leqslant R_{рII}, \qquad (134)$$

где $\sigma_{б.р}$ — максимальное нормальное растягивающее напряжение в бетоне, определяемое в соответствии с указаниями п. 3.52 настоящей главы.

Расчетное сопротивление бетона растяжению $R_{рII}$ в формулу (134) вводится с коэффициентом условий работы $m_{б2}$ по табл. 16.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента

4.11. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условий:

при $\sigma_{г.с} \leqslant m_1 R_{прII}$

$$\sigma_{г.р} \leqslant R_{рII}; \qquad (135)$$

при $\sigma_{г.с} > m_1 R_{прII}$

$$\sigma_{г.р} \leqslant m_2 R_{рII}\left(1 - \frac{\sigma_{г.с}}{R_{прII}}\right), \qquad (136)$$

где m_1 и m_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 34.

Таблица 34

Бетоны и их проектные марки		Коэффициенты для расчета по образованию наклонных трещин	
тяжелый	на пористых заполнителях	m_1	m_2
М 400 и ниже	М 200 и ниже	0,5	2
М 500	М 250	0,375	1,6
М 600	М 300	0,25	1,33
М 700	М 350	0,125	1,14
М 800	М 400	0	1

Величины главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне $\sigma_{г.р}$ и $\sigma_{г.с}$ определяются по формуле

$$\sigma_{\substack{г.р \\ г.с}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \qquad (137)$$

где σ_x — нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия N_0;

σ_y — нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределенной нагрузки, а также от усилия предварительного напряжения хомутов и отогнутых стержней;

τ_{xy} — касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки и от усилия предварительного напряжения отогнутых стержней.

Напряжения σ_x, σ_y и τ_{xy} определяются как для упругого тела, за исключением касательных напряжений от действия крутящего момента, которые определяются по формулам для пластического состояния элемента.

Напряжения σ_x и σ_y подставляются в формулу (137) со знаком «плюс», если они растягивающие, и со знаком «минус», если сжимающие. Напряжения $\sigma_{г.с}$ в условиях (135)

и (136) принимаются по абсолютной величине.

Проверка условий (135) и (136) производится в центре тяжести приведенного сечения и в местах примыкания сжатых полок к стенке элемента таврового и двутаврового сечения.

При расчете элементов с предварительно-напряженной арматурой без анкеров должно учитываться снижение предварительного напряжения σ_0 и σ'_0 на длине зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ (п. 2.30 настоящей главы) путем умножения на коэффициент $m_{а3}$ согласно поз. 3 табл. 24.

4.12. При действии многократно повторяющейся нагрузки расчет по образованию трещин должен производиться согласно указаниям п. 4.11 настоящей главы; при этом расчетные сопротивления бетона $R_{рII}$ и $R_{прII}$ вводятся в расчет с коэффициентом условий работы $m_{б2}$ по табл. 16.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

4.13. Железобетонные элементы рассчитываются по раскрытию трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

4.14. Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, $a_т$, в мм должна определяться по формуле

$$a_т = k c_д \eta \frac{\sigma_а}{E_а} 20 (3{,}5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}, \qquad (138)$$

где k — коэффициент, принимаемый равным:
для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов — 1;
для растянутых элементов — 1,2;

$c_д$ — коэффициент, принимаемый равным при учете:
кратковременных нагрузок и кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок — 1;
многократно повторяющейся нагрузки, а также длительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из бетонов:
тяжелого естественной влажности — 1,5;
тяжелого в водонасыщенном состоянии — 1,2;
на пористых заполнителях — не менее — 1,5;
ячеистого — 2,5;

η — коэффициент, принимаемый равным:
при стержневой арматуре:
периодического профиля — 1;
гладкой — 1,3;
при проволочной арматуре:
периодического профиля и канатах — 1,2;
гладкой — 1,4;

$\sigma_а$ — напряжение в стержнях крайнего ряда арматуры A или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений от действия внешней нагрузки, определяемое согласно указаниям п. 4.15 настоящей главы;

μ — коэффициент армирования сечения, 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 стержней арматуры в 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. Ширина длительного раскрытия трещин определяется от длительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Если центр тяжести сечения стержней крайнего ряда арматуры A изгибаемых, внецентренно-сжатых, внецентренно-растянутых при $e_{0c} \geqslant 0{,}8h_0$ элементов отстоит от наиболее растянутого волокна бетона на расстоянии c, большем $0{,}2h$, величина $a_т$, определенная по формуле (138), должна умножаться на коэффициент k_c, равный

$$k_c = \frac{20\frac{c}{h} - 1}{3} \qquad (139)$$

и принимаемый не более 3.

Для элементов из бетона проектной марки М100 и ниже величина $a_т$, определенная по формуле (138), должна быть увеличена на 30%.

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

для центрально-растянутых элементов

$$\sigma_а = \frac{N - N_0}{F_а}; \qquad (140)$$

для изгибаемых элементов

$$\sigma_а = \frac{M - N_0 (z_1 - e_{а.н})}{F_а z_1}; \qquad (141)$$

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

$$\sigma_a = \frac{N(e_a \pm z_1) - N_0(z_1 - e_{a.н})}{F_a z_1}. \qquad (142)$$

Для внецентренно-растянутых элементов при $e_{0c} < 0{,}8h_0$ величина σ_a определяется по формуле (142), принимая z_1 равным z_a — расстоянию между центрами тяжести арматуры A и A'.

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

В формуле (142) знак «плюс» принимается при внецентренном растяжении, а знак «минус» — при внецентренном сжатии. При расположении растягивающей продольной силы N между центрами тяжести арматуры A и A' значение e_a принимается со знаком «минус».

В формулах (141) и (142):

z_1 — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры A до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое согласно указаниям п. 4.28 настоящей главы.

При расположении растянутой арматуры в несколько рядов по высоте сечения в изгибаемых, внецентренно-сжатых, а также во внецентренно-растянутых при $e_{0c} \geqslant 0{,}8h_0$ элементах напряжения σ_a, подсчитанные по формулам (141) и (142), должны умножаться на коэффициент $\varphi_п$, равный

$$\varphi_п = \frac{h - x - c}{h - x - a}, \qquad (143)$$

где $x = \xi h_0$; величина ξ определяется по формуле (159);

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

Величина напряжения σ_a с учетом коэффициента $\varphi_п$ не должна превышать $R_{aп}$ для стержневой и $0{,}8R_{aп}$ для проволочной арматуры.

На участках элементов, имеющих начальные трещины в сжатой зоне (см. п. 1.19 настоящей главы), величину усилия предварительного обжатия N_0 следует снижать на величину ΔN_0, определяемую по формуле

$$\Delta N_0 = \theta N_0, \qquad (144)$$

где θ определяется по формуле (130).

4.16. Глубина начальных трещин в сжатой зоне (см. п. 1.19 настоящей главы), определяемая по формуле

$$h_т = h - (1{,}2 + m)\xi h_0, \qquad (145)$$

должна быть не более $0{,}5h$.

Величина ξ определяется по формуле (159).

Величина m определяется по формуле (166) для зоны с начальными трещинами.

Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента

4.17. Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, $a_т$, в мм для изгибаемых элементов, армированных поперечной арматурой, должна определяться по формуле

$$a_т = c_д k (h + 30 d_{маkс}) \frac{\eta}{\mu_п} \frac{\sigma^2}{E_a^2}, \qquad (146)$$

где $c_д$ и η — обозначения те же, что в формуле (138),

$$k = (20 - 1200\mu_п)\,10^3, \qquad (147)$$

но не менее $8 \cdot 10^3$;

$d_{маkс}$ — наибольший из диаметров хомутов и отогнутых стержней;

$\mu_п$ — коэффициент насыщения балки поперечной арматурой, равный

$$\mu_п = \mu_x + \mu_o; \qquad (148)$$

здесь μ_x — коэффициент насыщения балки хомутами

$$\mu_x = \frac{F_x}{bu}; \qquad (149)$$

μ_o — коэффициент насыщения балки отогнутыми стержнями

$$\mu_o = \frac{F_o}{bu_o}; \qquad (150)$$

$$\sigma = \frac{Q}{bh_0} - 0{,}25\frac{N_0}{F}; \qquad (151)$$

здесь Q — наибольшая поперечная сила на рассматриваемом участке элемента с постоянным насыщением поперечной арматурой.

При расчете рассматриваются сечения, расположенные на расстояниях от опоры, не меньших h_0.

Для элементов из бетонов проектной марки М100 и ниже величина $a_т$, вычисленная по формуле (146), увеличивается на 30%.

При определении ширины кратковременного и длительного раскрытия наклонных трещин должны учитываться указания п. 4.14 настоящей главы об учете длительности действия нагрузок.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН

4.18. Железобетонные элементы должны рассчитываться по закрытию (зажатию) трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

4.19. Для обеспечения надежного закрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, при действии постоянных и длительных нагрузок должны соблюдаться следующие требования:

а) в напрягаемой арматуре A от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок не должны возникать необратимые деформации, что обеспечивается соблюдением условия

$$\sigma_0 + \sigma_a \leqslant kR_{all}, \qquad (152)$$

где σ_a — приращение напряжения в напрягаемой арматуре A от действия внешних нагрузок, определяемое по формулам (140) — (142);

k — коэффициент, принимаемый равным:

для проволочной арматуры — 0,65;

для стержневой арматуры — 0,8;

б) сечение элемента с трещиной в растянутой зоне от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок должно оставаться обжатым при действии постоянных и длительных нагрузок с нормальными напряжениями сжатия $\sigma_б$ на растягиваемой внешними нагрузками грани элемента не менее 10 кгс/см^2; при этом величина $\sigma_б$ определяется как для упругого тела от действия внешних нагрузок и усилия предварительного обжатия N_0.

4.20. Для участков элементов, имеющих начальные трещины в сжатой зоне (см. п. 1.19 настоящей главы), величина σ_0 в формуле (152) умножается на коэффициент, равный (1—θ), а величина N_0 при определении напряжения $\sigma_б$ умножается на коэффициент, равный 1,1(1—θ), но не более 1, где значения θ определяются согласно указаниям п. 4.6 настоящей главы.

Расчет по закрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента

4.21. Для обеспечения надежного закрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, оба главных напряжения в бетоне, определяемые согласно указаниям п. 4.11 настоящей главы на уровне центра тяжести приведенного сечения, должны быть сжимающими и по величине не менее 10 кгс/см^2.

Указанное требование обеспечивается с помощью предварительно-напряженной поперечной арматуры (хомутов или отогнутых стержней).

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

4.22. Деформации (прогибы, углы поворота) элементов железобетонных конструкций должны вычисляться по формулам строительной механики, определяя входящие в них величины кривизны в соответствии с указаниями пп. 4.23—4.30 настоящей главы.

Величина кривизны и деформаций железобетонных элементов отсчитывается от их начального состояния; при наличии предварительного напряжения — от состояния до обжатия.

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

4.24. На участках, где не образуются нормальные к продольной оси трещины, полная величина кривизны изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов должна определяться по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_к} + \frac{1}{\rho_д} - \frac{1}{\rho_в} - \frac{1}{\rho_{в.п}}, \qquad (153)$$

где $\frac{1}{\rho_к}$ и $\frac{1}{\rho_д}$ — кривизны соответственно от кратковременных нагрузок (определяемых согласно указаниям п. 1.13 настоящей главы) и от длительного действия постоянных и длительных нагрузок (без учета усилия N_0), определяемые по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\overline{M}c}{k_п E_б I_п}; \qquad (154)$$

здесь $\overline{M}$ — 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. 35;

Таблица 35

Нагрузки	Коэффициент c, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на деформации элемента без трещин, для конструкций из бетона	
	тяжелого; на пористых заполнителях (кроме вспученного перлитового песка); ячеистого (для двухслойных предварительно-напряженных конструкций из ячеистого и тяжелого бетона)	на пористых заполнителях с применением вспученного перлитового песка и поризованного
1. Кратковременные	1	1
2. Постоянные и длительные при влажности воздуха окружающей среды:		
а) выше 40%	2	3
б) 40% и ниже	3	4,5

Примечание. Влажность воздуха окружающей среды принимается согласно указаниям п. 1.3 настоящей главы.

$k_п$ — коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона и принимаемый для бетонов:

тяжелого, на пористых заполнителях при плотном мелком заполнителе, а также ячеистого (для двухслойных предварительно-напряженных конструкций из ячеистого и тяжелого бетонов) — 0,85;

на пористых заполнителях при пористом мелком заполнителе, поризованного — 0,7;

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

$$\frac{1}{\rho_в} = \frac{N_0 e_{0н}}{k_п E_б I_п}; \qquad (155)$$

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

$$\frac{1}{\rho_{в.п}} = \frac{\varepsilon_п - \varepsilon'_п}{h_0}; \qquad (156)$$

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

$$\varepsilon_п = \frac{\sigma_п}{E_а}; \quad \varepsilon'_п = \frac{\sigma'_п}{E_а}. \qquad (157)$$

Величина $\sigma_п$ принимается численно равной сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона по поз. 6, 8 и 9 табл. 4 для арматуры растянутой зоны, а $\sigma_п'$ — то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайнего сжатого волокна бетона.

Для элементов без предварительного напряжения величины кривизны $1/\rho_в$ и $1/\rho_{в.п}$ принимаются равными нулю.

4.25. При определении кривизны участков элементов с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 1.19 настоящей главы) величины $\frac{1}{\rho_к}$, $\frac{1}{\rho_д}$ и $\frac{1}{\rho_з}$, определенные по формулам (154) и (155), должны быть увеличены на 15%, а величина $\frac{1}{\rho_{в.п}}$, определенная по формуле (156),— на 25%.

4.26. На участках, где образуются нормальные трещины, но при действии рассматриваемой нагрузки обеспечено их закрытие, величины кривизн $\frac{1}{\rho_к}$, $\frac{1}{\rho_в}$, $\frac{1}{\rho_д}$, входящие в формулу (153), увеличиваются на 20%.

Определение кривизны железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне

4.27. На участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизны изгибаемых, внецентренно-сжатых, а также внецентренно-растянутых при $e_{0с} \geqslant 0{,}8h_0$

элементов прямоугольного, таврового и двутаврового (коробчатого) сечений должны определяться по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_з}{h_0 z_1}\left[\frac{\psi_a}{E_a F_a} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_б \nu}\right] - \frac{N_c}{h_0}\cdot\frac{\psi_a}{E_a F_a}, \quad (158)$$

где

$M_з$ — 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;

z_1 — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры A до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое по указаниям п. 4.28 настоящей главы;

ψ_a — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами и определяемый по указаниям п. 4.29 настоящей главы;

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

для тяжелого бетона и бетонов на пористых заполнителях проектных марок выше М 100—0,9; для бетона на пористых заполнителях проектных марок М 100 и ниже и ячеистого — 0,7;

для конструкций, рассчитываемых на действие многократно повторяющейся нагрузки, независимо от вида и марки бетона —1;

γ' — коэффициент, определяемый по формуле (162);

$\xi = \frac{x}{h_0}$ — определяется согласно указаниям п. 4.28 настоящей главы;

ν — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны и принимаемый по табл. 36;

N_c — равнодействующая продольной силы N и усилия предварительного обжатия N_0 (при внецентренном растяжении сила N принимается со знаком „минус").

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

При определении кривизны элементов на участках с начальными трещинами в сжатой зоне (см. п. 1.19 настоящей главы) значение N_0 снижается на величину ΔN_0, определяемую по формуле (144).

4.28. Величина ξ вычисляется по формуле

$$\xi = \frac{1}{p + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu n}} \pm \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5\frac{e_{a.c}}{h_0} \mp 5}, \quad (159)$$

но принимается не более 1.

Для второго слагаемого правой части формулы (159) верхние знаки принимаются при сжимающем, а нижние — при растягивающем усилии N_c (см. п. 4.27 настоящей главы).

Таблица 36

Длительность действия нагрузки	Коэффициент ν, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны, для конструкций из бетонов		
	тяжелого, на пористых заполнителях (кроме вспученного перлитового песка)	на пористых заполнителях с применением вспученного перлитового песка и поризованного	ячеистого
1. Кратковременное действие нагрузки	0,45	0,45	0,45
2. Длительное действие нагрузки при влажности воздуха окружающей среды:			
а) выше 40%	0,15	0,07	0,2
б) 40% и ниже	0,10	0,04	0,1

Примечание. Влажность воздуха окружающей среды принимается согласно указаниям п.1.3 настоящей главы.

В формуле (159):

p — коэффициент, принимаемый для бетона: тяжелого, на пористых заполнителях и поризованного — 1,8,
ячеистого — 1,4;

$$L = \frac{M_з}{b h_0^2 R_{прII}}; \quad (160)$$

$$T = \gamma'\left(1 - \frac{h'_п}{2h_0}\right); \quad (161)$$

$$\gamma' = \frac{\left(b'_п - b\right) h'_п + \frac{n}{2\nu} F'_a}{b h_0}; \quad (162)$$

$e_{a.c}$ — эксцентрицитет силы N_c относительно центра тяжести площади сечения арматуры A; соответствует заменяющему моменту $M_з$ (см. п. 4.27 настоящей главы) и определяется по формуле

$$e_{a.c} = \left|\frac{M_з}{N_c}\right|. \quad (163)$$

Величина z_1 вычисляется по формуле

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\frac{h'_п}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right]. \quad (164)$$

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

Для элементов прямоугольного сечения и таврового с полкой в растянутой зоне в формулы (161), (162) и (164) вместо величины $h'_п$ подставляются величины $2a'$ или $h'_п = 0$ соответственно при наличии или отсутствии арматуры A'.

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

Расчетная ширина полки $b'_п$ определяется согласно указаниям п. 3.16 настоящей главы.

4.29. Величина коэффициента ψ_a для конструкций из тяжелого бетона, бетона на пористых заполнителях и двухслойных предварительно-напряженных конструкций из ячеистого и тяжелого бетонов определяется по формуле

$$\psi_a = 1{,}25 - sm - \frac{1 - m^2}{(3{,}5 - 1{,}8m)\, e_{a.c}/h_0}, \qquad (165)$$

но принимается не более 1; при этом следует принимать $e_{a.c}/h_0 \geqslant \frac{1{,}2}{s}$.

Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры, последний член в правой части формулы (165) принимается равным нулю.

В формуле (165):

s — коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки и принимаемый по табл. 37;

Таблица 37

Длительность действия нагрузки	Коэффициент s, учитывающий влияние длительности действия нагрузки, при проектной марке бетона	
	выше М 100	М 100 и ниже
1. Кратковременное действие нагрузки		
а) при стержневой арматуре:		
гладкой	1	0,7
периодического профиля	1,1	0,8
б) при проволочной арматуре	1	0,7
2. Длительное действие нагрузки (независимо от вида арматуры) . . .	0,8	0,6

$e_{a.c}$ — см. формулу (163);

$$m = \frac{R_{рп} W_т}{\left| \pm M^a_в \mp M^a_{об} \right|}, \qquad (166)$$

но не более 1;

здесь $W_т$ — см. формулу (132);

$M^a_в$ и $M^a_{об}$ — см. п. 4.5 настоящей главы; при этом за положительные принимаются моменты, вызывающие растяжение в арматуре A.

Для однослойных конструкций из ячеистого бетона (без предварительного напряжения) величина ψ_a вычисляется по формуле

$$\psi_a = 0{,}5 + s_1 \frac{M}{M_р}; \qquad (167)$$

здесь $M_р$ — 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;

гладкой — 0,7;

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

Для конструкций, рассчитываемых на выносливость, значение коэффициента ψ_a принимается во всех случаях равным 1.

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

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3} - \frac{1}{\rho_{в.п}}, \qquad (168)$$

где $\frac{1}{\rho_1}$ — кривизна от кратковременного действия всей нагрузки, на которую производится расчет по деформациям согласно указаниям п. 1.21 настоящей главы;

$\frac{1}{\rho_2}$ — 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 (156) с учетом указаний п. 4.25 настоящей главы.

Кривизны $\frac{1}{\rho_1}$, $\frac{1}{\rho_2}$ и $\frac{1}{\rho_3}$ определяются по формуле (158); при этом $1/\rho_1$ и $1/\rho_2$ вычисляют при величинах ψ_a и ν, отвечающих кратковременному действию нагрузки, а кривизну $\frac{1}{\rho_3}$ — при ψ_a и ν, отвечающих длительному действию нагрузки. Если величины $\frac{1}{\rho_2}$ и $\frac{1}{\rho_3}$ оказываются отрицательными, то они принимаются равными нулю.

Определение прогибов

4.31. Прогиб f_M, обусловленный деформацией изгиба, определяется по формуле

$$f_M = \int_0^l \overline{M}(x) \frac{1}{\rho}(x)\, dx, \qquad (169)$$

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 формулам (153) и (168) соответственно для участков без трещин и с трещинами; знак $\frac{1}{\rho}$ принимается в соответствии с эпюрой кривизны.

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 (рис. 21).

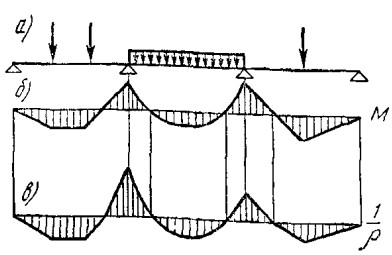


Рис. 21. Эпюры изгибающих моментов и кривизны для железобетонного элемента постоянного сечения
а — схема расположения нагрузки; *б* — эпюра изгибающих моментов, *в* — эпюра кривизны

4.32. Для изгибаемых элементов при $\frac{l}{h} < 10$ необходимо учитывать влияние поперечных сил на их прогиб. В этом случае полный прогиб f равен сумме прогибов, обусловленных соответственно деформацией изгиба f_M и деформацией сдвига f_Q.

4.33. Прогиб f_Q, обусловленный деформацией сдвига, определяется по формуле

$$f_Q = \int_0^l \overline{Q}(x)\, \gamma_c(x)\, c\, dx, \qquad (170)$$

где $\overline{Q}(x)$ — поперечная сила в сечении x от действия по направлению искомого перемещения единичной силы, приложенной в сечении, где определяется прогиб;

$\gamma_c(x)$ — деформация сдвига, определяемая по формуле

$$\gamma_c(x) = \frac{1{,}5Q(x)}{Gbh}\beta(x); \qquad (171)$$

здесь $Q(x)$ — поперечная сила в сечении x от действия внешней нагрузки;

G — модуль сдвига бетона (см. п. 2.17 настоящей главы);

$\beta(x)$ — коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформации сдвига и принимаемый равным:

на участках по длине элемента, где отсутствуют нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины, — 1,

на участках, где имеются только наклонные к продольной оси элемента трещины, — 4,8;

на участках, где имеются только нормальные или нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины, — по формуле

$$\beta(x) = \frac{3E_б I_п}{M(x)} \frac{1}{\rho}(x). \qquad (172)$$

В формуле (172):

$M(x)$ и $\frac{1}{\rho}(x)$ — соответственно момент от внешней нагрузки и полная кривизна в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

c — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и принимаемый по табл. 35.

4.34. Для сплошных плит толщиной менее 25 см, армированных плоскими сетками, с трещинами в растянутой зоне значения прогибов, подсчитанные по формуле (169), умножаются на коэффициент $\left(\frac{h_0}{h_0 - 0{,}7}\right)^3$, принимаемый не более 1,5, где h_0 — в см.

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

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 норм.

МИНИМАЛЬНЫЕ РАЗМЕРЫ СЕЧЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ

5.2. Минимальные размеры сечения бетонных и железобетонных элементов, 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. Толщина монолитных плит должна приниматься не менее:

для покрытий — 40 мм;

для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий — 50 мм;

для междуэтажных перекрытий производственных зданий — 60 мм;

для плит из бетона на пористых заполнителях проектной марки М 100 и ниже во всех случаях — 70 мм.

Минимальная толщина сборных плит должна определяться из условий обеспечения требуемых толщин защитных слоев бетона и условий расположения арматуры по толщине плиты (см. пп. 5.4—5.12 настоящей главы).

Размеры сечений внецентренно-сжатых элементов должны приниматься такими, чтобы их гибкость l_0/r в любом направлении, как правило, не превышала:

для железобетонных элементов из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях — 200, а для колонн, являющихся элементами зданий,— 120;

для бетонных элементов из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях — 90;

для бетонных и железобетонных элементов из ячеистого бетона — 70

ЗАЩИТНЫЙ СЛОЙ БЕТОНА

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. Для продольной рабочей арматуры (ненапрягаемой и напрягаемой, натягиваемой на упоры) толщина защитного слоя должна составлять, как правило, не менее диаметра стержня или каната и не менее:

в плитах и стенках толщиной до 100 мм включительно — 10 мм;

в плитах и стенках толщиной более 100 мм, а также в балках и ребрах высотой менее 250 мм — 15 мм;

в балках и ребрах высотой 250 мм и более, а также в колоннах — 20 мм;

в фундаментных балках и в сборных фундаментах — 30 мм;

для нижней арматуры монолитных фундаментов: при наличии бетонной подготовки — 35 мм, при отсутствии бетонной подготовки — 70 мм.

В однослойных конструкциях из бетона на пористых заполнителях проектной марки М 100 и ниже, выполняемых без фактурных слоев, толщина защитного слоя во всех случаях должна составлять не менее 20 мм, а для наружных стеновых панелей — не менее 25 мм.

В однослойных конструкциях из ячеистого бетона толщина защитного слоя во всех случаях принимается не менее 25 мм.

5.6. Толщина защитного слоя бетона для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры должна приниматься не менее диаметра указанной арматуры и не менее:

при $h<250$ мм — 10 мм;

при $h\geqslant 250$ мм — 15 мм.

В элементах из бетона на пористых заполнителях проектной марки М 100 и ниже и из ячеистого бетона независимо от h толщина защитного слоя бетона для поперечной арматуры принимается не менее 15 мм.

5.7. Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно-напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений (см. п. 2.30 настоящей главы) должна составлять не менее:

для стержневой арматуры классов А-IV (Ат-IV) и ниже, а также для арматурных канатов — $2d$;

для стержневой арматуры классов А-V (Ат-V) , Ат-VI — $3d$.

Кроме того, толщина защитного слоя бетона на указанном участке длины элемента должна быть не менее 40 мм для стержневой арматуры всех классов и не менее 20 мм для арматурных канатов.

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

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

б) в плитах, панелях, настилах и опорах ЛЭП при условии постановки у концов допол-

нительной поперечной арматуры (корытообразных сварных сеток или замкнутых хомутов), предусмотренной п. 5.62 настоящей главы, при этом диаметр поперечной арматуры должен быть не менее 0,25 диаметра продольной напрягаемой арматуры и не менее:

для проволоки класса Вр-I — 4 мм;

то же, класса В-I — 5 мм.

5.8. В элементах с напрягаемой продольной арматурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах, расстояние от поверхности элемента до поверхности канала должно приниматься не менее 40 мм и не менее ширины канала; указанное расстояние до боковых граней элемента должно быть, кроме того, не менее половины высоты канала.

При расположении напрягаемой арматуры в пазах или снаружи сечения элемента толщина защитного слоя бетона, образуемого последующим торкретированием или иным способом, должна приниматься не менее 20 мм.

5.9. Концы продольных рабочих стержней ненапрягаемой арматуры, не привариваемых к анкерующим деталям, должны отстоять от торца элемента на расстоянии, не менее указанного в табл. 38. Концы напрягаемой арматуры, а также анкеры должны быть защищены слоем раствора не менее 5 мм или бетона не менее 10 мм.

Таблица 38

Железобетонные элементы	Минимальное расстояние между торцом элемента и концами рабочих стержней продольной арматуры, мм
А. Сборные	
1. Плиты перекрытий, стеновые панели пролетом до 12 м включительно	10
2. Колонны длиной:	
до 18 м включительно	10
более 18 м	15
3. Опоры, мачты любой длины	15
4 Прочие элементы пролетом (длиной) до 9 м включительно	10
Б. Монолитные	
5. Длиной до 6 м включительно при диаметре стержней арматуры до 40 мм включительно	15
6 Длиной более 6 м при диаметре стержней арматуры до 40 мм включительно	20
7. Любой длины при диаметре стержней арматуры более 40 мм	20

5.10. В полых элементах кольцевого или коробчатого сечения расстояние от стержней продольной арматуры до внутренней поверхности бетона должно удовлетворять требованиям пп. 5.5 и 5.6 настоящей главы.

МИНИМАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ АРМАТУРЫ

5.11. Расстояния в свету между стержнями арматуры (или оболочками каналов) по высоте и ширине сечения должны обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси; 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.

5.12. Расстояния в свету между отдельными стержнями продольной ненапрягаемой арматуры либо напрягаемой арматуры, натягиваемой на упоры, а также между продольными стержнями соседних плоских сварных каркасов должны приниматься не менее наибольшего диаметра стержней, а также:

а) если стержни при бетонировании занимают горизонтальное или наклонное положение — не менее: для нижней арматуры 25 мм и для верхней арматуры 30 мм; при расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте расстояния между стержнями в горизонтальном направлении (кроме стержней двух нижних рядов) — не менее 50 мм;

б) если стержни при бетонировании занимают вертикальное положение — не менее 50 мм; при систематическом контроле фракционирования заполнителей бетона это расстояние может быть уменьшено до 35 мм, но при этом должно быть не менее полуторакратного наибольшего размера крупного заполнителя

При стесненных условиях допускается располагать стержни арматуры попарно (без зазора между ними).

В элементах с напрягаемой арматурой, натягиваемой на бетон (за исключением непре-

Таблица 39

Условия работы ненапрягаемой арматуры	Параметры для определения анкеровки ненапрягаемой арматуры							
	периодического профиля				гладкой			
	$m_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$	$l_{ан}$, мм	$m_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$	$l_{ан}$, мм
			не менее				не менее	
1. Заделка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
2. Заделка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200
3. Стыки арматуры внахлестку:								
в растянутом бетоне	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
в сжатом бетоне	0,65	8	15	200	1	8	15	200

рывно армированных конструкций), расстояние в свету между каналами для арматуры должно быть, как правило, не менее диаметра канала и во всяком случае не менее 50 мм.

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

АНКЕРОВКА НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ

5.13. Стержни периодического профиля, а также гладкие арматурные стержни, применяемые в сварных каркасах и сетках, выполняются без крюков. Растянутые гладкие стержни вязаных каркасов и вязаных сеток должны заканчиваться полукруглыми крюками, лапками или петлями.

5.14. Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, на длину не менее $l_{ан}$, определяемую по формуле

$$l_{ан} = \left(m_{ан}\frac{R_а}{R_{пр}} + \Delta\lambda_{ан}\right)d, \qquad (173)$$

но не менее $l_{ан} = \lambda_{ан} d$, где значения $m_{ан}$, $\Delta\lambda_{ан}$ и $\lambda_{ан}$, а также допускаемые минимальные величины $l_{ан}$ определяются по табл. 39. При этом гладкие арматурные стержни должны оканчиваться крюками или иметь приваренную поперечную арматуру по длине заделки.

В случае, когда анкеруемые стержни поставлены с запасом по площади сечения против требуемой расчетом по прочности, при определении $l_{ан}$ по формуле (173) значения $R_а$ должны умножаться на величину, равную отношению необходимой по расчету и фактической площади сечения арматуры.

Если вдоль анкеруемых стержней образуются трещины от растяжения бетона, то стержни должны быть заделаны в сжатую зону бетона на длину $l_{ан}$, определяемую по формуле (173).

При невозможности выполнения указанных выше требований должны быть приняты меры по анкеровке продольных стержней для обеспечения их работы с полным расчетным сопротивлением в рассматриваемом сечении (постановка косвенной арматуры, приварка к концам стержней анкерующих пластин или закладных деталей, отгиб анкерующих стержней). При этом величина $l_{ан}$ должна быть не менее $10d$.

5.15. Для обеспечения анкеровки всех продольных стержней арматуры, доходящих до опоры, на крайних свободных опорах изгибаемых элементов должны выполняться следующие требования:

а) если соблюдается условие (71), длина запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна составлять не менее $5d$;

б) если условие (71) не соблюдается, длина запуска стержней за внутреннюю грань 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 настоящей главы), определяется согласно п. 5.14 настоящей главы и п. 2 табл. 39.

При наличии косвенной арматуры (сварных поперечных сеток или охватывающих продольную арматуру хомутов) длина зоны анкеровки $l_{ан}$ снижается путем деления коэффициента $m_{ан}$ на величину $1+12\mu_к$ и уменьшения коэффициента $\Delta\lambda_{ан}$ на величину $10\frac{\sigma_б}{R_{пр}}$.

Здесь $\mu_к$ — объемный коэффициент армирования, определяемый:

при сварных сетках — по формуле (54) п. 3.22 настоящей главы;

при огибающих хомутах — по формуле $\mu_к = \frac{f_x}{2au}$, где f_x — площадь сечения огибающего хомута, расположенного у граней элемента; в любом случае величина $\mu_к$ принимается не более 0,06.

Напряжение сжатия бетона на опоре $\sigma_б$ определяется делением опорной реакции на площадь опирания элемента и принимается не более $0{,}5R_{пр}$.

Косвенное армирование распределяется по длине зоны анкеровки от торца элемента до ближайшей к опоре нормальной трещины.

Длина запуска стержней за внутреннюю грань опоры уменьшается против требуемой настоящим пунктом, если величина $l_{ан} < 10d$, и принимается равной $l_{ан}$, но не менее $5d$. В этом случае, а также при приварке концов стержней к надежно заанкеренным стальным закладным деталям снижение расчетного сопротивления продольной арматуры на опорном участке не производится.

ПРОДОЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

5.16. Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах (в процентах от площади сечения бетона) должна приниматься не менее указанной в табл. 40.

В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально-растянутых элементах минимальная площадь сечения всей продольной арматуры должна приниматься вдвое больше величин, указанных в табл. 40.

Минимальный процент содержания арматуры A и A' во внецентренно-сжатых элементах, несущая способность которых при расчетном эксцентрицитете используется менее чем на 50%, независимо от гибкости элементов принимается равным 0,05.

Требования табл. 40 не распространяются на армирование, определяемое расчетом элемента для стадии транспортирования и возведения. Если расчетом установлено, что несущая способность элемента исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны, то должны учитываться требования п. 1.20 настоящей главы для слабоармированных элементов.

Требования настоящего пункта не учитываются при назначении площади сечения арматуры, устанавливаемой по контуру плит или панелей из расчета на изгиб в плоскости плиты (панели).

Таблица 40

Условия работы арматуры	Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах (в % от площади сечения бетона)
1. Арматура A во всех изгибаемых, а также во внецентренно-растянутых элементах при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	0,05
2. Арматура A и A' во внецентренно-растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой A и A'	
3. Арматура A и A' во внецентренно-сжатых элементах при:	
а) $l_0/r < 17$	0,05
б) $17 \leqslant l_0/r \leqslant 35$	0,1
в) $35 < l_0/r \leqslant 83$	0,2
г) $l_0/r > 83$	0,25

Примечание. Минимальная площадь сечения арматуры, приведенная в табл. 40, относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутаврового) сечений b на рабочую высоту сечения h_0. В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально-растянутых элементах указанная величина минимального армирования относится к полной площади сечения бетона.

5.17. Диаметр продольных стержней внецентренно-сжатых элементов не должен превышать для бетона:

тяжелого проектных марок ниже М 300 — 40 мм;

на пористых заполнителях проектных марок М 200 и выше — 32 мм;

на пористых заполнителях и ячеистого проектных марок:

М150 и М100 — 25 мм;

М75 и ниже — 16 мм.

В изгибаемых элементах из бетона на пористых заполнителях и ячеистого проектных марок М 100 и ниже диаметр продольной арматуры должен быть не более 20 мм.

Диаметр продольных стержней внецентренно-сжатых элементов монолитных конструкций должен быть не менее 12 мм.

5.18. В линейных внецентренно-сжатых элементах расстояние между осями стержней продольной арматуры должно приниматься не более 400 мм.

5.19. Во внецентренно-сжатых элементах, несущая способность которых при заданном эксцентрицитете продольной силы используется менее чем на 50%, а также в элементах с гибкостью $l_0/r < 17$ (например, подколонники), где по расчету сжатая арматура не требуется, а количество растянутой арматуры не превышает 0,3%, допускается не устанавливать продольную и поперечную арматуру, требуемую согласно пп. 5.18, 5.22 и 5.23 настоящей главы, по граням, параллельным плоскости изгиба. При этом армирование по граням, перпендикулярным плоскости изгиба, производится сварными каркасами и сетками с толщиной защитного слоя бетона не менее 50 мм и не менее двух диаметров продольной арматуры.

5.20. В балках шириной более 150 мм число продольных рабочих стержней, доводимых до опоры, должно быть не менее двух. В ребрах сборных панелей, настилов, часторебристых перекрытий и т. п. шириной 150 мм и менее допускается доведение до опоры одного продольного рабочего стержня.

В плитах расстояния между стержнями, доводимыми до опоры, не должны превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее $^1/_3$ площади сечения стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

При армировании неразрезных плит сварными рулонными сетками допускается вблизи промежуточных опор все нижние стержни отгибать в верхнюю зону.

Расстояния между осями рабочих стержней в средней части пролета плиты и над опорой (вверху) должны быть не более 200 мм при толщине плиты до 150 мм и не более $1{,}5h$ — при толщине плиты более 150 мм, где h — толщина плиты.

5.21. В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней должны ставиться конструктивные продольные стержни с расстояниями между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1% площади сечения бетона с размерами, равными: по высоте элемента — расстоянию между этими стержнями; по ширине элемента — половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм.

ПОПЕРЕЧНОЕ АРМИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ

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 должны быть не более 500 мм и не более удвоенной ширины грани элемента.

Во внецентренно-сжатых элементах с центрально-расположенной напрягаемой продольной арматурой (например, в сваях) постановка поперечной арматуры не требуется, если сопротивление действию поперечных сил обеспечивается одним бетоном.

Поперечную арматуру допускается не ставить у граней тонких ребер изгибаемых элементов (шириной 150 мм и менее), по ширине которых располагается лишь один продольный стержень или сварной каркас.

Во внецентренно-сжатых линейных элементах, а также в сжатой зоне изгибаемых элементов при наличии учитываемой в расчете сжатой продольной арматуры хомуты должны ставиться на расстояниях:

при $R_{a\,c} \leqslant 4000$ кгс/см^2 — не более 500 мм и при вязаных каркасах не более $15d$, а при сварных не более $20d$;

при $R_{a.c} \geqslant 4500$ кгс/см^2 — не более 400 мм, при вязаных каркасах не более $12d$, а при сварных не более $15d$, где d — наименьший диаметр сжатых продольных стержней. При этом конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

Расстояния между хомутами внецентренно-сжатых элементов в местах стыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки должны составлять не более $10d$.

Если общее насыщение элемента продольной арматурой составляет более 3%, хомуты должны устанавливаться на расстояниях не более $10d$ и не более 300 мм.

При проверке соблюдения требований настоящего пункта продольные сжатые стержни, не учитываемые расчетом, не должны приниматься во внимание, если диаметр этих стержней не превышает 12 мм и не более половины толщины защитного слоя бетона.

5.23. Конструкция вязаных хомутов во внецентренно-сжатых элементах должна быть такова, чтобы продольные стержни (по крайней

мере через один) располагались в местах перегиба хомутов, а эти перегибы — на расстоянии не более 400 мм по ширине грани элемента. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

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 на тех же расстояниях, что и поперечные стержни плоских каркасов.

Если крайние плоские каркасы имеют промежуточные продольные стержни, то последние, по крайней мере, через один и не реже чем через 400 мм по ширине грани элемента, должны связываться с продольными стержнями, расположенными у противоположной грани, при помощи шпилек. Шпильки допускается не ставить при ширине данной грани элемента не более 500 мм, если число продольных стержней у этой грани не превышает четырех.

5.24. Во внецентренно-сжатых элементах с учитываемым в расчете косвенным армированием в виде сварных сеток (из стали классов А-I, А-II и А-III диаметром не более 14 мм и стали класса В-I) или в виде ненапрягаемой спиральной либо кольцевой арматуры должны быть приняты:

размеры ячеек сетки — не менее 45 мм, не более $^1/_4$ меньшей стороны сечения элемента и не более 100 мм;

диаметр навивки спиралей или диаметр колец — не менее 200 мм;

шаг сеток — не менее 60 мм, не более $^1/_3$ меньшей стороны сечения элемента и не более 150 мм;

шаг навивки спиралей или шаг колец — не менее 40 мм, не более $^1/_5$ диаметра сечения элемента и не более 100 мм.

Сетки и спирали (кольца) должны охватывать всю рабочую продольную арматуру.

При усилении концевых участков внецентренно-сжатых элементов сварные сетки косвенного армирования должны устанавливаться у торца элемента в количестве не менее 4 шт. и располагаться на длине (считая от торца элемента) не менее: $20d$, если продольная арматура выполняется из гладких стержней, и $10d$, если она выполняется из стержней периодического профиля.

5.25. Диаметр хомутов в вязаных каркасах внецентренно-сжатых линейных элементов должен приниматься не менее $0{,}25d$ и не менее 5 мм, где d — наибольший диаметр продольных стержней.

Диаметр хомутов в вязаных каркасах изгибаемых элементов должен приниматься не менее:

при $h \leqslant 800$ мм — 6 мм;

при $h > 800$ мм — 8 мм.

Соотношение диаметров поперечных и продольных стержней в сварных каркасах и в сварных сетках устанавливается из условия сварки по соответствующим нормативным документам.

5.26. В балках и ребрах высотой более 150 мм, а также в многопустотных сборных плитах (или аналогичных часторебристых конструкциях) высотой более 300 мм должна всегда устанавливаться вертикальная поперечная арматура.

В сплошных плитах, а также в балках и ребрах высотой 150 мм и менее и в многопустотных сборных плитах (или аналогичных часторебристых конструкциях) высотой 300 мм и менее допускается поперечную арматуру не устанавливать. При этом должны быть обеспечены требования расчета согласно п. 3.36 настоящей главы.

5.27. Расстояние между вертикальными поперечными стержнями в элементах, не имеющих отогнутой арматуры, в случаях, когда поперечная арматура требуется по расчету либо по конструктивным соображениям, указанным в п. 5.26 настоящей главы, должно приниматься:

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

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

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

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

5.28. Поперечная арматура, устанавливаемая в плитах в зоне продавливания, должна иметь анкеровку по концам, выполняемую

приваркой или охватом продольной арматуры. Расстояние между поперечными стержнями принимается не более $^1/_3$ h и не более 200 мм, где h — толщина плиты. Ширина зоны постановки поперечной арматуры должна быть не менее 1,5 h.

5.29. Отогнутые стержни ненапрягаемой арматуры должны предусматриваться в изгибаемых элементах при армировании их вязаными каркасами и в коротких консолях. Отгибы стержней должны осуществляться по дуге радиуса не менее $10d$. В изгибаемых элементах на концах отогнутых стержней должны устраиваться прямые участки длиной не менее $0{,}8l_{ан}$, принимаемой согласно указаниям п. 5.14 настоящей главы, но не менее $20d$ в растянутой и $10d$ в сжатой зоне.

Начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального сечения, в котором отгибаемый стержень используется по расчету, не менее чем на 0,5 h_0, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того нормального сечения, в котором отгиб не требуется по расчету.

5.30. Поперечное армирование коротких консолей должно выполняться следующим образом:

при $h \leqslant 2{,}5a$ — консоль армируется наклонными хомутами по всей высоте (см. рис. 11 и 22, *а*);

при $h > 2{,}5a$ — консоль армируется отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами по всей высоте (рис. 22, *б*);

при $h > 3{,}5a$ и $Q \leqslant R_p b h_0$ — отогнутые стержни допускается не устанавливать; здесь h_0 принимается в опорном сечении консоли.

Во всех случаях шаг хомутов должен быть не более $h/4$ и не более 150 мм; диаметр отогнутых стержней должен быть не более $^1/_{15}$ длины отгиба $l_{от}$ и не более 25 мм (см. рис. 22, *б*).

Суммарная площадь сечения отогнутых стержней и наклонных хомутов, пересекающих верхнюю половину линии длиной l, соединяющей точки приложения силы Q и сопряжения нижней грани консоли и колонны (см. рис. 22, *б*), должна быть не менее $0{,}002bh_0$.

5.31. В элементах, работающих на изгиб с кручением, вязаные хомуты должны быть замкнутыми с перепуском их концов на $30d$, где d — диаметр хомута, а при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направлений должны быть приварены к угловым продольным стержням, образуя замкнутый контур.

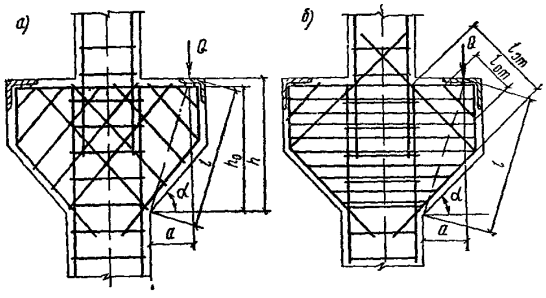


Рис 22 Схема армирования коротких консолей
а — наклонными хомутами, *б* — отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами

СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ АРМАТУРЫ

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 сварки — точечной и стыковой, а также в указанных ниже случаях дуговой (ванной и протяженными швами) сварки.

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

Типы сварных соединений арматуры должны назначаться и выполняться в соответствии с указаниями государственных стандартов и нормативных документов на сварную арматуру и закладные детали для железобетонных конструкций (см. приложение 5 «Основные типы сварных соединений стержневой арматуры»).

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

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.

5.35. Дуговая сварка должна применяться:

а) для соединения стержней ненапрягаемой арматуры из горячекатаных сталей диа-

метром 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 ненапрягаемой арматуры с анкерными коротышами или петлями, используемыми для натяжения, а после спуска натяжения — с анкерными шайбами или анкерными плитами.

5.36. При отсутствии оборудования для контактной сварки допускается применять дуговую сварку в следующих случаях:

а) для соединения по длине заготовок арматурных стержней из горячекатаных сталей диаметром 8 мм и более;

б) при выполнении сварных соединений, рассчитываемых по прочности, в сетках и каркасах с обязательными дополнительными конструктивными элементами в местах соединения стержней продольной и поперечной арматуры (косынки, лапки, крюки и т. п.).

СТЫКИ НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ ВНАХЛЕСТКУ (БЕЗ СВАРКИ)

5.37. Стыки ненапрягаемой рабочей арматуры внахлестку применяются при стыковании как сварных, так и вязаных каркасов и сеток. При этом диаметр рабочей арматуры должен быть не более 36 мм.

Стыки стержней рабочей арматуры внахлестку не рекомендуется располагать в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно-растянутых элементов в местах полного использования арматуры. Такие стыки не допускаются в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто (например, в затяжках арок), а также во всех случаях применения стержневой арматуры классов А-IV (Ат-IV) и выше.

5.38. Стыки растянутой или сжатой рабочей арматуры, а также сварных сеток и каркасов в рабочем направлении должны иметь длину перепуска (нахлестки) $l_н$ не менее величины $l_{ан}$, определяемой по формуле (173) и табл. 39.

5.39. Стыки сварных сеток и каркасов, а также растянутых стержней вязаных каркасов и сеток внахлестку без сварки должны, как правило, располагаться вразбежку. При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых в одном месте или на расстоянии менее длины перепуска $l_н$, должна составлять: не более 50% общей площади сечения растянутой арматуры при стержнях периодического профиля и не более 25% при гладких стержнях.

Стыкование отдельных стержней, сварных сеток и каркасов без разбежки допускается при конструктивном армировании (без расчета), а также на тех участках, где арматура используется не более чем на 50%.

5.40. Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры из стали класса А-I и обыкновенной арматурной проволоки класса В-I должны выполняться таким образом, чтобы в каждой из стыкуемых в растянутой зоне сеток на длине нахлестки располагалось не менее двух поперечных стержней, приваренных по всем продольным стержням сеток (рис. 23).

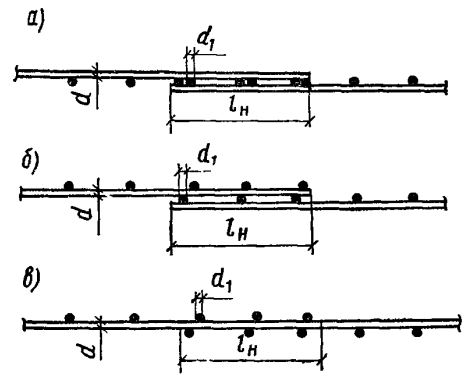


Рис. 23. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры при выполнении последней из стержней гладкой арматуры

а — распределительные (поперечные) стержни расположены в одной плоскости; *б* и *в* — распределительные стержни расположены в разных плоскостях

Такие же типы стыков применяются и для стыкования внахлестку сварных каркасов с односторонним расположением рабочих стержней из всех видов стали.

Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры из горячекатаной стали периодического профиля классов А-II и А-III выполняются без поперечных стержней в пределах стыка в одной или в обеих стыкуемых сетках (рис. 24).

5.41. Стыки сварных сеток в нерабочем направлении выполняются внахлестку с перепу-

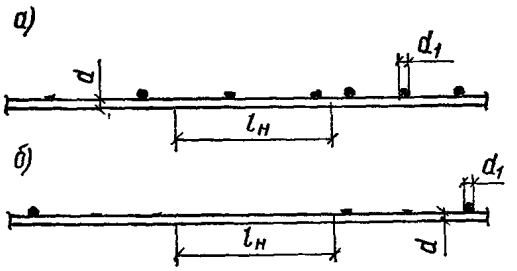


Рис. 24. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры при выполнении последней из стержней периодического профиля

а — поперечные стержни в пределах стыка отсутствуют в одной из стыкуемых сеток; *б* — то же, в обеих стыкуемых сетках

ском, считая между крайними рабочими стержнями сетки:

а) при диаметре распределительной арматуры до 4 мм включительно — на 50 мм (рис. 25, *а* и *б*);

б) при диаметре распределительной арматуры более 4 мм — на 100 мм (рис. 25, *а* и *б*).

При диаметре рабочей арматуры 16 мм и более сварные сетки в нерабочем направлении допускается укладывать впритык друг к

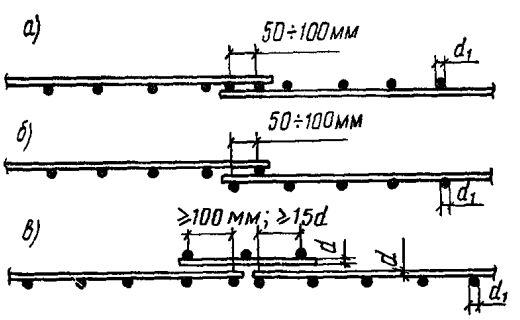


Рис 25. Стыки сварных сеток в направлении распределительной арматуры

а — стык внахлестку с расположением рабочих стержней в одной плоскости; *б* — то же, в разных плоскостях, *в* — стык впритык с наложением дополнительной стыковой сетки

другу, перекрывая стык специальными стыковыми сетками, укладываемыми с перепуском в каждую сторону не менее 15 диаметров распределительной арматуры и не менее 100 мм (рис. 25, *в*).

Сварные сетки в нерабочем направлении допускается укладывать впритык без нахлестки и без дополнительных стыковых сеток в следующих случаях:

в) при укладке сварных полосовых сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях;

г) при наличии в местах стыков дополнительного конструктивного армирования в направлении распределительной арматуры.

СТЫКИ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

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.

5.43. Жесткие стыки сборных конструкций должны, как правило, замоноличиваться путем заполнения швов между элементами бетоном. Если при изготовлении элементов обеспечивается плотная подгонка поверхностей друг к другу (например, путем использования торца одного из стыкуемых элементов в качестве опалубки для торца другого), то допускается при передаче через стык только сжимающего усилия выполнение стыков «насухо».

5.44. Стыки элементов, воспринимающие растягивающие усилия, должны выполняться:

а) сваркой стальных закладных деталей;

б) сваркой выпусков арматуры;

в) пропуском через каналы или пазы стыкуемых элементов стержней арматуры, канатов или болтов 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.

5.45. Закладные детали должны быть заанкерены в бетоне с помощью анкерных стержней или приварены к рабочей арматуре элементов.

Закладные детали с анкерами должны, как правило, состоять из отдельных пластин (уголков или фасонной стали) с приваренными к ним втавр или внахлестку анкерными стержнями, преимущественно из арматуры классов А-II или А-III. Длина анкерных стержней закладных деталей при действии на них растягивающих сил должна быть не менее величины $l_{ан}$, определяемой по указаниям п. 5.14 настоящей главы. Указанная длина анкерных стержней может быть уменьшена при условии приварки на концах стержней анкерных пластин или устройства высажен-

чых горячим способом анкерных головок диаметром $2d$ для стержней из арматуры классов А-I и А-II и диаметром $3d$ для стержней из арматуры класса А-III. В этих случаях длина анкерного стержня определяется расчетом на выкалывание и смятие бетона и принимается не менее $10d$ (где d — диаметр анкера).

В элементах с трещинами при расположении анкеров нормально к продольной оси элемента (вдоль трещин) и возникновении в них растягивающих усилий в любом случае на концах анкеров должны устраиваться усиления в виде пластин или высаженных головок.

При действии на анкерные стержни только сдвигающих или сжимающих сил длина анкерных стержней может приниматься на $5d$ меньше значений $l_{ан}$, определенных по формуле (173), но не менее минимальных величин $l_{ан}$ согласно требованиям п. 5.14 настоящей главы.

Толщина пластин закладных деталей определяется в соответствии с указаниями п. 3.51 и требованиями сварки. В зависимости от технологии сварки отношение толщины пластины к диаметру анкерного стержня принимается:

при сварке втавр под слоем флюса на оборудовании с ручным приводом или при дуговой сварке швами в раззенкованном отверстии — не менее 0,75;

при сварке внахлестку дуговой сваркой фланговыми швами — не менее 0,3;

при автоматической сварке под слоем флюса и контактной рельефной сварке — согласно требованиям соответствующих государственных стандартов.

В закладных деталях с тавровыми сварными соединениями анкерных стержней толщина пластин может быть уменьшена на 25% по сравнению с указанной выше в том случае, если с внешней стороны пластины предусматривается приварка ребер жесткости по линии, соединяющей центры анкерных стержней.

5.46. На концевых частях стыкуемых внецентренно-сжатых элементов (например, концы сборных колонн) должна устанавливаться косвенная арматура в соответствии с указаниями п. 5.24 настоящей главы.

ОТДЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

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.

Расстояния между температурно-усадочными швами в бетонных фундаментах и стенках подвалов допускается принимать в соответствии с расстояниями между швами, принятыми для вышележащих конструкций.

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) в бетонных стенах под и над проемами каждого этажа;

г) в конструкциях, подвергающихся воздействию динамической нагрузки;

д) у растянутой или у менее сжатой грани внецентренно-сжатых элементов, если в сечении возникают растягивающие напряжения или сжимающие напряжения менее 10 кгс/см^2, при наибольших сжимающих напряжениях более $0{,}8R_{пр}$ (напряжения определяются как для упругого тела); при этом коэффициент армирования μ 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. 1.20 настоящей главы для слабоармированных элементов (без учета работы растянутого бетона). Если согласно расчету с учетом сопротивления растянутой зоны бетона арматура не требуется и опытом доказана возможность транспортирования и монтажа таких элементов без арматуры, конструктивная арматура не предусматривается.

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

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.

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

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. 2.25 настоящей главы.

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.53. В предварительно-напряженных элементах необходимо, как правило, обеспечивать надежное сцепление арматуры с бетоном путем применения стали периодического профиля, заполнения каналов, пазов и выемок цементным раствором или мелкозернистым бетоном.

5.54. Выбор схемы и способа возведения статически неопределимых предварительно-напряженных конструкций рекомендуется производить так, чтобы при создании предварительного напряжения исключалась возможность возникновения в конструкции дополнительных усилий, ухудшающих их работу. Допускается устройство временных швов или шарниров, замоноличиваемых после натяжения арматуры.

5.55. В сборно-монолитных железобетонных конструкциях должно обеспечиваться сцепление предварительно-напряженных элементов с бетоном, уложенным на месте использования конструкции, а также анкеровка их концевых участков. Совместная работа элементов в поперечном направлении, кроме того, должна обеспечиваться соответствующими мероприятиями (установкой поперечной арматуры или предварительным напряжением элементов в поперечном направлении).

5.56. Часть продольной горячекатаной арматуры элемента допускается применять без предварительного напряжения, если при этом удовлетворяются требования расчета по трещиностойкости и по деформациям.

5.57. Местное усиление участков предварительно-напряженных элементов под анкерами напрягаемой арматуры, а также в местах опирания натяжных устройств рекомендуется выполнять установкой закладных деталей или дополнительной поперечной арматуры, а также увеличением размеров сечения элемента на этих участках.

5.58. У торцов элемента необходимо предусматривать дополнительную напрягаемую или ненапрягаемую поперечную арматуру, если напрягаемая продольная арматура располагается сосредоточенно у верхней и нижней граней.

Напрягаемая поперечная арматура должна напрягаться ранее натяжения продольной арматуры усилием не менее 15% усилия натяжения всей продольной арматуры растянутой зоны опорного сечения.

Ненапрягаемая поперечная арматура должна быть надежно заанкерена по концам приваркой к закладным деталям. Сечение этой арматуры в конструкциях, не рассчитываемых на выносливость, должно быть в состоянии воспринимать не менее 20%, а в конструкциях, рассчитываемых на выносливость,— не менее 30% усилия в продольной напрягаемой арматуре нижней зоны опорного сечения, определяемого расчетом по прочности.

5.59. При проволочной арматуре, расположенной в виде пучка, должны предусматриваться зазоры между отдельными проволоками или группами проволок (путем установки спиралей внутри пучка, коротышей в анкерах и т. п.) с размерами, достаточными для прохождения между проволоками пучка цементного раствора или мелкозернистого бетона при заполнении каналов.

5.60. Напрягаемая арматура — стержневая или канаты — в пустотных и ребристых

элементах должна располагаться, как правило, по оси каждого ребра элемента.

5.61. Продольную ненапрягаемую арматуру, если таковая имеется, рекомендуется располагать ближе к наружным поверхностям элемента так, чтобы поперечная арматура (хомуты) охватывала напрягаемую арматуру.

5.62. У концов предварительно-напряженных элементов должна быть установлена дополнительная поперечная или косвенная арматура (сварные сетки, охватывающие все продольные стержни арматуры, хомуты и т п. с шагом 5—10 см) на длине участка не менее $0{,}6l_{\text{п н}}$ (см. п. 2.30 настоящей главы) и не менее 20 см для элементов с арматурой, не имеющей анкеров, а при наличии анкерных устройств — на участке, равном двум длинам этих устройств. Установка анкеров у концов арматуры обязательна для арматуры, натягиваемой на бетон, а также для арматуры, натягиваемой на упоры при недостаточном ее сцеплении с бетоном (гладкой проволоки, многопрядных канатов); при этом анкерные устройства должны обеспечивать надежную заделку арматуры в бетоне на всех стадиях ее работы.

5.63. В предварительно-напряженных элементах, для которых допускается образование трещин на концевых участках в стадии предварительного обжатия (см. п. 1.18 настоящей главы), должна быть установлена дополнительная ненапрягаемая продольная арматура, располагаемая в стенке элемента в растянутой при обжатии части приопорной зоны на длине не менее $2h_0$ (где h_0 — рабочая высота сечения элемента по грани опоры) от начала зоны передачи напряжений на бетон; площадь сечения этой арматуры должна составлять не менее 0,2% площади опорного сечения элемента.

При применении в качестве напрягаемой рабочей арматуры (см. табл. 7) высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля, арматурных канатов однократной свивки, горячекатаной и термически упрочненной стержневой арматуры периодического профиля, натягиваемой на упоры, установка анкеров у концов напрягаемых стержней не требуется.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

КЛАССИФИКАЦИЯ И ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ БЕТОНОВ

Таблица 1

Признак классификации	Классификация бетонов	Область применения
1 По структуре	а) Бетоны плотной структуры, у которых пространство между зернами заполнителя (крупного и мелкого или только мелкого) занято затвердевшим вяжущим, при проценте межзерновых пустот в уплотненной бетонной смеси не свыше 6	В несущих и ограждающих конструкциях; в конструкциях, к которым предъявляются требования по водонепроницаемости, повышенной морозостойкости и т. п.
	б) Крупнопористые (малопесчаные и беспесчаные) бетоны, у которых пространство между зернами крупного заполнителя не полностью занято мелким заполнителем и затвердевшим вяжущим	Только для бетонных конструкций, воспринимающих сжимающие усилия (блочных и монолитных стен и др.)
	в) Поризованные бетоны, у которых пространство между зернами заполнителя занято затвердевшим вяжущим, поризованным пено- и газообразователями, воздухововлекающими добавками, при проценте межзерновых пустот в уплотненной бетонной смеси свыше 6	Только для ограждающих конструкций
	г) Ячеистые бетоны — бетоны с искусственно созданными порами, состоящие из смеси вяжущего (цемента, извести или молотого шлака) и кремнеземистого компонента (молотого песка или золы)	Преимущественно для ограждающих конструкций, а также для теплоизоляции
2 По объемному весу	а) Особо тяжелые — объемного веса более 2500 кг/м^3	В конструкциях для защиты от излучения
	б) Тяжелые — объемного веса более 2200 и до 2500 кг/м^3 включительно	Во всех несущих конструкциях
	в) Облегченные — объемного веса более 1800 и до 2200 кг/м^3 включительно	Преимущественно в несущих конструкциях
	г) Легкие — объемного веса более 500 и до 1800 кг/м^3 включительно	Преимущественно в ограждающих конструкциях (при объемном весе до 1600 кг/м^3), в несущих конструкциях (при объемном весе больше 1200 кг/м^3).
	д) Особо легкие — объемного веса до 500 кг/м^3 включительно	В качестве теплоизоляции

Продолжение приложения 1

Признак классификации	Классификация бетонов	Область применения
3 По виду вяжущих	а) Цементные	Во всех случаях, если этому не противоречат требования поз. 3д настоящей таблицы
	б) Силикатные (на известковом вяжущем)	Только для сборных бетонных и железобетонных элементов заводского изготовления
	в) На гипсовом вяжущем	Для внутренних ограждающих конструкций
	г) На смешанных вяжущих (известково-цементных, известково-шлаковых, цементно-известково шлаковых и т. п.)	Только для бетонных изделий и конструкций
	д) На специальных вяжущих (органических или неорганических)	При наличии особых требований (например, жаростойкости, химической стойкости, расширения бетона и т. п.)
4 По виду заполнителей	а) На плотных заполнителях	Для тяжелых бетонов
	б) На пористых заполнителях	Для легких и облегченных бетонов
	в) На специальных заполнителях, удовлетворяющих специальным требованиям (биологической защиты от излучений, жаростойкости, химической стойкости и т. п.)	Для особо тяжелых бетонов, жаростойких бетонов и т. п.
5 По зерновому составу заполнителей	а) Крупнозернистые — с крупным и мелким заполнителем	В большинстве случаев
	б) Мелкозернистые — только с мелким заполнителем	В армоцементных конструкциях; для заполнения швов в сборных конструкциях; для защиты от коррозии и обеспечения сцепления с бетоном напрягаемой арматуры, расположенной в каналах, пазах и на поверхности конструкций; взамен крупнозернистого бетона при наличии технико-экономических преимуществ
6. По условиям твердения	а) Естественного твердения	Преимущественно в летних условиях для монолитных конструкций и для сборных конструкций, изготовляемых на полигонах
	б) Подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении	В элементах сборных конструкций заводского изготовления; в монолитных конструкциях, возводимых при низкой температуре окружающей среды
	в) Подвергнутые автоклавной обработке	Преимущественно в конструкциях заводского изготовления из силикатных, ячеистых и мелкозернистых бетонов

Таблица 2

Коэффициенты фильтрации $K_ф$, соответствующие проектным маркам по водонепроницаемости

Марка бетона по водонепроницаемости	Величина коэффициента фильтрации $K_ф$, см/с, при испытании на образцах в состоянии	
	равновесной влажности	водонасыщения
В2	Свыше $7 \cdot 10^{-9}$ до $2 \cdot 10^{-8}$	Свыше $5 \cdot 10^{-10}$ до $1 \cdot 10^{-9}$
В4	Свыше $2 \cdot 10^{-9}$ до $7\ 10^{-9}$	Свыше $1 \cdot 10^{-10}$ до $5 \cdot 10^{-10}$
В6	Свыше $6\ 10^{-10}$ до $2\ 10^{-9}$	Свыше $5 \cdot 10^{-11}$ до $1 \cdot 10^{-10}$
В8	Свыше $1\ 10^{-10}$ до $6 \cdot 10^{-10}$	Свыше $1 \cdot 10^{-11}$ до $5 \cdot 10^{-11}$
В10	Свыше $6 \cdot 10^{-11}$ до $1 \cdot 10^{-10}$	Свыше $5\ 10^{-12}$ до $1 \cdot 10^{-11}$
В12	$6\ 10^{-11}$ и менее	$5 \cdot 10^{-12}$ и менее

Примечание. Коэффициент фильтрации $K_ф$ определяется согласно ГОСТ 19426—74 на образцах в состоянии:

равновесной влажности — для конструкций, работающих в условиях попеременного увлажнения и высыхания, а также в воздушно-влажностных условиях;

водонасыщения — для конструкций, работающих постоянно в контакте с водой.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ НА ДЕЙСТВИЕ СЖИМАЮЩЕЙ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ N ПРИ $e_0 = e_0^{сл}$

Расчет бетонных и железобетонных элементов прямоугольного сечения при их расчетной длине $l_0 \leqslant 20h$, симметричной арматуре классов А-I, А-II и А-III и величине эксцентрицитета e_0, определенной в соответствии с указаниями п. 1.22 настоящей главы, равной $e_0^{сл}$ допускается производить из условия

$$N \leqslant m\varphi\left[R_{пр}F + R_{а.с}\left(F_а + F'_а\right)\right], \qquad (1)$$

где m — коэффициент, принимаемый равным:

при $h > 20$ см — 1;

при $h \leqslant 20$ см — 0,9;

φ — коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi = \varphi_б + 2(\varphi_ж - \varphi_б)\alpha, \qquad (2)$$

но принимаемый не более $\varphi_ж$;

здесь $\varphi_б$ и $\varphi_ж$ — коэффициенты, принимаемые по табл. 1 и 2 настоящего приложения;

$$\alpha = \frac{R_{а.с}\left(F_а + F'_а\right)}{R_{пр}F}. \qquad (3)$$

При наличии промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, $F_а\left(F'_а\right)$ принимается равной половине площади сечения всей арматуры в поперечном сечении элемента.

Таблица 1

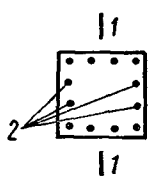
Значения коэффициента $\varphi_б$

$\frac{N_{дл}}{N}$	Коэффициент $\varphi_б$ при l_0/h							
	$\leqslant 6$	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 2

Значения коэффициента $\varphi_ж$

$\frac{N_{дл}}{N}$	Коэффициент $\varphi_ж$ при l_0/h							
	$\leqslant 6$	8	10	12	14	16	18	20
А. При площади сечения промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, менее $^1/_3\left(F_а+F'_а\right)$								
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 $^1/_3\left(F_а+F'_а\right)$								
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



1—1 — рассматриваемая плоскость;
2 — промежуточные стержни

Обозначения, принятые в табл. 1 и 2;

$N_{дл}$ — продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок; N — продольная сила от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок.

Примечание (к табл. 1 и 2). При промежуточных значениях $\frac{l_0}{h}$ и $\frac{N_{дл}}{N}$ коэффициенты $\varphi_б$ и $\varphi_ж$ определяются по интерполяции.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ДАННЫЕ ПО АРМАТУРНЫМ СТАЛЯМ

Основные виды арматурных сталей и области их применения в железобетонных конструкциях в зависимости от характера действующих нагрузок и расчетной температуры (знак „плюс“ означает „допускается“, знак „минус“ — „не допускается“)

Вид арматуры и документы, регламентирующие качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Условия эксплуатации конструкций: статические нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: в отапливаемых зданиях	до минус 30° С включительно	ниже минус 30° С до минус 40° С включительно	ниже минус 40° С до минус 55° С включительно	ниже минус 55° С до минус 70° С включительно	статические нагрузки: в отапливаемых зданиях	динамические и многократно повторяющиеся нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: до минус 30° С включительно	ниже минус 30° С до минус 40° С включительно	ниже минус 40° С до минус 55° С включительно	ниже минус 55° С до минус 70° С включительно
Стержневая горячекатаная гладкая ГОСТ 5781—75	A-I	Ст3сп3	6—40	+	+	+	+	+[1]	+	+	—	—	—
		Ст3пс3	6—40	+	+	+	—	—	+	+	—	—	—
		Ст3кп3	6—40	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—
		ВСт3сп2	6—40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		ВСт3пс2	6—40	+	+	+	—	—	+	+	+	—	—
		ВСт3кп2	6—40	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—
		ВСт3Гпс2	6—18	+	+	+	+	+[1]	+	+	+	+	+[1]
Стержневая горячекатаная периодического профиля ГОСТ 5781—75	A-II	ВСт5сп2	10—40	+	+	+	+[1]	+[1]	+	+	+[1]	—	—
		ВСт5пс2	10—16	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[1]	—	—
		ВСт5пс2	18—40	+	+	—	—	—	+	+[1]	—	—	—
		18Г2С	40—80	+	+	+	+	+[1]	+	+	+	+	+[1]
		10ГТ	10—32	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	A-III	35ГС	6—10	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[1]	—	—
		25Г2С	6—40	+	+	+	+	+[1]	+	+	+	+[1]	—
	A-IV	80С	10—18	+	+	—	—	—	+	—	—	—	—
		20ХГ2Ц	10—22	+	+	+	+[2]	+[2]	+	+	+	+[2]	—
	A-V	23Х2Г2Т	10—22	+	+	+	+	+[2]	+	+	+	+	+[2]

Продолжение приложения 3

Вид арматуры и документы, регламентирующие качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Условия эксплуатации конструкций: статические нагрузки: в отапливаемых зданиях	статические нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: до минус 30° С включительно	статические нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: ниже минус 30° С до минус 40° С включительно	статические нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: ниже минус 40° С до минус 55° С включительно	статические нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: ниже минус 55° С до минус 70° С включительно	динамические и многократно повторяющиеся нагрузки: в отапливаемых зданиях	динамические и многократно повторяющиеся нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: до минус 30° С включительно	динамические и многократно повторяющиеся нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: ниже минус 30° С до минус 40° С включительно	динамические и многократно повторяющиеся нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: ниже минус 40° С до минус 55° С включительно	динамические и многократно повторяющиеся нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: ниже минус 55° С до минус 70° С включительно
Стержневая термически упрочненная периодического профиля ГОСТ 10884—71	Ат-IV	—	10—25	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[3]	+[3]	—	—
	Ат-V	—	10—25	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[3]	+[3]	+[3]	—
	Ат-VI	—	10—25	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[3]	+[3]	+[3]	—
Обыкновенная арматурная проволока гладкая ГОСТ 6727—53*	В-I	—	3—5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля ТУ 14-4-659-75	Вр-I	—	3—5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Высокопрочная арматурная проволока гладкая ГОСТ 7348—63	В-II	—	3—8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля ГОСТ 8480—63	Вр-II	—	3—8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Арматурные канаты ГОСТ 13840—68*	К-7	—	4,5—15	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

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

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

[3] Применение термически упрочненной допускается при гарантируемой величине равномерного удлинения δ_p не менее 2%

Термически упрочненные стали не допускается применять в случаях, когда требуется расчет конструкций на выносливость.

Примечания 1. Расчетная температура принимается согласно указаниям п. 1.3 настоящей главы.

2. В данной таблице к динамическим следует относить нагрузки, если доля этих нагрузок при расчете конструкций по прочности превышает 0,1 статической нагрузки; к многократно повторяющимся нагрузкам — нагрузки, при которых коэффициент условий работы арматуры m_{a1} по табл. 25 настоящей главы меньше единицы.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Области применения углеродистых сталей для закладных деталей железобетонных и бетонных конструкций

Характеристика закладных деталей	Класс стали	Расчетная температура эксплуатации конструкций			
		до минус 30° С включительно		ниже минус 30° С до минус 40° С включительно	
		марка стали по ГОСТ 380—71*	толщина проката, мм	марка стали по ГОСТ 380—71*	толщина проката, мм
1. Закладные детали, рассчитываемые на усилия от статических нагрузок	С38/23	ВСт3кп2	4—30	ВСт3пс6	4—25
2. Закладные детали, рассчитываемые на усилия от динамических и многократно повторяющихся нагрузок	С38/23	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5 ВСт3сп5	4—10 11—30 11—25	ВСт3пс6 ВСт3Гпс5 ВСт3сп5	4—10 11—30 11—25
3. Закладные детали конструктивные, не рассчитываемые на силовые воздействия	С38/23	БСт3кп2 ВСт3кп2	4—10 4—30	БСт3кп2 ВСт3кп2	4—10 4—30

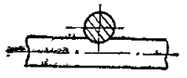
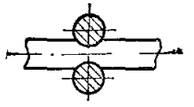
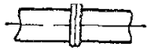
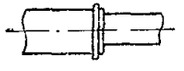
Примечания: 1. Класс стали устанавливается в соответствии с главой СНиП по проектированию стальных конструкций.

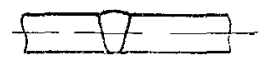
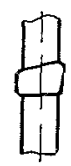
2 Расчетная температура принимается согласно п 1 3 настоящей главы

3 При температуре ниже минус 40° С выбор марки стали для закладных деталей следует производить как для стальных сварных конструкций в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию стальных конструкций.

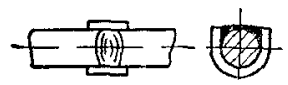
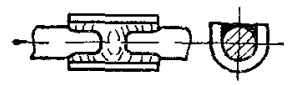
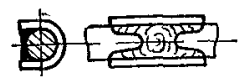
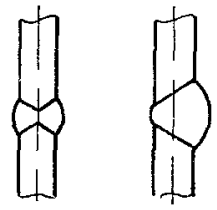
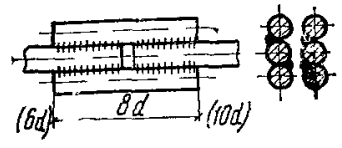
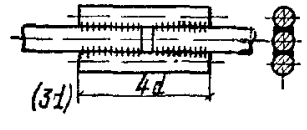
ПРИЛОЖЕНИЕ 5

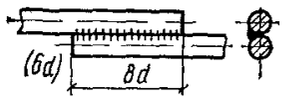
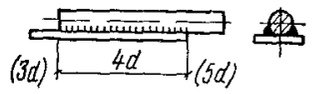
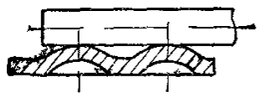
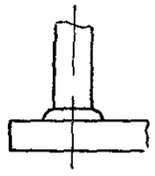
ОСНОВНЫЕ ТИПЫ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Тип соединения	Условное обозначение типов соединений по государственным стандартам	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс стали	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
1. Крестообразное, ГОСТ 14 098—68	КТ-2		Горизонтальное	Контактная точечная	A-I A-II A-III B-I Bp-I	6—40 10—80 6—40 3—5 3—5	В соединениях типа КТ-2 и КТ-3 отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,25—1
	КТ-3		То же	То же	A-I A-II A-III	6—40 10—80 6—40	В соединениях типа КТ-3 отношение меньшего диаметра среднего стержня к одному из одинаковых крайних стержней большего диаметра должно быть не менее 0,5. Возможно вертикальное положение стержней, как правило, при сварке подвесными клещами
2. Стыковое, ГОСТ 14 098—68 и ГОСТ 19 293—73	КС-О		»	Контактная стыковая	A-I A-II A-III A-IV A-V	10—40 10—80 10—40 10—22 10—22	—
	КС-Р		»	То же			
	КС-М		»	»	A-II A-III A-IV A-V	10—80 10—40 10—22 10—22	

Тип соединения	Условное обозначение типов соединений по государственным стандартам	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс стали	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
	ВО-Б		Горизонтальное	Ванная одноэлектродная	A I A-II A-III	20—40	Сварка выполняется в инвентарных формах
3. Стыковое, ГОСТ 14 098—68	ВП-Г		То же	Ванная полуавтоматическая под флюсом	A I A-II A-III	20—.0	
	ВМ-1		»	Ванная многоэлектродная	A-I A-II A-III	20—40 20—80 20—40	Сварка выполняется в инвентарных формах
	ВП-В		Вертикальное	Ванная полуавтоматическая под флюсом	A-I A-II A-III	20—40	
	ВМ-2		Горизонтальное	Ванная многоэлектродная	A-I A-II A-III	20—40 20—80 20—40	Рекомендуется также применение одноэлектродной ванной сварки. Сварка выполняется в инвентарных формах

Продолжение приложения 5

Тип соединения	Условное обозначение типов соединений по государственным стандартам	Схема конструкции соединения	*Положение* стержней при сварке	*Способ* сварки	Класс стали	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
4. Стыковое	—		Горизонтальное	Ванная одноэлектродная с желобчатой подкладкой	A-I A-II A-III	20—32 20—32 20—32	—
5. Стыковое	—		То же	Ванно-шовная с желобчатой накладкой	A-I	20—40	Сварка открытой дугой голой проволокой допускается для стержней диаметром 25—70 мм
			Горизонтальное и вертикальное	Полуавтоматическая многослойными швами с желобчатой накладкой	A-II A-III	20—80 20—40	
6. Стыковое	—		Вертикальное	Многослойными швами с желобчатой подкладкой или без нее	A-I A-II A-III	20—40 20—80 20—40	—
7. Стыковое, ГОСТ 19 293—73	—		Горизонтальное и вертикальное	Дуговая фланговыми швами	A-I A-II A-III A-IV A-V	10—40 10—80 10—40 10—22 10—22	—
	—		Горизонтальное	То же	A-I A-II A-III	10—40 10—80 10—40	

Тип соединения	Условное обозначение типов соединений по государственным стандартам	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс стали	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
8. Нахлесточное	—		Горизонтальное и вертикальное	Дуговая фланговыми швами	A-I A-II A-III	10—40 10—25 10—25	Допускаются двухсторонние фланговые швы длиной 4 *d* для соединений стержней из стали классов A-I и A-II марки 10ГТ
9. Нахлесточное	—		То же	То же	A-I A-II A-III A-IV A-V	10—40 10—40 10—40 10—22 10—22	—
10. Нахлесточное ГОСТ 19 292—73	Н-1		Горизонтальное	Контактная рельефная	A-I A-II A-III	6—14 10—14 6—14	—
	Н-2		То же	То же	A-I A-II A-III	6—16 10—16 6—16	
11. Тавровое из плоскости пластины ГОСТ 19 292—73	Т-1		Вертикальное	Под флюсом без присадочного электродного материала	A-I A-II A-III	8—40 10—40 8—40	—

Примечание. На чертежах поз. 7, 8 и 9 настоящей таблицы в скобках указана соответствующая длина фланговых швов:
6 *d* и 3*d* — для арматуры класса A-I,
10 *d* и 5*d* — для арматуры классов A-IV и A-V.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

M — изгибающий момент;
N — продольная сила;
Q — поперечная сила;
$M_к$ — крутящий момент.

Характеристики предварительно-напряженного элемента

N_0 — усилие предварительного обжатия, определяемое по формуле (9), с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

σ_0 и σ'_0 — предварительные напряжения соответственно в напрягаемой арматуре A и A' до обжатия бетона (при натяжении арматуры на упоры) либо в момент снижения величины предварительного напряжения в бетоне до нуля воздействием на элемент внешних фактических или условных сил, определяемые согласно указаниям пп. 1.24 и 1.29 настоящей главы с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

$\sigma_{б.н}$ — сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия, определяемые согласно пп. 1.29 и 1.30 настоящей главы с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

$m_т$ — коэффициент точности натяжения арматуры, определяемый согласно указаниям п. 1.28 настоящей главы.

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 (97);

R_0 — передаточная прочность бетона, назначаемая в соответствии с указаниями п. 2.6 настоящей главы;

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

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

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

$R_{аII}$ — то же, растяжению для предельных состояний второй группы;

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

$E_а$ — модуль упругости арматуры;

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

Характеристики положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента

A — обозначение продольной арматуры:
а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенной в растянутой зоне;
б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенной у менее сжатой грани сечения;
в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:
для внецентренно-растянутых элементов — расположенной у более растянутой грани сечения;
для центрально-растянутых элементов — всей в поперечном сечении элемента;

A' — обозначение продольной арматуры:
а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенной в сжатой зоне;
б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенной у более сжатой грани сечения;
в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно-растянутых элементов — расположенной у менее растянутой грани сечения.

Геометрические характеристики

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

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

h — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

$h_п$ и $h'_п$ — высота полки таврового и двутаврового сечения 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 бетона;

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\frac{x}{h_0}$;

u — расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента,

u_0 — расстояние между плоскостями отогнутых стержней, измеренное по нормали к ним;

e_0 — эксцентрицитет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый в соответствии с указаниями п. 1.22 настоящей главы;

$e_{0\,н}$ — эксцентрицитет усилия предварительного обжатия N_0 относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый в соответствии с указаниями п. 1.29 настоящей главы;

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

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

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

l — пролет элемента,

l_0 — расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы; величина l_0 принимается по табл. 31 и п. 3.25 настоящей главы;

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

d — номинальный диаметр арматурных стержней;

$F_а$ и $F'_а$ — 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';

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

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

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

$f_х$ — площадь сечения одного стержня хомута;

$f_а$ — площадь сечения одного стержня продольной арматуры;

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

F — площадь всего бетона в поперечном сечении;

$F_б$ — 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. 1.29 настоящей главы;

$F_{см}$ — площадь смятия бетона;

$S_{б.0}$ и $S_{б.р}$ — статические моменты площадей сечения соответственно сжатой и растянутой зоны бетона относительно нулевой линии;

$S_{а\,0}$ и $S'_{а.0}$ — статические моменты площадей сечения соответственно арматуры A и A' относительно нулевой линии;

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

$I_п$ — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести, определяемый в соответствии с указаниями п. 1.29 настоящей главы;

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

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

$I_{а.0}$ и $I'_{а.0}$ — 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. 1.29 настоящей главы.

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ 3

Основные положения 3
Основные расчетные требования 4
Дополнительные требования по проектированию предварительно-напряженных конструкций 9

2 МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ . 15

Бетон 15
Нормативные и расчетные характеристики бетона 19
Арматура 25
Нормативные и расчетные характеристики арматуры 27

3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ 33

Расчет бетонных элементов по прочности 33
Внецентренно-сжатые элементы 34
Изгибаемые элементы 35
Расчет железобетонных элементов по прочности 36
Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента . 36
Изгибаемые элементы прямоугольного, таврового, двутаврового, кольцевого сечений 37
Внецентренно-сжатые элементы прямоугольного и кольцевого сечений . 38
Центрально-растянутые элементы 40
Внецентренно-растянутые элементы прямоугольного сечения 42
Общий случай расчета (при любых сечениях, внешних усилиях и любом армировании) 42
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента . . 44
Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы 44
Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента 46
Расчет по прочности пространственных сечений (элементы, работающие на кручение с изгибом) 47
Элементы прямоугольного сечения 47
Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузок . . . 49
Расчет на местное сжатие 49
Расчет на продавливание 50
Расчет на отрыв 51
Расчет закладных деталей 51
Расчет железобетонных элементов на выносливость 52

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ 53

Расчет железобетонных элементов по образованию трещин 53
Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента . 53
Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента . 55
Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин 56
Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента . 56
Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента . 57
Расчет железобетонных элементов по закрытию трещин 58
Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента . 58
Расчет по закрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента . 58
Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям . . . 58
Определение кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне 58

Стр.

Определение кривизны железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне 59
Определение прогибов 62

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ 62

Минимальные размеры сечения элементов 62
Защитный слой бетона 63
Минимальные расстояния между стержнями арматуры 64
Анкеровка ненапрягаемой арматуры 65
Продольное армирование элементов 66
Поперечное армирование элементов 67
Сварные соединения арматуры 69
Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки) 70
Стыки элементов сборных конструкций 71
Отдельные конструктивные требования 72
Дополнительные указания по конструированию предварительно-напряженных железобетонных элементов 73

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Классификация и область применения бетонов 75

ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Расчет элементов прямоугольного сечения на действие сжимающей продольной силы N при $e_0 = e_0^{сл}$ 78

ПРИЛОЖЕНИЕ 3. Данные по арматурным сталям 79

ПРИЛОЖЕНИЕ 4. Области применения углеродистых сталей для закладных деталей железобетонных и бетонных конструкций . . . 81

ПРИЛОЖЕНИЕ 5. Основные типы сварных соединений стержневой арматуры . 82

ПРИЛОЖЕНИЕ 6. Основные буквенные обозначения 86

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(ГОССТРОЙ СССР)

СНиП II-21-75

Часть II. Нормы проектирования

Глава 21. Бетонные и железобетонные конструкции

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией Г. А. Жигачева
Редактор В. В. Петрова
Мл. редактор Л. М. Климова
Технические редакторы В. М. Родионова, Т. М. Кан
Корректоры Г. А. Кравченко, Л. П. Бирюкова

Сдано в набор 24/V-1976 г. Подписано к печати 27/VIII-1976 г
Формат 84 × 108¹/₁₆ Бумага типографская № 2 10,08 усл. печ. л. (уч.-изд. л. 8,84)
Тираж 290 000 экз. Изд. № XII—6551 Зак 246 Цена 44 коп.

Стройиздат
103006, Москва, Каляевская, 23а

Московская типография № 13 Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
107005, Москва, Б-5, Денисовский пер., д. 30.

БСТ № 11 с 37

ПОПРАВКА

В изменения пункта 3.13* главы СНиП II 21-75.

В журнале «Бюллетень строительной техники» № 5 за 1981 г. на стр. 9 в левой колонке в 9 й строке снизу вместо «где m_{a_4}» следует читать «где $\overline{m}_{a4}$».

БСТ 4-78 с. 13-15

Об изменении и дополнении главы СНиП II-21-75

Постановлением Госстроя СССР от 30 декабря 1977 г. № 232 утверждены и с 1 июля 1978 г. вводятся в действие публикуемые ниже изменения и дополнения главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 24 ноября 1975 г. № 196.

Таблицу 21 изложить в следующей редакции:

Таблица 21*

Арматура	Коэффициент безопасности по арматуре k_a при расчете конструкций по предельным состояниям	
	первой группы	второй группы
Стержневая арматура классов:		
A-I	1,15	1
A-II	1,1	1
A-III диаметрами:		
6—8 мм	1,15	1
10—40 »	1,1	1
A-IV и Ат-IV	1,2	1
A-V, Ат-V и Ат-VI	1,25	1
Проволочная арматура классов:		
Вр-I, B-II, Вр-II и К-7	1,55	1
B-I	1,75	1

Таблицу 22 изложить в редакции:

Таблица 22*

Стержневая арматура класса	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
	растяжению		сжатию ** $R_{a.c}$
	продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a.x}$	
A-I	2100	1700	2100
A-II	2700	2150	2700
A-III диаметрами:			
6—8 мм	3400	2700*	3400
10—40 »	3600	2900*	3600
A-IV	5000	4000	4000
A-V	6400	5100	4000
Ат-IV	5000	4000	4000
Ат-V	6400	5100	4000
Ат-VI	8000	6400	4000

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса A-III, диаметр которой меньше $^1/_3$ диаметра продольных стержней, величина $R_{a\,x}$ принимается при диаметре хомутов.

6—8 мм — 2400 кгс/см²;
10—40 » — 2500 »

** Для сжатой арматуры, расположенной в ячеистом бетоне, величина $R_{a\,c}$ должна приниматься *не более* 3600 кгс/см².

В таблице 25 поз. 4 изложить в редакции:

Таблицу 25 дополнить примечанием:

«2. При расчете изгибаемых элементов из тяжелого бетона с ненапрягаемой арматурой величина ρ_a для продольной арматуры принимается:

при $0 \leqslant \frac{M_{мин}}{M_{макс}} \leqslant 0{,}2$ $\quad \rho_a = 0{,}3$;

при $0{,}2 < \frac{M_{мин}}{M_{макс}} \leqslant 0{,}75$ $\quad \rho_a = 0{,}15 + 0{,}8\,\frac{M_{мин}}{M_{макс}}$;

при $0 > \frac{M_{мин}}{M_{макс}} > 0{,}75$ $\quad \rho_a = \frac{M_{мин}}{M_{макс}}$,

где $M_{мин}$ и $M_{макс}$ — соответственно наименьший и наибольший изгибающий момент в расчетном сечении элемента в пределах цикла изменения нагрузки».

Пункт 3.52 после абзаца второго дополнить абзацем:

«При расчете изгибаемых элементов из тяжелого бетона с ненапрягаемой арматурой учитывается повышение коэффициента асимметрии цикла ρ_a в продольной арматуре за счет влияния неупругих деформаций бетона (см. табл. 25*)».

В таблице приложения 3 для стержневой арматуры периодического профиля класса A-III по ГОСТ 5781—75 из стали марок 35ГС и 25Г2С диаметры 6—40 мм заменить на 6—8 мм.

Таблицу приложения 3 дополнить:

данными о стержневой арматуре периодического профиля класса A-III диаметрами 10—40 мм по ГОСТ 5.1459—72*;

примечанием в следующей редакции:

«3. Область применения арматуры класса A-II из стали марки 10ГТ диаметрами 36—40 мм, а также арматуры класса A-IV из стали марки 20ХГ2Ц и класса A-V из стали марки 23Х2Г2Т диаметрами 25—40 мм и 6—8 мм следует принимать аналогично установленной в данной таблице для сталей соответствующих марок».

Таблица 25*

Класс арматуры	Коэффициенты условий работы арматуры m_{a1} при многократном повторении нагрузки и коэффициенте асимметрии цикла ρ_a, равном								
	−1	−0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
4. A-III диаметрами:									
6—8 мм	0,35	0,4	0,45	0,5	0,6	0,9	1	1	1
10—40 »	0,33	0,38	0,42	0,47	0,57	0,85	0,95	1	1

*Приложение 8**

Основные виды арматурных сталей и области их применения в железобетонных конструкциях в зависимости от характера действующих нагрузок и расчетных температур (знак плюс означает „допускается", знак минус — не „допускается")

Вид арматуры и документы, регламентирующие качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Условия эксплуатации конструкций									
				статические нагрузки					динамические и многократно повторяющиеся нагрузки				
				в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре				в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре			
					до минус 30°С включительно	ниже минус 30°С до минус 40°С включительно	ниже минус 40°С до минус 55°С включительно	ниже минус 55°С до минус 70°С включительно		до минус 30°С включительно	ниже минус 30°С до минус 40°С включительно	ниже минус 40°С до минус 55°С включительно	ниже минус 55°С до минус 70°С включительно
Стержневая горячекатаная периодического профиля ГОСТ 5. 1459—72*	А-III	35ГС	10—40	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[2]	—	—
		25Г2С	10—40	+	+	+	+	+[3]	+	+	+	+[3]	—

Дополнение главы СНиП II-21-75

Постановлением Госстроя СССР от 29 декабря 1978 г. № 272 утверждены и с 1 июля 1979 г. вводятся в действие приведенные ниже дополнения пп. 3.36, 5.20 и 5.60 главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 24 ноября 1975 г. № 196.

Пункт 3.36 дополнить текстом следующего содержания:

«Расчет предварительно-напряженных многопустотных (с круглыми пустотами) плит высотой 300 мм и менее, изготовляемых из тяжелого бетона, следует производить из условия

$$Q \leqslant k_4 k_5 R_p^- b h \left(n - 1 + \frac{2 b_{n1}}{b_u}\right). \qquad (80а)$$

В условии (80а):

k_4 — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения конструкции и местного действия внешней нагрузки и определяемый по формуле

$$k_4 = \sqrt{1 + \frac{\sigma_x + \sigma_y}{R_p} + \frac{\sigma_x \sigma_y}{R_2^p}},$$

где σ_x — нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси плиты, на уровне центра пустот от действия усилия предварительного обжатия N_0, определяемое по формуле

$$\sigma_x = \frac{N_0}{F_п},$$

σ_y — нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси плиты, от действия равномерно распределенной нагрузки, определяемое по формуле

$$\sigma_y = \frac{p}{2b},$$

p — равномерно распределенная нагрузка (без учета собственного веса плиты), действующая на полосу плиты шириной $b_п$;

k_5 — коэффициент, учитывающий влияние формы поперечного сечения плиты и определяемый по формуле

$$k_5 = \frac{2\frac{b_п}{h} - 18\left(\frac{r}{h}\right)^4}{3\frac{b_п}{h} - 16\left(\frac{r}{h}\right)^3},$$

где r — радиус круглых пустот;

b — расстояние в свету между пустотами;

n — количество пустот в плите;

b_m — расстояние от центра крайней пустоты до боковой грани плиты;

$b_п$ — расстояние между центрами смежных пустот.

Расчет производится для сечения, от стоящего от опоры на расстоянии, равном высоте плиты h. При этом усилие предварительного обжатия N_0 следует принимать с учетом снижения предварительного напряжения в напрягаемой арматуре на длине зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ (см. п. 2.30 настоящей главы) путем умножения на коэффициент $m_{оз}$ согласно поз. 3 табл. 24

Величина $\sigma_{п.н}$ в формуле (16) принимается равной σ_0».

Пункт 5.20 после абзаца второго дополнить абзацем следующего содержания:

«В предварительно-напряженных многопустотных (с круглыми пустотами) плитах высотой 300 мм и менее, изготавливаемых из тяжелого бетона, расстояние между напрягаемой арматурой, доводимой до опоры, допускается увеличивать до 600 мм, если для сечений, нормальных к продольной оси плиты, величина момента трещинообразования $M_т$, определяемого по формуле (120), составляет не менее 80% величины момента от внешней нагрузки, принимаемой с коэффициентом перегрузки $n = 1$».

Пункт 5.60 дополнить словами «(за исключением случаев, оговоренных в п. 5.20 настоящей главы)».

Об изменении и дополнении главы СНиП II-21-75

БСТ №9, 1980 г. с. 13

Постановлением Госстроя СССР от 10 июля 1980 г. № 99 утверждены и с 1 августа 1980 г. введены в действие приведенные ниже изменения и дополнения главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 24 ноября 1975 г. № 196.

В таблице 1а:

заголовки граф изложить в новой редакции:

Условия работы конструкций	Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций и предельно допустимая ширина кратковременного и длительного раскрытия трещин $a_{т\,кр}$ и $a_{т.дл}$ при арматуре			
	стержневой классов A-I, A-II, A-III и Ат-III	стержневой классов A-IV, Ат-IVC, A-V, Ат-V и A-VI, проволочной класса Вр-I	стержневой класса Ат-VI, проволочной классов B-II и Вр-II при диаметре проволоки 4 мм и более, классов К-7 и К-19 при диаметре наружной проволоки 3,5 мм и более	проволочной классов B-II и Вр-II при диаметре проволоки 3 мм, класса К-7 при диаметре наружной проволоки 3 мм и менее

в позиции 1 исключить слова «а также эксплуатируемые в грунте ниже уровня грунтовых вод»;

в позиции 3 «а» исключить слова «выше уровня грунтовых вод».

В таблице 7:

в позиции 1 «в» слова «класса К-7» заменить словами «классов К-7 и К-19»;

в позиции 2 «а» слова «Ат-IV» заменить словами «Ат-IVC»;

позицию 2 «е» дополнить словами «и A-VI».

В пункте 2.6:

в абзаце втором слова «класса Ат-VI» заменить словами «классов Ат-VI и A-VI», а слова «класса К-7» — словами «классов К-7 и К-19»;

в абзаце третьем слова «Ат-IV» заменить словами «Ат-IVC».

В пункте 2.18:

подпункт «а» после слов «A-V» дополнить словами (после запятой) «A-VI»;

в подпункте «б» слова «классов Ат-IV, Ат-V, Ат-VI» заменить словами «классов Ат-III, Ат-IVC, Ат-V, Ат-VI»;

в подпункте «в» исключить слова «гладкая класса B-I»;

подпункт «г» после слов «класса К-7» дополнить словами «и девятнадцатипроволочные класса К-19»;

последний абзац изложить в новой редакции:

«В железобетонных конструкциях допускается применять арматуру других видов, в том числе упрочненную вытяжкой на предприятиях строительной индустрии стержневую арматуру класса A-IIIв диаметрами более 20 мм, а также в качестве конструктивной арматуры — обыкновенную гладкую проволоку класса B-I.

Применение арматуры новых видов, осваиваемой промышленностью, должно быть согласовано в установленном порядке».

Пункт 2.19 дополнить абзацем следующего содержания:

«При проектировании железобетонных конструкций для промышленного, жилищно-гражданского и сельского строительства надлежит руководствоваться сокращенным сортаментом арматурной стали, приведенным в приложении 3а».

В пункте 2.20:

подпункт «а» после слов «класса A-III» дополнить словами «и термически упрочненную сталь класса Ат-III»;

в подпункте «б» исключить слова «и класса B-I»;

подпункт «г» признать утратившим силу;

подпункт «д» изложить в новой редакции:

«д) горячекатаную арматурную сталь классов A-IV, A-V и термически упрочненную арматурную сталь класса Ат-V — только для продольной рабочей арматуры вязаных каркасов и сеток.

Арматурная сталь классов A-V и Ат-V в конструкциях с ненапрягаемой арматурой может применяться для сжатой арматуры, а в составе предварительно-напряженных конструкций — и для растянутой»;

дополнить пункт подпунктом «е» следующего содержания:

«е) термически упрочненную арматурную сталь класса Ат-IVC»;

последний абзац после слов «классов A-III» дополнить словами (после запятой) «Ат-III».

В подпункте «в» пункта 2.21 слова «классов Вр-I и B-I» заменить словами «класса Вр-I».

В пункте 2.22:

в подпунктах «б» и «г» слова «класса К-7» заменить словами «классов К-7 и К-19»;

в подпункте «в» слова «классов A-V, A-IV» заменить словами «классов A-VI, A-V, A-IV», а слова «Ат-IV» — словами «Ат-IVC»;

в подпункте «д» слова «класса A-V» заменить словами «классов A-VI и A-V»;

в подпункте «е» слова «класса A-IV» заменить словами «классов A-IV и Ат-IVC».

В пункте 2.23:

в подпункте «а» слова «класса К-7» заменить словами «классов К-7 и К-19»;

в подпункте «в» слова «класса A-V» заменить словами «классов A-VI и A-V»;

в подпункте «д» слова «Ат-IV» заменить словами «Ат-IVC».

В таблице 19:

исключить данные о стержневой арматуре класса Ат-IV,

дополнить данными о стержневой арматуре классов A-VI, Ат-III и Ат-IVC следующего содержания:

Стержневая арматура класса	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы, R_{aII}, кгс/см²
A-VI	10 000
Ат-III	4 000
Ат-IVC	6 000

В таблице 20:

исключить данные о проволочной арматуре класса B-I и класса К-7 диаметрами 4,5 и 7,5 мм;

дополнить данными о проволочной арматуре класса К-19 следующего содержания:

Проволочная арматура класса	Диаметр, мм	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы R_{aII}, кгс/см²
К-19	14	18 000

В таблице 21 *:

исключить данные о стержневой арматуре класса Ат-IV и проволочной арматуре класса B-I;

дополнить данными о стержневой арматуре классов Ат-III, Ат-IVC, A-VI и проволочной арматуре класса К-19 следующего содержания:

Вид и класс	Коэффициент безопасности по арматуре k_a при расчете конструкций по предельным состояниям	
	первой группы	второй группы
Стержневая арматура классов		
Ат-III	1,1	1
Ат-IVC	1,2	1
A-VI	1,25	1
Проволочная арматура класса.		
К-19	1,55	1

В таблице 22 *:

исключить данные о стержневой арматуре класса Ат-IV;

дополнить данными о стержчевой арматуре классов A-VI, Ат-III и Ат-IVC следующего содержания:

Стержневая арматура класса	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
	растяжению		сжатию $R_{a\,c}^{**}$
	продольной (поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a'	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a\,x}$	
A-VI	8000	6100	4000
Ат-III	3600	2900*	3600
Ат-IVC	5000	4000	4000

в сноске «х» слова «класса A-III» заменить словами «классов A-III и Ат-III».

В таблице 23:

исключить данные о проволочной арматуре класса В-I и класса К-7 диаметрами 4,5 и 7,5 мм;

дополнить данными о проволочной арматуре класса К-19 следующего содержания:

Проволочная арматура класса	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
		растяжению		сжатию R
		продольной; поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы R_{ax}	
К-19	14	11 600	9300	4000

в примечании слова «классов В-I и Вр-I» заменить словами «класса Вр-I».

В пункте 2.28:

в абзаце шестом слова «Ат-IV» заменить словами «Ат-IVС»;

абзац седьмой после слов «К-7» дополнить словами (после запятой) «К-19».

В пункте 2.29:

в подпункте «б» слова «класса А-III» заменить словами «классов А-III и Ат-III», а слова «классов В-I и Вр-I» — словами «класса Вр-I»;

подпункт «в» считать утратившим силу.

В графе «Класс арматуры» таблицы 24:

в позициях 1, 5 и 6 исключить класс арматуры «В-I»;

позицию 4 изложить в новой редакции:

«А-IV, А-V и А-VI; Ат-IVС, Ат-V и Ат-VI; В-II, Вр-II, К-7 и К-19».

В графе «Класс арматуры» таблицы 25 *:

в позиции 9 слова «диаметром 4,5—9 мм» заменить словами «диаметрами 6 и 9 мм»;

в позиции 11 исключить класс арматуры «В-I».

В таблице 28 позицию 3 изложить в новой редакции:

Вид и класс арматуры	Диаметр, мм	Коэффициенты для определения длины зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ напрягаемой арматуры, применяемой без анкеров	
		$m_{п.н}$	$\Delta\lambda_{п.н}$
3. Арматурные канаты классов:			
К-7	15	1,25	25
	12	1,4	25
	9	1,6	30
	6	1,8	40
К-19	14	1,25	25

Таблицу 29 изложить в новой редакции:

Класс арматуры	Модуль упругости арматуры E_a, кгс/см²
А-I, А-II	2 100 000
А-III, А-IV, Ат-III	2 000 000
А-V, А-VI, Ат-IVС, Ат-V, Ат-VI	1 900 000
В-II, Вр-II	2 000 000
К-7, К-19	1 800 000
Вр-I	1 700 000

В формуле [30] пункта 3.12 определение величины «σ_A» изложить в следующей редакции:

«σ_A — напряжение в арматуре в кгс/см², принимаемое равным

для арматуры классов:

А-I, А-II, А-III, Ат-III, Вр-I — $R_a - \sigma_0$;

А-IV, Ат-IVС, А-V, Ат-V, А-VI, Ат-VI, В-II, Вр-II, К-7, К-19

$$R_a + 4000 - \sigma_0;$$».

В пункте 3.13:

в первом абзаце классы арматуры «А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V, Ат-VI, В-II, Вр-II, К-7» заменить на «А-IV, Ат-IVС, А-V, Ат-V, А-VI, Ат-VI, В-II, Вр-II, К-7, К-19»;

определение коэффициента «$\bar{m}_{a4}$» изложить в следующей редакции:

«где $\bar{m}_{a4}$ — максимальное значение коэффициента m_{a4}, принимаемое

равным для арматуры классов:

А-IV и Ат-IVС — 1,2;

А-V, Ат-V, В-II, Вр-II, К-7 и К-19 — 1,15;

А-VI и Ат-VI — 1,1».

В формуле [47] пункта 3.21 определение коэффициента «$m_{a\,к}$» изложить в следующей редакции:

«где $m_{a\,к}$ — коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

А-I, А-II, А-III, Ат-III — 1;

А-IV, Ат-IVС, А-V, Ат-V, А-VI, Ат-VI, В-II, Вр-II, К-7, К-19 — 1,1;

В пункте 3.28 классы арматуры «А-IV, Ат-IV, А-V, Ат-V, Ат-VI, В-II, Вр-II и К-7» заменить на «А-IV, Ат-IVС, А-V, Ат-V, А-VI, Ат-VI, В-II, Вр-II, К-7 и К-19».

В пункте 5.7:

в абзаце втором, класс арматуры «Ат-IV» заменить на «Ат-IVС»;

абзац третий после слов «и Ат-VI» дополнить словами (после запятой) «А-VI».

В пункте 5.32:

абзац первый после слов «гладкой стали» дополнить словами (после запятой) «термически упрочненной классов Ат-III и Ат-IVС»;

Приложение 3* *(дополнение)*

Вид арматуры и документы, регламентирующие качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Условия эксплуатации конструкций: статические нагрузки: в отапливаемых зданиях	статические нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: до минус 30°С включительно	статические нагрузки: ниже минус 30°С до минус 40°С включительно	статические нагрузки: ниже минус 40°С до минус 55°С включительно	статические нагрузки: ниже минус 55°С до минус 70°С включительно	динамические и многократно повторяющиеся нагрузки: в отапливаемых зданиях	динамические и многократно повторяющиеся нагрузки: на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре: до минус 30°С включительно	ниже минус 30°С до минус 40°С включительно	ниже минус 40°С до минус 55°С включительно	ниже минус 55°С до минус 70°С включительно
Стержневая горячекатаная периодического профиля, ТУ 14-1-2351-78	А-VI	20Х2Г2СР 22Х2Г2АЮ	10—22	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—
Стержневая термически упрочненная периодического профиля, ТУ 14-2-194-76*	Ат-III	БСт5сп БСт5пс	10—18	+	+	+	+	—	+	+	+	—	—
Стержневая термически упрочненная периодического профиля, ТУ 14-2-376-79	Ат-IVС	25Г2С	10—28	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—
Арматурные канаты, ТУ 14-4-22-71*	К-19	—	14	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

абзац второй изложить в новой редакции:

«Сварные соединения стержневой термически упрочненной арматуры классов Ат-V, Ат-VI, высокопрочной арматурной проволоки и арматурных канатов не допускаются».

В пункте 5.37 класс арматуры «Ат-IV» заменить на «Ат-IVС».

В пункте 5.40:

в первом абзаце исключить слова «и обыкновенной арматурной проволоки класса В-I»;

в последнем абзаце слова «и А-III» заменить словами «А-III и Ат-III».

Абзац второй пункта 5.45 после слов «или А-III» дополнить словами «и Ат-III».

Приложение 3* дополнить данными по арматурным сталям классов А-VI, Ат-III, Ат-IVС и К-19 согласно прилагаемой таблице:

Включить новое приложение 3а «Сокращенный сортамент арматурной стали для проектирования конструкций для промышленного, жилищно-гражданского и сельского строительства».

В таблице приложения 5 графы «Класс стали», «Диаметр стержней, мм» и «Дополнительные указания» дополнить данными:

а) для арматуры классов Ат-III и Ат-IVС:

в позициях 1, 2, 7 (первая схема конструктивного соединения) и 9 следующего содержания:

Класс стали	Диаметр стержней, мм
Ат-III Ат-IVС	10—18 10—28

в позиции 10 следующего содержания:

Условное обозначение типов соединений по государственным стандартам	Класс стали	Диаметр стержней, мм
Н-1	Ат-III Ат-IVС	10—14 10—14
Н-2	Ат-III Ат-IVС	10—16 10—16

б) для арматуры класса А-VI в позициях 2 и 7 (первая схема конструктивного соединения) следующего содержания:

Класс стали	Диаметр стержней, мм	*Дополнительные указания*
A-VI	10—14	Соединения арматурной стали класса A-VI выполняются по специальной технологии

Таблицу приложения 5 дополнить примечанием следующего содержания:

«Типы сварных соединений для арматуры класса A-IV из стали марки 20ХГ2Ц и класса A-V из стали марки 20Х2Г2Т диаметрами 25—40 и 6—8 мм следует принимать аналогично установленным в данной таблице для стали соответствующего класса».

Приложение 3а

Сокращенный сортамент арматурной стали для проектирования конструкций для промышленного, жилищно-гражданского и сельского строительства

Вид и класс арматуры	Диаметр, мм																				
	3	4	4,5	5	6	7	7,5	8	9	10	12	14	15	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Стержневая арматура классов:																						
A-I					+	—		+		+	+	+		+	+	—	+	—	—	—	—	—
A-II										+	+	+	~	+	+	+	+	+	+	+	—	—
A-III					+	—		+		+	+	+		+	+	+	+	+	+	+	+	+
Ат-III										+	+	+		+	+							
A-IV										+	+	+		+	+	0	0	0	0	0		
Ат-IVC										0	0	0		+	+	+	+	+	+			
A-V										+	+	+		+	+	+	+	0	0	0		
Ат-V										+	+	+		+	+	+	+	+	0	0		
A-VI										+	+	+		0	0	0	0					
Ат-VI										+	+	+		0	0	0	0	0	0	0		
Проволочная арматура классов:																						
Bp-I	+	+		+																		
B-II	+*	+		+	+	0		0														
Bp-II	+*	+*		+	0	0		0														
K-7			—		+		—		+		+											
K-19												0										

* Арматурная проволока данных диаметров применяется для специальных конструкций (железобетонных труб, шпал, опор линий электропередачи, шпалерные стойки и т. п.).

Примечания: 1. Знаком плюс (+) обозначены рекомендуемые к применению диаметры арматуры; знаком минус (—) — исключенные из сортамента диаметры; знаком (0) — диаметры арматуры, производство которых подлежит освоению.

2. Арматура класса A-IIIв диаметрами более 20 мм, упрочняемая вытяжкой на предприятиях строительной индустрии, допускается к применению в качестве напрягаемой арматуры при отсутствии арматурной стали более высоких классов.

3. Обыкновенную гладкую проволоку класса B-I допускается применять в качестве конструктивной арматуры.

изменении пункта 3.13* главы СНиП II-21-75

Постановлением Госстроя СССР от 4 февраля 1981 г. № 13 утверждено и с 1 июля 1981 г. вводится в действие изменение пункта 3.13* главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 24 ноября 1975 г. № 196.

Пункт 3.13* после формулы (32) изложить в новой редакции: «где m_{a4} — коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

A-IV и Ат-IVC	— 1,4;
A-V, Ат-V, B-II, Bp-II, K-7 и K-19	— 1,3;
A-VI и Ат-VI	— 1,2;

$\xi = \frac{x}{h_0}$, здесь x подсчитывается при значениях R_a без учета коэффициента m_{a4}; для случая центрального растяжения, а также внецентренного растяжения продольной силой, расположенной между равнодействующими усилий в арматуре, значение ξ принимается равным нулю

Значение коэффициента m_{a4} следует принимать не более для арматуры классов:

A-IV и Ат-IVC	— 1,2;
A-V, Ат-V, B-II, Bp-II, K-7 и K-19	— 1,15;
A-VI и Ат-VI	— 1,1.

Коэффициент условий работы m_{a4} не должен учитываться для арматуры железобетонных элементов:

подлежащих расчету на действие многократно повторяющейся нагрузки,

армируемых высокопрочной проволокой, располагаемой вплотную (без зазоров);

предназначенных для эксплуатации в среде с агрессивной степенью воздействия на железобетонные конструкции».

БСТ 9-81 с 11-15.

Об изменении и дополнении главы СНиП II-21-75

Постановлением Госстроя СССР от 11 мая 1981 г. № 67 утверждены и с 1 июля 1981 г. введены в действие приведенные ниже изменения и дополнения главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 24 ноября 1975 г. № 196.

1. Пункт 1. 13 перед первым абзацем дополнить абзацем следующего содержания:

«1. 13. При расчете конструкций и соединений следует учитывать коэффициент надежности по назначению γ_n, принимаемый согласно Правилам учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций».

2. Абзац первый пункта 1. 24 изложить в новой редакции:

«1. 24. Предельную величину предварительного напряжения σ_0 (а также σ'_0) соответственно в напрягаемой арматуре А и А′ следует назначать с учетом допускаемых отклонений p значений предварительного напряжения в арматуре таким образом, чтобы выполнялись условия:

$$\sigma_0 + p \leqslant R_{a\,II} \quad \text{и} \quad \sigma_0 - p \geqslant 0{,}3R_{a\,II} \qquad (1)$$

3. В таблице 4 в формулах позиций 1а и 7а число «0,27» заменить на число «0,22».

4. Пункт 2. 26 изложить в новой редакции:

2. 26. За нормативные сопротивления арматуры R_a^n принимаются наименьшие контролируемые значения:

для стержневой арматуры, высокопрочной проволоки и арматурных канатов — предела текучести физического или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному удлинению 0,2%);

для обыкновенной проволоки — напряжения, равного 0,75 значения временного сопротивления разрыву, определяемого как отношение разрывного усилия проволоки к номинальной площади ее сечения.

Значения указанных контролируемых характеристик принимаются равными установленным государственными стандартами или техническими условиями на арматурную сталь с обеспеченностью не менее 0,95.

Значения нормативных сопротивлений R_a^n основных видов арматуры приведены:

для стержневой арматуры — в табл. 19*;

для проволочной арматуры — в табл. 20*.

При проектировании конструкций, изготовляемых или возводимых после 1 января 1983 г., значения нормативных сопротивлений проволочной арматуры классов Вр-I и В-II следует принимать по табл. 20а».

Таблица 20*

Проволочная арматура класса	Диаметр, мм	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы R_{aII}, кгс/см²
Вр-I	3	4 200
	4	4 150
	5	3 950
В-II	3	15 200
	4	14 400
	5	13 600
	6	12 800
	7	12 000
	8	11 200
Вр-II	3	14 400
	4	13 600
	5	12 800
	6	12 000
	7	11 200
	8	10 400
К-7	6	14 800
	9	14 000
	12	13 600
	15	13 200
К-19	14	14 400

Таблица 20а

Проволочная арматура класса	Диаметр, мм	Нормативные сопротивления растяжению $R_a^н$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы R_{IIa}, кгс/см²
Вр-I	3	4 200
	4	4 150
	5	4 050
Вр-II	3	14 900
	4	14 000
	5	12 800
	6	12 000
	7	11 200
	8	10 400

Таблица 21*

Арматура	Коэффициент надежности по арматуре k_a при расчете конструкций по предельным состояниям	
	первой группы	второй группы
1	2	3
Стержневая арматура классов:		
A-I и A-II	1,05	1,0
A-III, диаметрами:		
6—8 мм	1,10	1,0
10—40 мм	1,07	1,0
Ат-III	1,07	1,0
A-IV и Ат-IVC	1,20	1,0
A-V	1,25	1,0
Ат-V, диаметрами:		
10—14 мм	1,15	1,0
16—32 мм	1,25	1,0
A-VI	1,25	1,0
Ат-VI, диаметрами:		
10—14 мм	1,20	1,0
16—32 мм	1,25	1,0
Прополочная арматура классов:		
Вр-I	1,10	1,0
В-II и Вр-II	1,25	1,0
К-7 и К-19	1,20	1,0

Таблица 21а

Арматура	Коэффициент надежности по арматуре k_a при расчете конструкций по предельным состояниям	
	первой группы	второй группы
Стержневая арматура классов:		
A-IV, Ат-IVC, A-V и Ат-V	1,15	1,0
A-VI и Ат-VI	1,20	1,0
Проволочная арматура классов:		
В-II и Вр-II	1,20	1,0

5. **Таблицу 20*** изложить в новой редакции:

6. **Включить** новую таблицу 20а следующего содержания:

7. **Пункт 2. 27** после формулы (15) изложить в новой редакции: «где k_a — коэффициент надежности по арматуре, принимаемый по табл. 21*. Значения коэффициента надежности для стержневой арматуры классов A-IV, Ат-IVC, A-V, Ат-V, A-VI, Ат-VI и арматурной проволоки классов В-II и Вр-II, применяемых с 1 января 1983 г., приведены в табл. 21а.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой группы приведены:

для стержневой арматуры — в табл. 22*;

для проволочной арматуры — в табл. 23*.

Расчетные сопротивления стержневой и проволочной арматуры растяжению для предельных состояний второй группы приведены соответственно в табл. 19* и 20*

При проектировании конструкций, изготовляемых или возводимых после 1 января 1983 г, значения расчетных сопротивлений арматуры следует принимать:

Таблица 22*

Стержневая арматура класса	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
	растяжению		сжатию [1] $R_{a.c}$
	продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a.x}$	
A-I	2300	1800	2300
A-II	2850	2200	2850
A-III, диаметрами			
6—8 мм	3600	2900[1]	3600
10—40 мм	3750	3000[1]	3750
Ат-III	3750	3000[1]	3750
A-IV и Ат-IVC	5000	4000	4000
A-V	6400	5100	4000
Ат-V, диаметрами			
10—14 мм	6950	5550	4000
16—32 мм	6400	5100	4000
A-VI	8000	6400	4000
Ат-VI, диаметрами:			
10—14 мм	8300	6600	4000
16—32 мм	8000	6400	4000

[1] В сварных каркасах для хомутов из арматуры классов A-III и Ат-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значение $R_{a.x}$ принимается при диаметрах хомутов

6—8 мм —2500 кгс/см²,
10—40 мм —2600 кгс/см².

[1] Для сжатой арматуры, расположенной в ячеистом бетоне, значения $R_{a.c}$ должны приниматься не более 3600 кгс/см².

расчетные сопротивления R_{aII} проволочной арматуры классов Вр-I и Вр-II — по табл. 20**б**;

расчетные сопротивления R_a:

стержневой арматуры классов A-IV, Ат-IVC, A-V, Ат-V, A-VI и Ат-VI — по табл. 22а;

проволочной арматуры классов Вр-I, B-II и Вр-II — по табл. 23а».

8 Таблицу **21*** изложить в новой редакции:

9. **Включить новую таблицу 21а** следующего содержания:

10. **Таблицу 22*** изложить в новой редакции:

11. **Включить новую таблицу 22а** следующего содержания:

12. **В таблице 23*** значения расчетных сопротивлений проволочной арматуры классов **Вр-I, К-7 и К-19** заменить следующими:

13. **Включить новую таблицу 23а** следующего содержания:

14. **Пункт 2. 28** дополнить после абзаца четвертого *абзацем* следующего содержания:

«Значения расчетных сопротивлений сжатию стерж-

Таблица 22а

Стержневая арматура класса	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
	растяжению		сжатию [1] $R_{a.c}$
	продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a.x}$	
A-IV и Ат-IVC	5200	4200	4000
A-V и Ат-V	6950	5550	4000
A-VI и Ат-VI	8300	6600	4000

[1] Для сжатой арматуры, расположенной в ячеистом бетоне значения должны приниматься не более 3500 кгс/см².

Проволочная арматура класса	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
		растяжению		сжатию $R_{a.c}$
		продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a.x}$	
Вр-I	3	3850	3100 (3200)	3850
	4	3750	3000 (3100)	3750
	5	3550	2800 (2900)	3550
К-7	6	12300	9800	4000
	9	11650	9300	4000
	12	11300	9000	4000
	15	11000	8800	4000
К-19	14	12000	9600	4000

невой арматуры классов A-IV, Ат-IVC, A-V, Ат-V, A-VI, Ат-VI и проволочной арматуры классов Вр-I, B-II и Вр-II при проектировании конструкций, изготовляемых или возводимых после 1 января 1983 г., следует принимать соответственно по табл. 22а и 23а».

15. **Абзац** седьмой пункта 2. 29 после слов «приведены в табл. 22 и 23» дополнить словами (после запятой) «а для стержневой арматуры классов A-IV, Ат-IVC, A-V, Ат-V, A-VI, Ат-VI и проволочной арматуры классов Вр-I, B-II и Вр-II при проектировании конструкций, изготовляемых или возводимых после 1 января 1983 г., — соответственно по табл. 22а и 23а».

Таблица 25* (изменение)

Класс арматуры	Коэффициенты условий работы арматуры m_{a1} при многократном повторении нагрузки и коэффициенте асимметрии цикла ρ_a, равном								
	—1,0	—0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1,0
1. A-I	0,41	0,63	0,72	0,77	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
2. A-II	0,42	0,51	0,55	0,60	0,69	0,93	1,00	1,00	1,00
3. A-II марки 10ГТ с улучшенным профилем	—	—	0,74	0,78	0,88	0,93	1,00	1,00	1,00
4. A-III, диаметрами 6—8 мм	0,33	0,38	0,42	0,47	0,57	0,85	0,95	1,00	1,00
10—40 мм	0,31	0,76	0,40	0,45	0,55	0,81	0,91	0,95	1,00
9. K-7, диаметрами 6 и 9 мм	—	—	—	—	—	0,77	0,92	1,00	1,00
10. K-7, диаметрами 12 и 15 мм	—	—	—	—	—	0,63	0,77	1,00	1,00
11. Bp-I	—	—	0,56	0,71	0,85	0,94	1,00	1,00	1,00
12. K-19	—	—	—	—	—	0,62	0,77	0,95	1,00

Таблица 23а

Проволочная арматура класса	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, кгс/см²		
		растяжению		сжатию $R_{a.c}^{I}$
		продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a.x}$	
Bp-I	3	3 850	3100 (3200)	3850
	4	3 750	3000 (3100)	3750
	5	3 700	2950 (3050)	3700
B-II	3	12 650	10 100	4000
	4	12 000	9 600	4000
	5	11 300	9 000	4000
	6	10 600	8 500	4000
	7	10 000	8 000	4000
	8	9 300	7 400	4000
Bp-II	3	12 400	9 900	4000
	4	11 700	9 300	4000
	5	10 700	8 500	4000
	6	10 000	8 000	4000
	7	9 300	7 400	4000
	8	8 700	6 900	4000

Примечание. Значения $R_{a.x}$ в скобках даны для случая применения проволочной арматуры класса Bp-I в вязаных каркасах.

Таблица 25а

Класс арматуры	Коэффициенты условий работы арматуры m_{a1} при многократном повторении нагрузки и коэффициенте асимметрии цикла ρ_a, равном				
	0,4	0,7	0,8	0,9	1,0
5. A-IV	0,38	0,72	0,91	0,96	1,00
6. A-V	0,27	0,55	0,69	0,87	1,00
7. Bp-II	—	0,67	0,82	0,91	1,00
8. B-II	—	0,77	0,97	1,00	1,00
13. A-VI	0,19	0,53	0,67	0,87	1,00

Примечание. Обозначения, принятые в данной таблице, и примечания — см. табл. 25*.

16. В таблице 25* коэффициенты условий работы арматуры m_{a1} для арматуры классов A-I, A-II, A-III, K-7, Bp-I и K-19 (поз. 1—4 и 9—12) заменить приведенными в прилагаемой таблице.

17. Для арматуры классов A-IV, A-V, Bp-II, B-II и A-VI при проектировании конструкций, изготовляемых или возводимых после 1 января 1983 г., коэффициенты условий работы m_{a1}, вместо приведенных в табл. 25* (поз. 5—8), следует принимать по прилагаемой табл. 25а.

18. В предпоследнем абзаце пункта 4. 15 исключить слово «для стержневой и 0,8 R_{a11} для проволочной арматуры».

19. В пункте 4. 19:

в формуле (152) коэффициент «k» заменить числом «0,8»;

в подпункте «а» исключить слова:

«k — коэффициент, принимаемый равным:

Приложение 3 (дополнение)*

Вид арматуры и документы, регламентирующие качество	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Условия эксплуатации конструкций									
				Статические нагрузки					Динамические и многократно повторяющиеся нагрузки				
				в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре				в отапливаемых зданиях	на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре			
					до минус 30° С включительно	ниже минус 30° С до минус 40° С включительно	ниже минус 40° С до минус 55° С включительно	ниже минус 55° С до минус 70° С включительно		минус 30° С включительно	ниже минус 30° С до минус 40° С включительно	ниже минус 40° С до минус 55° С включительно	ниже минус 55° С до минус 70° С включительно
Стержневая термически упрочненная периодического профиля, ТУ 14-2-422-80	Ат-V Ат-VI	20ГС 20ГС2 20ХГС2	10—14	+	+	+	+[3]	—	+	+	+	+[3]	—

для проволочной арматуры — 0,65;

для стержневой арматуры — 0,8;»

20. В таблице приложения 3* в графе «Диаметр, мм» для стержневой термически упрочненной арматуры классов Ат-V и Ат-VI диаметры «10—25» заменить на «16—32».

21. Приложение 3* дополнить данными по термически упрочненной арматуре классов Ат-V и Ат-VI диаметрами 10—14 мм согласно прилагаемой таблице.

22. В таблице приложения 3* в графе «Вид арматуры и документы, регламентирующие качество» заменить обозначения государственных стандартов и технических условий для применяемой с 1 января 1983 г. арматуры:

классов А-I, А-II, А-IV и А-V, а также А-III диаметрами 6 и 8 мм — ГОСТ 5781—75 на ГОСТ 5781—81;

класса А-III диаметрами 10—14 мм — ГОСТ 5. 1459—72* на ГОСТ 5781—81;

класса А-VI — ТУ 14-1-2351-78 на ГОСТ 5781—81;

класса Ат-III — ТУ 14-2-194-76* на ГОСТ 10884—81;

класса Ат-IVС — ТУ 14-2-376-79 на ГОСТ 10884—81;

классов Ат-V и Ат-VI диаметрами:

10—14 мм — ТУ 14-2-422-80 на ГОСТ 10884—81;

16—32 мм — ГОСТ 10884—71 на ГОСТ 10884—81;

класса Вр-I — ТУ 14-4-659-75 на ГОСТ 6727—80;

класса В-II — ГОСТ 7348—63 на ГОСТ 7348—81;

класса Вр-II — ГОСТ 8480—63 на ГОСТ 7348—81.

БСТ N4, 1983 г. с. 10-11.

Об изменении главы СНиП II-21-75

Постановлением Госстроя СССР от 10 января 1983 г. № 3 утверждены и с 1 июля 1983 г. вводятся в действие разработанные НИИЖБ изменения главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции», утвержденной постановлением Госстроя СССР от 24 ноября 1975 г. № 196. Текст изменений приводится ниже.

1. В п. 1.22:

абзац первый изложить в новой редакции:

«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 одного из следующих значений: 1/600 всей длины элемента или длины его части (между точками закрепления), учитываемой в расчете; 1/30 высоты сечения элемента. Кроме того, для конструкций, образуемых из сборных элементов, следует учитывать возможное взаимное смещение элементов, зависящее от вида конструкций, способа их монтажа и т. п. При отсутствии для таких конструкций экспериментально обоснованных значений случайного эксцентрицитета их следует принимать не менее 1 см»;

абзац третий изложить в новой редакции:

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

В случае, если значение эксцентрицитета e_0 принято в соответствии с указаниями настоящего пункта равным $e_0^{сл} = h/30$, а расчетная длина элемента прямоугольного сечения $l \leqslant 20\,h$, допускается производить его расчет согласно приложению 2».

2. В табл. 15:

в позиции 1а установить значения коэффициента условий работы бетона m_{61} для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях в остальных случаях:

для изгибаемых элементов, а также внецентренно сжатых элементов при эксцентрицитете приложения продольной силы за пределами упругого ядра сечения — 0,9;

для внецентренно сжатых элементов при эксцентрицитете приложения продольной силы в пределах упругого ядра сечения — 0,85;

в позиции 4 установить значения коэффициента условий работы бетона m_{64} для конструкций:

из бетона на пористых заполнителях при арматуре:

проволочной — 1,25,

стержневой — 1,35;

из бетонов других видов при арматуре:

проволочной — 1,1,

стержневой — 1,2.

3. Абзац пятый п. 3.31 изложить в новой редакции:

«с поперечной арматурой — по указаниям пп. 3.32 — 3.35 настоящей главы;».

4. П. 3.32 дополнить абзацами следующего содержания:

«Расчет на действие поперечной силы элементов с поперечной арматурой изгибаемых предварительно напряженных, внецентренно сжатых, а также изгибаемых с ненапрягаемой продольной арматурой двутаврового сечения и таврового сечения с полкой в сжатой зоне производится из условия

$$Q \leqslant Q_x + Q_б, \qquad (71а)$$

где Q_x — поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении и определяемая по формуле

$$Q_x = q_x c;$$

$Q_б$ — поперечная сила, воспринимаемая бетоном и определяемая по формуле

$$Q_б = \frac{k_2 \left(1 + k'_N + k_{св}\right) R_р b h_0^2}{c}.$$

В данных формулах:

q_x — усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения, определяемое по формуле (77);

c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента;

k_2 — коэффициент, принимаемый по п. 3. 33 настоящей главы;

k'_N — коэффициент, учитывающий влияние продольной сжимающей силы и определяемый по формуле

$$k'_N = 0,1 \frac{N}{R_р b h_0},$$

но принимаемый не более 0,5.

Здесь N — продольная сжимающая сила от внешней нагрузки или предварительного напряжения продольной арматуры, расположенной в растянутой зоне элемента; $k_{св}$ — коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок и определяемый по формуле

$$k_{св} = 0,75 \frac{\left(b'_п - b\right) h'_п}{b h_0},$$

но принимаемый не более 0,5.

Значение $b'_п$ принимается не более $b'_п + 3h'_п$.

Учет в расчете сжатой полки сечения производится при условии анкеровки поперечной арматуры в сжатой полке.

Усилия в хомутах учитываются на длине c, не превышающей $2h_0$ и значения c_0, отвечающего условию $Q_б = Q_x$.

Расчет производится для наиболее опасного наклонного сечения.

Расстояние между хомутами не должно превышать величины, определяемой по формуле (79).

5. Абзац первый п. 3.33 после слова «элементов» и абзац первый п. 3.34 после слова «хомутами» дополнить словами «(кроме оговоренных в п. 3.32 настоящей главы)».

6. П. 4.34 после слов «менее 25 см,» дополнить словами «кроме опертых по контуру,».

gost.e-ecolog.ru