ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(ГОССТРОЙ СССР)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел В

Глава 2

КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-В.2-62*

Заменен СНиП II-В.2-71
с 1/VII-1972 г. см: пост. N 154 от 16.09.71.
БСТ N 12, 1971 г. с. 30.

Москва—1969

gost.e-ecolog.ru

Издание официальное

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА
(ГОССТРОЙ СССР)

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ И ПРАВИЛА

Часть II, раздел В

Глава 2

КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СНиП II-В.2-62*

Утверждены
Государственным комитетом Совета Министров СССР
по делам строительства
20 июля 1962 г.

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва—1969

УДК 69(083.75)+624.012.2/3(083.75)

Настоящая глава СНиП II-В.2-62 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования» разработана в развитие главы СНиП II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования».

С введением в действие настоящей главы СНиП отменяются «Нормы и технические условия проектирования каменных и армокаменных конструкций (НиТУ 120—55) и Инструкция по назначению типов каменных стен при проектировании зданий (СН 35-58).

Настоящие нормы разработаны Центральным научно-исследовательским институтом строительных конструкций Академии строительства и архитектуры СССР.

При переиздании главы СНиП II-В.2-62 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования» внесены поправки и редакционные изменения в ряд пунктов и таблиц, которые в тексте отмечены звездочкой.

Редакторы — инж. *М. Ф. КОВАЛЬЧУК* (Госстрой СССР)
и канд. техн. наук *А. И. РАБИНОВИЧ*
(*ЦНИИ* строительных конструкций АСиА СССР)

3-2-4
План IV кв. 1968 г. № 1/2

Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства (Госстрой СССР)	Строительные нормы и правила	СНиП II-В.2-62*
	Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования	Взамен НиТУ 120—55

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1.1. Настоящие нормы распространяются на проектирование каменных и армокаменных конструкций зданий и сооружений.

Примечание. Настоящие нормы не распространяются на каменные и армокаменные конструкции мостов под железные и автомобильные дороги.

1.2. При проектировании каменных и армокаменных конструкций надлежит выполнять требования настоящей главы и главы СНиП II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования».

Примечание. При проектировании каменных и армокаменных конструкций, находящихся в особых условиях эксплуатации (сейсмические воздействия, вечная мерзлота, макропористые грунты, горные выработки, температурные воздействия свыше 100° и др.), а также специальных видов конструкций (например, каменные конструкции гидротехнических сооружений, дымовые трубы, коллекторы и т. п.) должны учитываться дополнительные требования, отражающие особенности работы таких конструкций, согласно указаниям соответствующих глав СНиП и издаваемых в развитие настоящих норм специальных инструкций.

1.3. Каменные и армокаменные конструкции зданий и сооружений надлежит проектировать с широким применением крупных панелей и блоков.

При проектировании каменных и армокаменных конструкций следует соблюдать требования по экономному расходованию цемента и металла, а также предусматривать применение местных материалов.

1.4. Каменные наружные стены зданий следует максимально облегчать путем применения легких материалов (ячеистых и легких бетонов, пустотелых бетонных и керамических камней, легкого природного камня и др.) и эффективных теплоизоляционных материалов для утепления стен.

1.5. Геометрические формы конструкций следует применять простые (прямоугольные, тавровые и т. п.), отвечающие размерам панелей, блоков и других изделий, условиям их перевязки и способам изготовления крупноразмерных элементов.

При применении сложных форм очертания конструкций должна быть обоснована их целесообразность.

1.6. Каменные и армокаменные конструкции в необходимых случаях надлежит защищать от механических и атмосферных воздействий, а также от действия агрессивной среды (защитные покрытия выступающих и особо подверженных увлажнению и внешним воздействиям частей, защитные слои, облицовки, пароизоляционные и гидроизоляционные слои и т. д.).

Необходимо предусматривать защиту от коррозии металлических закладных соединительных деталей в зданиях и сооружениях из крупноразмерных элементов.

1.7. Прочность и устойчивость каменных и армокаменных конструкций и их элементов должны быть обеспечены как при эксплуатации, так и при транспортировании и монтаже элементов сборных конструкций. Во всех случаях должны быть обеспечены устойчивость и неизменяемость всего сооружения или здания в целом.

Проектирование конструкций должно производиться с учетом способов их изготовления и возведения.

1.8. При проектировании каменных и армокаменных конструкций, которые будут возводиться в зимнее время, в проекте должны быть предусмотрены специальные дополнительные мероприятия, учитывающие требования, предъявляемые к кладке, выполняемой

* Переиздание с изменениями, принятыми на май 1968 г.

Внесены Академией строительства и архитектуры СССР	Утверждены Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства 20 июля 1962 г.	Срок введения 1 января 1963 г.

способом замораживания или другими способами.

В типовых проектах должна быть предусмотрена возможность возведения зданий и сооружений как в летних, так и в зимних условиях.

1.9. В рабочих чертежах должны быть указаны:

а) проектная марка бетона, необходимая для изготовления крупных бетонных блоков;

б) марки и вид кирпича или камней, применяемых для изготовления виброкирпичных панелей и блоков (вибрированных и невибрированных), а также для кладки;

в) проектные марки растворов для монтажных швов и кладки, предназначенные для производства работ как в летнее, так и в зимнее время при выполнении кладки способом замораживания при температурах воздуха до —20° и ниже —20°.

В необходимых случаях должны быть указаны марки по морозостойкости каменных материалов, а также виды вяжущих для растворов.

Для армированных конструкций должен быть указан вид стали.

Чертежи, по которым может осуществляться кладка методом замораживания, должны иметь надпись о произведенной проверке конструкций для их возведения в зимних условиях. По чертежам, не имеющим такой надписи, производство кладки способом замораживания запрещается.

Для кладки, возводимой способом замораживания, на чертежах должны быть указаны дополнительные мероприятия, обеспечивающие прочность и устойчивость конструкций в стадии оттаивания.

В необходимых случаях (п. 9.1) должны быть приведены указания о временных креплениях, обеспечивающих прочность и устойчивость конструкций в процессе их возведения.

2. МАТЕРИАЛЫ

2.1. Камни и растворы для каменных и армокаменных конструкций, а также бетоны для изготовления крупных блоков должны удовлетворять требованиям соответствующих стандартов, технических условий и инструкций.

При проектировании каменных и армокаменных конструкций должны приниматься следующие марки камней, бетона и растворов, устанавливаемые по величине временного сопротивления (предела прочности) сжатию в *кг/см*^{2}, а для кирпича по показателям прочности при сжатии и изгибе:

а) марки камней — 4, 7, 10, 15, 25, 35, 50, 75, 100, 125, 150, 200, 300, 400, 500, 600, 800 и 1000;

б) марки бетона — 25, 35, 50, 75, 100, 150, 200, 250, 300 и 400;

в) марки растворов — 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150 и 200.

Примечания: 1. Марки камней, бетонов и растворов определяют согласно указаниям соответствующих государственных стандартов.

2. Возраст раствора, отвечающий его проектной марке, принимается:

а) для монтажных швов кладки из панелей и крупных блоков, а также для ручной кладки, как правило, 28 дней;

б) для виброкирпичных панелей и крупных блоков из кирпича или камней, подвергаемых термообработке,— по техническим условиям или специальным указаниям на изготовление таких панелей или блоков.

3. Если предусматривается загрузка кладки в раннем возрасте или же ее возведение осуществляется при низких температурах, а также при твердении раствора в особых условиях (например, при пропарке виброкирпичных панелей), надлежит предусматривать прочность раствора, отвечающую действительным условиям его твердения и срокам загрузки конструкции.

4. Для бетонов, применяемых в качестве утеплителей, допускаются марки 7, 10 и 15; при этом для вкладышей и плит марка бетона должна быть не менее 10.

2.2. Растворы по объемному весу в сухом состоянии подразделяются на обыкновенные (тяжелые) объемным весом 1500 *кг/м*^{3} и более и легкие объемным весом менее 1500 *кг/м*^{3}.

Для повышения пластичности и водоудерживающей способности растворов в их состав вводятся пластифицирующие добавки.

Примечание. В качестве пластифицирующих добавок применяют глину и известь. Пластифицирующие добавки других видов применяются в соответствии со специальными указаниями и инструкциями.

2.3. Морозостойкость каменных материалов и бетонов определяется марками, обозначающими количество циклов замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которое выдерживают каменные материалы и бетоны без видимых повреждений (разрушение, расслоение, шелушение, растрескивание, выкрашивание), а также без снижения прочности, согласно указаниям соответствующих государственных стандартов.

Для каменных материалов и бетона установлены следующие марки по морозостойкости: Мрз10, Мрз15, Мрз25, Мрз35, Мрз50, Мрз100, Мрз150, Мрз200 и Мрз300.

2.4. Морозостойкость (Мрз) материалов для внешней части кладки наружных стен

(на глубину до 12 *см*) и для фундаментов (верхняя часть кладки до половины расчетной глубины промерзания грунта по нормам проектирования оснований зданий и сооружений) в зависимости от степени долговечности конструкций должна отвечать требованиям, указанным в табл. 1.

2.5. Предел прочности при сжатии в *кг/см²* цементных и смешанных растворов в различные сроки твердения до 90 дней при температуре +15° определяется по формуле

$$R_Z = R_{28}\frac{aZ}{28(a-1)+Z}, \qquad (1)$$

где R_Z — прочность раствора в возрасте Z дней;

R_{28} — прочность раствора в возрасте 28 дней;

Z — время твердения раствора в днях (возраст);

a — коэффициент, принимаемый для цементных, цементно-известковых и цементно-глиняных растворов равным 1,5.

Предел прочности известковых растворов принимается:

4 *кг/см²* — в возрасте от 28 дней до 3 месяцев;

10 *кг/см²* — в возрасте 6 месяцев и более.

Примечание. Предел прочности цементных и смешанных растворов, твердеющих при положительных температурах и достаточной влажности, для сроков твердения до 28 дней можно определить пользуясь табл. 38.

2.6. При выборе вида вяжущих должны учитываться назначение раствора, его марка и температурно-влажностные условия твердения в соответствии с указаниями, приведенными в главе СНиП I-В.11-62.

2.7.* Для армирования каменных конструкций применяют:

а) сталь горячекатаную круглую гладкую класса А-I и периодического профиля класса А-II по ГОСТ 5781—61;

б) проволоку обыкновенную арматурную низкоуглеродистую по ГОСТ 6727—53.

Для закладных деталей в виброкирпичных панелях и крупных блоках, а также для конструкций, усиленных обоймами, применяется полосовая, листовая и фасонная сталь, удовлетворяющая требованиям, установленным для подобных элементов стальных и железобетонных конструкций.

Таблица 1*

Требуемые марки по морозостойкости для внешних частей кладки наружных стен и для фундаментов

№ п/п	Вид конструкций	Значения Мрз при степени долговечности конструкций		
		I	II	III
1	Наружные стены или их облицовка в зданиях с влажностным режимом помещений:			
	а) сухим и нормальным	25	15	10
	б) влажным . . .	35	25	15
	в) мокрым	50	35	25
2	Выступающие горизонтальные и наклонные элементы каменных конструкций и облицовок, не защищенные водонепроницаемыми покрытиями (парапеты, наружные подоконники, карнизы, пояски, обрезы, цоколи и другие части зданий, подвергающиеся усиленному увлажнению от дождя и тающего снега)	50	35	25
3	Фундаменты и подземные части стен:			
	а) из искусственных камней и бетона	35	25	15
	б) из природного камня	25	15	15

Примечания: 1. Нормы морозостойкости, указанные в табл. 1 в пп. 1 и 2, установлены для средних климатических условий СССР.

Для районов побережий Ледовитого и Тихого океанов на ширину 100 *км* требования морозостойкости повышаются на одну ступень, но не выше Мрз 50.

Для районов восточнее и южнее линии, проходящей через Грозный, Волгоград, Саратов, Куйбышев, Орск, Караганду, Семипалатинск, нормы морозостойкости снижаются на одну ступень, но не ниже Мрз 10.

2. Требования морозостойкости могут быть снижены на одну ступень, но не ниже Мрз 10 в следующих случаях:

а) для наружных стен помещений сухих и с нормальной влажностью (п. 1, «а») при защите их морозостойкими облицовками, удовлетворяющими требованиям табл. 1, толщиной не менее 35 *мм* (защитные штукатурки не снижают требований морозостойкости);

б) для наружных стен влажных и мокрых помещений (пп. 1 «б» и 1 «в») при защите их с внутренней стороны гидроизоляцией или пароизоляцией;

в) для свежеизготовленного силикатного кирпича в наружных стенах помещений сухих и с нормальной влажностью (п. 1 «а») с учетом повышения морозостойкости со временем;

г) для элементов каменных конструкций, подвергающихся усиленному увлажнению, и для

Продолжение табл. 1

фундаментов (пп. 2 и 3) при защите их от влажности гидроизоляцией;

д) для фундаментов и подземных частей стен в маловлажных грунтах при уровне грунтовых вод на глубине 3 *м* и более от планировочной отметки земли (п. 3) при устройстве тротуаров или отмосток.

3. Морозостойкость тонких облицовок (при толщине менее 35 *мм*) должна отвечать требованиям на одну ступень выше указанных в пп. 1 и 2 табл. 1, но не выше Мрз 50.

4. При уровне грунтовых вод менее 1 *м* от планировочной отметки земли требования морозостойкости к фундаментам и подземным частям стен повышаются на одну ступень.

5. Морозостойкость камней для кладки открытых водонасыщаемых конструкций и конструкций сооружений в зоне переменного уровня и подсоса воды (подпорные стенки, резервуары, водосливы, бордюрные камни и т. п.) принимается по специальным инструкциям.

6. Требования испытания морозостойкости не предъявляются к природным каменным материалам, которые на опыте прошлого строительства показали достаточную морозостойкость в аналогичных условиях службы, а также ко всем каменным материалам в районах с расчетной зимней температурой выше — 10°.

7. Влажностный режим помещений принимается по главе СНиП II-В.6-62*.

3. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

3.1.* Расчетные сопротивления кладки, определенные как произведение (с округлением) приведенных в главе СНиП II-А.10-62 нормативных сопротивлений и коэффициентов однородности, следует принимать по табл. 2—12.

Расчетные сопротивления по табл. 2—12 умножаются на коэффициенты условий работы кладки $m_к$ в следующих случаях:

а) при проверке прочности столбов и простенков площадью сечения 0,3 $м^2$ и менее — на коэффициент $m_к = 0{,}8$;

б) при расчете неармированных сетчатой арматурой элементов круглого сечения, выполняемых из обыкновенного (не лекального) кирпича, — на коэффициент $m_к = 0{,}6$;

в) при проверке прочности незаконченного здания (кроме зимней кладки в стадии оттаивания, выполненной на растворах с противоморозными добавками, и стен из виброкирпичных панелей) — на коэффициент $m_к = 1{,}25$ (для кладки, работающей на сжатие);

г) при расчете конструкций на нагрузки, которые будут приложены после длительного периода твердения кладки (более года), а также на сейсмические нагрузки — на коэффициенты:

$m_к = 1{,}1$ — для кладки, работающей на сжатие;

$m_к = 1{,}2$ — для кладки, работающей на растяжение, изгиб и срез, когда сопротивление кладки определяется силами сцепления раствора с камнем в швах (табл. 10) при цементно-известковых растворах;

$m_к = 1{,}1$ — то же, при цементно-глиняных растворах.

При расчете виброкирпичных панелей расчетные сопротивления кладки в зависимости от процента армирования умножаются на коэффициенты условий работы, приведенные в п. 4.12.

При расчете зимней кладки, выполненной способом замораживания, расчетные сопротивления кладки дополнительно к коэффициентам, приведенным в настоящем пункте, умножаются на коэффициенты условий работы кладки согласно указаниям табл. 40.

Примечания: 1. Расчетные сопротивления, приведенные в табл. 3—12, относятся к невибрированной кладке.

2. Расчетные сопротивления кладки при промежуточных размерах высоты ряда от 150 до 200 *мм* должны приниматься как среднее арифметическое по табл. 4 и 5, а для кладки из бетонных и природных камней при промежуточных размерах высоты ряда от 300 до 500 *мм* — по интерполяции между значениями из табл. 3 и 5.

3. Расчетные сопротивления кладки в сроки, отличающиеся от 28 дней, принимаются по марке раствора, отвечающей его прочности в эти сроки.

4. При определении расчетных сопротивлений и упругой характеристики неотвердевшей летней кладки, а также зимней кладки в стадии оттаивания принимается нулевая прочность раствора или его условная марка 2 (см. п. 10.14).

Таблица 2

Расчетные сопротивления $R_в$ сжатию виброкирпичной кладки заводского изготовления на тяжелых растворах

Марка кирпича	Значение $R_в$ в *кг/см²* при марке раствора				
	150	100	75	50	25
200	42	38	35	31	24
150	34	31	29	26	21
125	31	29	26	24	19
100	27	25	23	21	17
75	22	21	20	18	15

Примечания: 1. Расчетные сопротивления сжатию виброкирпичных панелей и блоков толщиной 25 *см* и более принимаются по табл. 2 с коэффициентом 0,85.

2. Расчетные сопротивления, приведенные в табл. 2, относятся к участкам кладки шириной не менее 40 *см*.

Для самонесущих и ненесущих стен допускается применение панелей с простенками шириной менее 40 *см*, но не менее 32 *см*, при этом расчетное сопротивление кладки принимается с коэффициентом 0,8.

3. Технология вибрирования кладки определяется специальными техническими условиями.

Таблица 3*

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из крупных бетонных сплошных блоков и блоков из природного камня пиленых или чистой тески при высоте ряда кладки 500—1000 *мм*

Марка бетона или камня	Значения R в *кг/см²*			
	при марке раствора			при нулевой прочности раствора
	50 и выше	25	10	
1000	165	158	145	113
800	138	133	123	94
600	114	109	99	73
500	98	93	87	63
400	82	77	74	53
300	65	62	57	44
250	57	54	49	38
200	47	43	40	30
150	39	37	34	24
100	27	26	24	17
75	21	20	18	13
50	15	14	12	8,5
35	11	10	9	6
25	7,5	7	6,5	4

Примечания: 1. Расчетные сопротивления кладки из крупных блоков высотой более 1000 *мм* принимаются по табл. 3 с коэффициентом 1,1.

2. К величинам расчетных сопротивлений кладки из крупных блоков, приведенным в табл. 3, вводятся дополнительные коэффициенты:

0,8 — для кладки из блоков, изготовленных из безавтоклавного ячеистого и крупнопористого бетона;

0,9 — то же, при блоках из автоклавного ячеистого бетона всех марок и силикатного бетона марки выше 300;

1,1 — то же, при блоках из тяжелого бетона и природного камня ($\gamma_{об} \geqslant 1800$ *кг/м³*).

3. Для крупных блоков из природных камней в табл. 3 за марку камня принимается временное сопротивление сжатию в *кг/см²* кубов с размером ребер 200 *мм*.

4. Расчетные сопротивления сжатию кладки из пустотелых блоков принимаются по табл. 3 с умножением на коэффициент

$$K_1 = \frac{F_{нт}}{F_{бр}} \mu_1 \mu_2,$$

где $F_{нт}$ и $F_{бр}$ — площади сечения за вычетом пустот (площадь нетто) и включая пустоты (площадь брутто);

μ_1 — коэффициент снижения прочности блока, зависящий от технологии его изготовления, формы и размера пустот и устанавливаемый испытанием блока. При отсутствии опытных данных коэффициент μ_1 принимается равным

$$\mu_1 = \frac{F_{нт}}{F_{бр}};$$

μ_2 — коэффициент снижения прочности кладки из пустотелых блоков, принимаемый равным:

1 — при пустотности до 20%;

0,9 — при пустотности от 21 до 30%;

0,8 — при пустотности более 30%.

Таблица 4

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из кирпича всех видов, керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 *мм* и других камней при высоте ряда кладки 50—150 *мм* на тяжелых растворах

Марка кирпича или камня	Значения R в *кг/см²*							
	при марке раствора							при нулевой прочности раствора
	100	75	50	25	10	4	2	
300	33	30	28	25	22	18	17	15
200	27	25	22	18	16	14	13	10
150	22	20	18	15	13	12	10	8
125	20	19	17	14	12	11	9	7
100	18	17	15	13	10	9	8	6
75	15	14	13	11	9	7	6	5
50	—	11	10	9	7	6	5	3,5
35	—	9	8	7	6	4,5	4	2,5

Примечание. Расчетные сопротивления кладки снижаются путем умножения на коэффициенты:

0,85 — на жестких цементных растворах (без добавок глины или извести), на легких растворах и на известковых растворах в возрасте до 3 месяцев;

0,9 — на цементных растворах без извести с органическими пластификаторами.

3.2. При определении величин расчетных сопротивлений кладки из природного камня чистота тески постелей учитывается путем умножения величин расчетных сопротивлений, приведенных в табл. 3, 4, 5 и 7, на коэффициенты:

0,8 — для кладки из камней получистой тески (выступы до 10 *мм*);

0,7 — для кладки из камней грубой тески (выступы до 20 *мм*);

0,6 — для кладки из камней грубо околотых (под скобу) и из бута плитняка.

3.3. Расчетные сопротивления арматуры и связей в армированной кладке приведены в табл. 13. Расчетные сопротивления арматуры и связей определены как произведение (с округлением) приведенных в главе СНиП II-А.10-62 нормативных сопротивлений, коэффициентов однородности и коэффициентов условий работы арматуры в армированной кладке.

При расчете зимней кладки, выполненной способом замораживания, расчетные сопротивления арматуры и связей дополнительно умножаются на коэффициент условий работы арматуры по табл. 40.

Таблица 5*

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из сплошных бетонных камней и природных камней пиленых или чистой тески при высоте ряда кладки 200—300 *мм*

Марка камня	Значения R в *кг/см²* при марке раствора									при нулевой прочности раствора
	200	150	100	75	50	25	10	4	2	
1000	130	125	120	115	110	105	95	85	83	80
800	110	105	100	95	90	85	80	70	68	65
600	90	85	80	78	75	70	60	55	53	50
500	78	73	69	67	64	60	53	48	46	43
400	65	60	58	55	53	50	45	40	38	35
300	58	49	47	45	43	40	37	33	31	28
200	40	38	36	35	33	30	28	25	23	20
150	33	31	29	28	26	24	22	20	18	15
100	25	25	23	22	20	18	17	15	13	10
75	—	—	19	18	17	15	14	12	11	8
50	—	—	15	14	13	12	10	9	8	6
35	—	—	—	—	10	9,5	8,5	7	6	4,5
25	—	—	—	—	8	7,5	6,5	5,5	5	3,5

Примечания: 1. Расчетные сопротивления кладки из шлакобетонных камней на шлаках от сжигания бурых и смешанных углей снижаются путем умножения на коэффициент 0,8.

2. Кладку стен из гипсобетонных камней допускается применять только для сооружений III и IV степени долговечности, при этом расчетные сопротивления этой кладки принимаются по табл. 5 с умножением на коэффициенты:

0,7 — для кладки наружных стен в районах с сухим климатом;

0,5 — то же, в прочих районах;

0,8 — для кладки внутренних стен во всех районах.

3. К величинам расчетных сопротивлений кладки из сплошных камней, приведенным в табл. 5, вводятся дополнительные коэффициенты:

0,8 — для кладки из камней, изготовленных из безавтоклавного ячеистого бетона и крупнопористого бетона;

0,9 — то же, при камнях из автоклавного ячеистого бетона всех марок и силикатного бетона марки выше 300;

1,1 — то же, при камнях из тяжелого бетона и природного камня ($\gamma_{об} \geqslant 1800$ *кг/м³*).

Таблица 6

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда 200—300 *мм*

Марка камня	Значения R в *кг/см²* при марке раствора							при нулевой прочности раствора
	100	75	50	24	10	4	2	
100	20	18	17	16	14	13	11	9
75	16	15	14	13	11	10	9	7
50	12	11,5	11	10	9	8	7	5
35	—	10	9	8	7	6	5,5	4
25	—	—	7	6,5	5,5	5	4,5	3

Продолжение табл. 6

Примечание. Расчетные сопротивления кладки из шлакобетонных камней на шлаках от сжигания бурых и смешанных углей в кусках, а также кладки из гипсобетонных камней снижаются согласно примечаниям 1 и 2 к табл. 5.

Таблица 7

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из природных камней низкой прочности правильной формы (пиленые и чистой тески)

Вид кладки	Марка камня	Значения R в *кг/см²* при марке раствора				при нулевой прочности раствора
		25	10	4	2	
1. Из природных камней при высоте ряда до 150 *мм*	25	6	4,5	3,5	3	2
	15	4	3,5	2,5	2	1,3
	10	3	2,5	2	1,8	1
	7	2,5	2	1,8	1,5	0,7
2. Из природных камней при высоте ряда 200—300 *мм*	25	7,5	6,5	5,5	5	3,5
	15	5	4,5	3,8	3,5	2,5
	10	3,8	3,3	2,8	2,5	2
	7	2,8	2,5	2,3	2	1,2
	4	—	1,5	1,4	1,2	0,8

Примечание. Расчетные сопротивления кладки из сырцового кирпича и других грунтовых камней принимаются по табл. 7 с умножением на коэффициенты:

0,7 — для кладки наружных стен в районах с сухим климатом;

0,5 — то же, в прочих районах;

0,8 — для кладки внутренних стен во всех районах.

Кладку стен из сырцового кирпича и других грунтовых камней разрешается применять только для сооружений III и IV степени долговечности.

Таблица 8

Расчетные сопротивления R сжатию бутовой кладки из рваного бута

Марка камня	Значения R в *кг/см²* при марке раствора							при нулевой прочности раствора
	100	75	50	25	10	4	2	
1000	25	22	18	12	8	5	4	3,3
800	22	20	16	10	7	4,5	3,3	2,8
600	20	17	14	9	6,5	4	3	2
500	18	15	13	8,5	6	3,8	2,7	1,8
400	15	13	11	8	5,5	3,3	2,3	1,5
300	13	11,5	9,5	7	5	3	2	1,2
200	11	10	8	6	4,5	2,8	1,8	0,8
150	9	8	7	5,5	4	2,5	1,7	0,7
100	7,5	7	6	5	3,5	2,3	1,5	0,5
50	—	—	4,5	3,5	2,5	2	1,3	0,3
35	—	—	3,6	2,9	2,2	1,8	1,2	0,2
25	—	—	3	2,5	2	1,5	1	0,2

Продолжение табл. 8

Примечания: 1. Приведенные в табл. 8 расчетные сопротивления при марках раствора 4 и более даны для бутовой кладки в возрасте 3 месяцев и отнесены к марке раствора в возрасте 28 дней. Для кладки в возрасте 28 дней и меньше расчетные сопротивления табл. 8 для марок раствора 4 и более умножаются на коэффициент 0,8, при этом марка раствора принимается отвечающей его прочности в требуемые сроки.

2. Для промежуточных марок камня расчетные сопротивления принимаются по интерполяции.

3. Для кладки из постелистого бутового камня расчетное сопротивление умножается на коэффициент 1,5, а при особо тщательной кладке из отборного постелистого камня с приколом камней — на коэффициент 2.

4. Расчетное сопротивление бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, повышается:

на 1 *кг/см²* — при кладке с последующей засыпкой пазух грунтом;

на 2 *кг/см²* — при кладке в траншеях в распор с нетронутым грунтом, а также после длительного уплотнения засыпанного в пазухах грунта (при надстройках).

Это повышение расчетного сопротивления бутовой кладки не распространяется на зимнюю бутовую кладку, выполняемую методом замораживания на растворах со специальными химическими добавками.

Таблица 9

Расчетные сопротивления R сжатию бутобетона (невибрированного)

Вид бутобетона	Значения R в *кг/см²* при марке бетона					
	200	150	100	75	50	35
С рваным бутовым камнем марки 200 и выше	40	35	30	25	20	17
То же, марки 100 . .	—	—	—	22	18	15
То же, марки 50 и с кирпичным боем . . .	—	—	—	20	17	13

Примечания: 1. При вибрировании бутобетона расчетные сопротивления сжатию принимаются с коэффициентом 1,15.

2. При бетоне марки 200 марка камня должна быть не ниже 300.

Таблица 10*

Расчетные сопротивления кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению $R_р$, растяжению при изгибе $R_{р\cdot и}$, срезу $R_{ср}$ и главным растягивающим напряжениям при изгибе $R_{гл}$ при разрушении кладки по горизонтальным и вертикальным швам

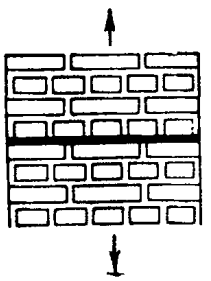

Рис. 1

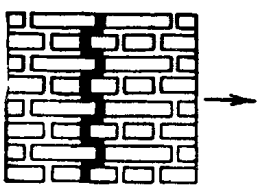

Рис. 2

Вид напряженного состояния	Значения R в *кг/см²* при марке раствора				
	50 и выше	25	10	4	2
Осевое растяжение $R_р$					
По неперевязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление, рис. 1)	0,8	0,5	0,3	0,1	0,05
По перевязанному сечению (рис. 2):					
а) для кладки из камней правильной формы	1,6	1,1	0,5	0,2	0,1
б) для бутовой кладки	1,2	0,8	0,4	0,2	0,1

*Продолжение табл. 10**

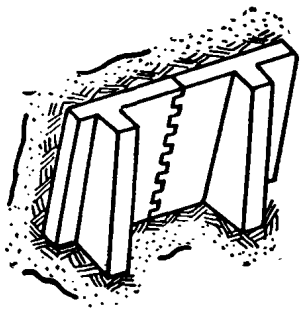

Рис. 3

Вид напряженного состояния	Значения R в *кг/см²* при марке раствора				
	50 и выше	25	10	4	2
Растяжение при изгибе $R_{р\cdot и}$					
По неперевязанному сечению для кладки всех видов и по косой штрабе (главные растягивающие напряжения при изгибе $R_{гл}$)	1,2	0,8	0,4	0,2	0,1
По перевязанному сечению (рис. 3):					
а) для кладки из камней правильной формы	2,5	1,6	0,8	0,4	0,2
б) для бутовой кладки	1,8	1,2	0,6	0,3	0,15
Срез $R_{ср}$					
По неперевязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление)	1,6	1,1	0,5	0,2	0,1
По перевязанному сечению для бутовой кладки	2,4	1,6	0,8	0,4	0,2

Примечания: 1. Расчетные сопротивления вибрированной кирпичной кладки из глиняного кирпича осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при разрушении кладки по швам принимаются по табл. 10 с коэффициентом 1,25.

2. Расчетные сопротивления невибрированной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести принимаются по табл. 10 с коэффициентом 0,75.

3. Расчетные сопротивления кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней принимаются по табл. 10 с коэффициентом 1,25.

4. Расчетные сопротивления отнесены ко всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному к направлению усилия.

5. При отношении глубины перевязки к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки растяжению осевому и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям для кладки из камней правильной формы принимаются равными величинам, указанным в табл. 10, умноженным на отношение глубины перевязки к высоте ряда.

6. Расчетные сопротивления кладки из обычного силикатного кирпича принимаются по табл. 10 с коэффициентом 0,7, а кладки из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков, принимаются по экспериментальным данным. При расчете по раскрытию трещин по формуле (106) расчетные сопротивления растяжению при изгибе $R_{р.и}$ кладки из всех видов силикатного кирпича принимаются по табл. 10.

7. В рабочих чертежах зданий с несущими и самонесущими стенами, а также для кладки заполнения каркасов, проектируемых для сейсмических районов, в соответствии с требованиями главы СНиП II-А.12-62, должна быть указана величина $R^{н}_{р}$ (нормативного сопротивления осевому растяжению по неперевязанным швам, т. е. нормального сцепления).

Контроль фактической прочности сцепления в кладке таких стен зданий, возводимых в сейсмических районах, является обязательным и должен производиться в соответствии с требованиями «Указаний по определению прочности сцепления в кирпичной кладке» (СН 381-67).

Таблица 11

Расчетные сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению $R_р$, растяжению при изгибе $R_{р\cdot и}$, срезу $R_{ср}$ и главным растягивающим напряжениям при изгибе $R_{гл}$ по перевязанному сечению при разрушении кладки по кирпичу или камню

Вид напряженного состояния	Значения R в *кг/см²* при марке камня								
	200	150	100	75	50	35	25	15	10
Осевое растяжение $R_р$	2,5	2	1,8	1,3	1	0,8	0,6	0,5	0,3
Растяжение при изгибе $R_{р\cdot и}$ и главные растягивающие напряжения $R_{гл}$	4	3	2,5	2	1,6	1,2	1	0,7	0,5
Срез $R_{ср}$	10	8	6,5	5,5	4	3	2	1,4	0,9

Примечания: 1. Расчетные сопротивления осевому растяжению, растяжению при изгибе и главным растягивающим напряжениям отнесены ко всему сечению разрыва кладки.

2. Расчетные сопротивления срезу по перевязанному сечению отнесены только к сечению кирпича или камня в сечении (площадь сечения нетто) за вычетом вертикальных швов.

Таблица 12

Расчетные сопротивления бутобетона осевому растяжению $R_р$, главным растягивающим напряжениям $R_{гл}$ и растяжению при изгибе $R_{р.и}$

Вид напряженного состояния	Значения R в кг/см² при марке бетона					
	200	150	100	75	50	35
Осевое растяжение $R_р$ и главные растягивающие напряжения $R_{гл}$	2	1,8	1,6	1,4	1,2	1
Растяжение при изгибе $R_{р.и}$	2,7	2,5	2,3	2,0	1,8	1,6

Таблица 13*

Расчетные сопротивления арматуры $R_а$ в армированной кладке

Вид конструкций	Значения $R_а$ в кг/см²		
	стали класса А-I и Ст. 3	стали класса А-II	обыкновенной арматурной проволоки
1. С сетчатой арматурой	1500	—	1800
2. С продольной арматурой в кладке и комплексных конструкциях:			
а) продольная арматура	1900	2400	2500
б) отогнутая арматура и хомуты	1700	2150	1750
3. Для конструкций, усиленных обоймами:			
а) поперечная арматура	1500	1900	1800
б) продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	430	—	—
в) то же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	1300	—	—
г) то же, при передаче нагрузки с двух сторон	1900	—	—
4. Анкеры и связи в кладке:			
а) на растворе марки 25 и выше	1900	2400	2500
б) на растворе марки 10—4	1050	1350	1800

Примечания: 1. Расчетные сопротивления других видов арматурной стали принимаются не выше чем для стали класса А-II или соответственно обыкновенной арматурной проволоки.

2. Группа стали (по ГОСТ 380—60*), способ ее выплавки (мартеновская или кислородно-конверторная), а также способ раскисления (спокойная, полуспокойная или кипящая) должны выбираться с учетом требований п. 2.7.

МОДУЛИ ДЕФОРМАЦИИ, КОЭФФИЦИЕНТЫ ЛИНЕЙНОГО РАСШИРЕНИЯ КЛАДКИ, КОЭФФИЦИЕНТЫ ТРЕНИЯ

3.4. Модуль деформаций кладки E должен приниматься:

а) при расчете конструкций по предельному состоянию прочности кладки (для определения усилий в кладке, рассматриваемой в предельном состоянии сжатия, при условии, что деформации кладки определяются или ограничиваются совместной работой с элементами конструкций из других материалов, например: для определения усилий в затяжках сводов, в слоях сжатых многослойных сечений, усилий, вызываемых температурными деформациями, и при исследовании распределения напряжений в сжатой кладке над рандбалками или под распределительными поясами и т. п.) по формуле

$$E' = 0{,}5E_0; \qquad (2)$$

б) при определении деформаций кладки от продольных или поперечных сил, усилий в статически неопределимых рамных системах, в которых элементы конструкций из кладки работают совместно с элементами из других материалов, периода колебаний каменных конструкций, жесткости конструкций и т. п. по формуле

$$E = 0{,}8E_0. \qquad (3)$$

В формулах (2) и (3)

E_0 — модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки, принимаемый по формулам:

для неармированной кладки

$$E_0 = \alpha R^н, \qquad (4)$$

для армированной кладки

$$E_0 = \alpha_a R^н_{а.к.}. \qquad (5)$$

В формулах (4) и (5)

α и α_a — упругая характеристика кладки, принимаемая согласно пп. 3.6 и 3.7;

$R^н$ — нормативное сопротивление кладки сжатию, определяемое по главе СНиП II-А.10-62 или принимаемое равным:

$R^н = 2{,}5R_в$ ($R_в$ — по табл. 2) — для вибрированной кирпичной кладки;

$R^н = 2R$ (R — по табл. 3—9) — для невибрированной кладки всех видов;

$R^н_{а.к}$ — нормативное сопротивление армированной кладки из кирпича или керамических камней, определяется по формулам:

для продольно-армированной кладки

$$R^{н}_{а.к} = R^{н} + \frac{m_а R^{н}_а \mu}{100}; \quad (6)$$

для сетчато-армированной кладки

$$R^{н}_{а.к} = R^{н} + \frac{2m_а R^{н}_а \mu}{100}. \quad (7)$$

В формулах (6) и (7)

$m_а R^{н}_а$ — произведение коэффициента условий работы на нормативное сопротивление арматуры, определяемое по главе СНиП II-А.10-62 или принимаемое равным:

$m_а R^{н}_а = 1{,}1R_а$ — для стали классов А-I, А-II и стали марки Ст.3;

$m_а R^{н}_а = 1{,}25R_а$ — для обыкновенной арматурной проволоки;

$R_а$ — расчетное сопротивление арматуры, принимаемое по табл. 13;

μ — процент армирования, определяемый:

для продольного армирования — по формуле $\mu = \frac{F_а}{F_к} 100$, где $F_а$ и $F_к$ площади сечения соответственно арматуры и кладки;

для сетчатого армирования — по формуле $\mu = \frac{V_а}{V_к} 100$, где $V_а$ и $V_к$ соответственно объемы арматуры и кладки.

3.5. Полная относительная деформация кладки при напряжении σ с учетом ползучести определяется по формуле

$$\varepsilon = \eta \frac{\sigma}{E_0}, \quad (8)$$

где $\eta = 2{,}2$ — при кладке из керамических камней, а также из глиняного кирпича пластического и полусухого прессования; $\eta = 2{,}8$ — при кладке из крупных блоков или камней, изготовленных из тяжелого бетона; $\eta = 3$ — при кладке из силикатного кирпича, а также из крупных блоков и камней, изготовленных из силикатного или легкого бетона; $\eta = 3{,}5$ — при кладке из крупных блоков и камней, изготовленных из автоклавного ячеистого бетона.

Примечание. При получении неблагоприятных результатов расчета с учетом меньших величин деформаций значения η уменьшаются на 20%.

3.6. Значения упругой характеристики α для неармированной кладки принимаются по табл. 14.

Таблица 14*

Значения упругой характеристики α

Вид кладки	Упругая характеристика α при марках раствора 200-25	10	4	2	при нулевой прочности раствора
1. Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и тяжелого природного камня ($\gamma_{об} \geqslant 1800$ кг/м³) . . .	1500	1000	750	750	500
2. Из тяжелых природных и цементных бетонных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3. Из крупных блоков, изготовленных из легкого бетона, силикатного бетона, из автоклавного ячеистого бетона, крупнопористого бетона на легких заполнителях, легкого природного камня . .	750	750	500	500	350
4. Из керамических камней и кирпича глиняного пластического прессования обыкновенного и пустотелого, легкобетонных камней и легких природных камней . . .	1000	750	500	350	200
5. Из кирпича силикатного	750	500	350	350	200
6. Из кирпича глиняного полусухого прессования обыкновенного и пустотелого	500	500	350	350	200

Примечания: 1. При определении коэффициентов продольного изгиба для гибкости $\frac{l_0}{h} \leqslant 8$ или $\frac{l_0}{r} \leqslant 28$, где l_0 — расчетная высота элемента; h — меньший размер прямоугольного сечения; r — меньший радиус инерции сечения, разрешается принимать величины упругой характеристики α для кладки из кирпича всех видов как для кладки из кирпича пластического прессования.

2. Приведенные в табл. 14 значения упругой характеристики α для кладки из глиняного и силикатного кирпича распространяются на виброкирпичные панели и блоки.

3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной $\alpha = 1500$.

4. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики принимают по табл. 14 с коэффициентом 0,7.

3.7. Значения упругой характеристики для армированной кладки $\alpha_а$ должны приниматься:

а) при сетчатом армировании по формуле

$$\alpha_а = \alpha \frac{R^н}{R^н_{а.к}}; \qquad (9)$$

б) при продольном армировании — как для неармированной кладки по табл. 14.

3.8*. Величины коэффициентов линейного расширения кладки при изменении температуры на 1° принимаются по табл. 15.

Таблица 15*

Коэффициенты линейного расширения кладки

Материал кладки	Коэффициенты линейного расширения кладки
Кирпич глиняный обыкновенный, пустотелый и керамические камни	0,000005
Кирпич силикатный, камни бетонные и бутобетон	0,00001
Камни природные, камни и блоки из ячеистого бетона	0,000008

Примечание. Величины коэффициентов линейного расширения для кладки из других материалов допускается принимать по опытным данным.

3.9. Коэффициенты трения принимаются по табл. 16.

Таблица 16

Коэффициенты трения

Материалы	Состояние поверхностей трения	
	сухое	влажное
Кладка по кладке или бетону	0,7	0,6
Дерево по кладке или бетону	0,6	0,5
Сталь по кладке или бетону	0,45	0,35
Кладка и бетон по песку, гравию	0,6	0,5
То же, по суглинку	0,55	0,4
» по глине	0,5	0,3

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРОЧНОСТИ

ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

4.1. Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии производится по формуле

$$N_п \leqslant \varphi RF, \qquad (10)$$

где R — расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 2—9;

φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый согласно указаниям п. 4.2;

F — площадь сечения элемента;

$N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле

$$N_п = \frac{N_{дл}}{m_{дл}} + N_к, \qquad (11)$$

$N_{дл}$ — расчетная продольная сила от длительно действующей части нагрузки;

$N_к$ — расчетная продольная сила от кратковременно действующей части нагрузки;

$m_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки (ползучести) на несущую способность элементов толщиной менее 30 *см* или с радиусом инерции сечения менее 8,7 *см* и принимаемый по табл. 18.

Примечание. Классификация нагрузок по длительности их воздействия производится согласно указаниям главы СНиП II-А.11-62.

4.2. Коэффициент φ, учитывающий снижение несущей способности сжатых элементов постоянного по длине сечения при продольном изгибе, определяется по табл. 17 в зависимости от гибкости элемента

$$\lambda^r = \frac{l_0}{r} \qquad (12)$$

или для прямоугольного сплошного сечения

$$\lambda^h = \frac{l_0}{h} \qquad (13)$$

и упругой характеристики кладки α, принимаемой по табл. 14.

В формулах (12) и (13) l_0 — расчетная высота элемента; для стен и столбов определяется согласно указаниям п. 4.3;

r — наименьший радиус инерции сечения элемента;

h — меньший размер прямоугольного сечения.

Примечание. Для ступенчатых стен и столбов, верхняя часть которых имеет меньшее поперечное сечение, коэффициент φ определяется:

а) при опирании стен (столбов) на жесткие опоры — по высоте $l_0 = H$ (H — высота стены или столба согласно п. 4.3) и наименьшему сечению, расположенному в средней трети высоты H;

б) при упругой верхней опоре или при ее отсутствии — по расчетной высоте l_0, определенной согласно п. 4.3, и сечению у нижней опоры, а при расчете верхнего участка стены (столба) — по расчетной высоте l_0 и поперечному сечению этого участка.

Таблица 17*

Коэффициенты продольного изгиба φ

Гибкость		Упругие характеристики кладки α						
λ^h	λ^r	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	—
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	—
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	—
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	—
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	—
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	—
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	—
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	—
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	—
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	—

Примечания: 1. Коэффициенты φ при промежуточных величинах гибкостей принимаются по интерполяции.

2. Коэффициенты φ для гибкостей, превышающих предельные (п. 9.31—9.34), применяются при определении φ_c (п. 4.7) в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентрицитетами.

Таблица 18*

Коэффициенты $m_{дл}$

Гибкость		Коэффициенты $m_{дл}$ для кладки			
		из глиняного кирпича и керамических камней		из силикатного кирпича	
		при % армирования			
λ^h	λ^r	0,1 и менее	0,3 и более	0,1 и менее	0,3 и более
8	28	1	1	1	1
10	35	0,96	1	0,95	0,96
12	42	0,92	0,96	0,90	0,92
14	49	0,88	0,93	0,85	0,88
16	56	0,84	0,89	0,80	0,84
18	63	0,80	0,85	0,75	0,80
20	70	0,75	0,81	0,70	0,77
22	76	0,71	0,78	0,65	0,73
24	83	0,67	0,74	0,60	0,69
26	90	0,63	0,7	0,55	0,65
28	97	0,59	0,67	0,50	0,61
30	104	0,55	0,63	0,45	0,57
32	111	0,51	0,59	0,40	0,53
34	118	0,47	0,55	0,35	0,49
36	125	0,43	0,52	0,30	0,45
38	132	0,39	0,48	0,25	0,42
40	139	0,34	0,45	0,20	0,38

Продолжение табл. 18

Примечания: 1. Для элементов толщиной 30 *см* и более или с радиусом инерции сечения 8,7 *см* и более коэффициент $m_{дл}$ принимается равным единице.

2. Для неармированной кладки принимаются значения коэффициентов $m_{дл}$, установленные для кладки с армированием 0,1% и менее.

3. Коэффициенты $m_{дл}$, приведенные в табл. 18, распространяются также на кладку из бетонных и природных камней, крупных бетонных блоков и блоков из природного камня, причем для изделий, изготовленных на цементном вяжущем и природных камней, коэффициенты $m_{дл}$ принимаются как для кладки из глиняного кирпича и керамических камней, при силикатном вяжущем коэффициенты $m_{дл}$ принимаются как для кладки из силикатного кирпича.

4. В табл. 18 указаны проценты армирования двойной симметричной арматурой. При проценте армирования более 0,1 и менее 0,3 коэффициенты $m_{дл}$ определяются по интерполяции.

4.3*. Расчетная высота каменных стен и столбов l_0 при определении коэффициентов продольного изгиба φ и $m_{дл}$ принимается в зависимости от условий их опирания на перекрытия или другие горизонтальные опоры (см. п. 9.7), а именно:

а) $l_0 = H$ — при опирании на жесткие (неподвижные в горизонтальном направлении) опоры;

б) $l_0 = 1{,}5H$ — при опирании на упругие верхние и неподвижные нижние опоры для однопролетных зданий;

в) $l_0 = 1{,}25H$ — то же, для многопролетных зданий;

г) $l_0 = 2H$ — для свободно стоящих стен и столбов при отсутствии связи их с перекрытиями или другими горизонтальными опорами.

Здесь H — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами или высота свободно стоящей конструкции. При железобетонных перекрытиях H — высота этажа за вычетом высоты настила или панели перекрытия в месте заделки. В одноэтажных зданиях за нижнюю опору принимается уровень чистого пола.

4.4. Для стен, закрепленных по четырем краям, что должно быть обеспечено соответствующими конструктивными мероприятиями, при длине стены $l \leqslant 2H$ (H — высота стены), а также для стен, закрепленных по трем краям, при $l \leqslant 1{,}5H$ разрешается определять расчетную высоту стены l_0 по формуле

$$l_0 = 0{,}9H. \qquad (14)$$

При этом ослабление стены проемами как по вертикальному, так и по горизонтальному сечению не должно превышать 40%, а дейст-

вующие напряжения ь рассматриваемой стене и связанных с ней примыкающих стенах должны разниться не более чем на 50% расчетного сопротивления сжатию.

4.5* При проверке прочности сечений, расположенных по длине сжатого стержня, значение коэффициентов φ и $m_{дл}$ для стен и столбов, опирающихся на жесткие опоры, с расчетной высотой $l_0=H$ (см. п. 4.3) при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты l_0, принимается постоянным и равным расчетному значению φ и $m_{дл}$, определенному для данного стержня. При расчете сечений на участках в крайних третях l_0 разрешается коэффициенты φ и $m_{дл}$ увеличивать по линейному закону до 1 на опоре.

Для стен и столбов, имеющих верхнюю упругую опору или свободно стоящих, при расчете сечений в нижней части стены или столба до высоты $0{,}5H$ принимается расчетное значение φ и $m_{дл}$, а при расчете сечений в верхней половине стены или столба значение φ и $m_{дл}$ для этих сечений увеличивается до 1 по линейному закону.

При неравномерном распределении вертикальных усилий по длине стены (например, при совместном действии вертикальных и ветровых нагрузок) разрешается принимать в месте пересечения продольной и поперечной стен, при условии их надежного взаимного соединения (см. п. 9.44), коэффициенты φ и $m_{дл}$ равными 1. На расстоянии H от пересечения стен коэффициенты φ и $m_{дл}$ определяются согласно пунктам 4.2, 4.3 и 4.4. Для промежуточных вертикальных участков коэффициенты φ и $m_{дл}$ принимаются по интерполяции.

4.6. В стенах, ослабленных проемами, при расчете простенков коэффициент φ принимается по гибкости стены.

Для узких простенков, ширина которых меньше толщины стены, производится также проверка простенка на продольный изгиб в плоскости стены, причем расчетная длина элемента принимается равной высоте проема.

ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

4.7.* Расчет внецентренно сжатых элементов неармированной кладки производится:

а) при малых эксцентрицитетах приложения продольной силы $e_0 \leqslant 0{,}45\ y$ (рис. 4) по формуле

$$N_п \leqslant \varphi RF\varphi; \qquad (15)$$

б) при больших эксцентрицитетах $e_0 > 0{,}45\ y$ (рис. 5) по формуле

$$N_п \leqslant \varphi_и RF\varphi. \qquad (16)$$

В формулах (15) и (16)

$N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле (11);

R — расчетное сопротивление сжатию кладки;

F — площадь сечения элемента;

ψ — коэффициент, принимаемый по формулам табл. 19;

φ — коэффициент продольного изгиба в плоскости действия изгибающего момента, принимается по табл. 17;

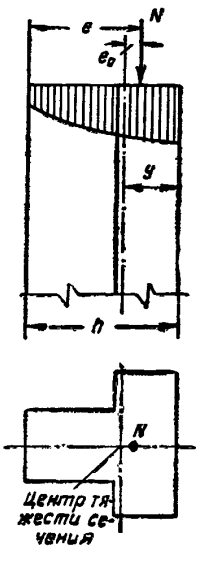

Рис. 4. Внецентренное сжатие кладки при малых эксцентрицитетах

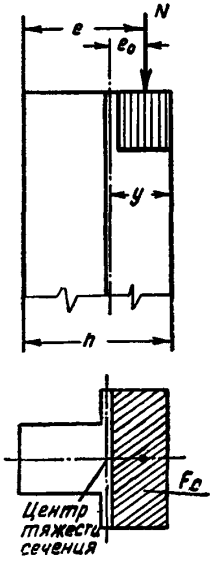

Рис. 5. Внецентренное сжатие при больших эксцентрицитетах

$\varphi_и$ — коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии с большими эксцентрицитетами, определяемый по формуле

$$\varphi_и = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}, \qquad (17)$$

φ_c — коэффициент продольного изгиба по табл. 17 для сжатой части сечения F_c при прямоугольной эпюре напряжений (рис. 5), определяемый в плоскости действия изгибающего момента при гибкости $\lambda^h{}_c = \frac{H'}{h_c}$ или $\lambda^r{}_c = \frac{H'}{r_c}$;

H' — высота части элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента (рис. 6); при однозначной эпюре по всей длине (высоте) элемента принимается $H'=H$;



Рис. 6. Эпюра изгибающего момента для сжатого элемента, нагруженного поперечной нагрузкой

h_c и r_c — высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения F_c.

При прямоугольной эпюре напряжений (см. рис. 5) центр тяжести сжатой части сечения F_c совпадает с точкой приложения внешней сжимающей силы $N_п$ и положение границы площади F_c определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести.

Для прямоугольного сечения

$$F_c = F\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \text{ и } \lambda^h_c = \frac{H'}{h-2e_0},$$

для таврового сечения (при $e_0>0{,}45\ y$) можно приближенно принимать

$$F_c = 2(y - e_0)\,b \text{ и } \lambda^h_c = \frac{H'}{2(y-e_0)},$$

где h — высота сечения;

y — расстояние от центра тяжести сечения элемента до края сечения в сторону эксцентрицитета;

b — ширина сжатой полки или стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентрицитета.

При $e_0>e_{пр}$ (см. табл. 23) в дополнение к расчету внецентренно сжатых элементов по формуле (16) производится расчет растянутой зоны на трещины согласно указаниям п. 8.2.

4.8. В сжато-изогнутых элементах, подверженных действию поперечных нагрузок, при вычислении эксцентрицитета приложения приведенной сжимающей силы $N_п$ принимается приведенная величина изгибающего момента $M_п$, определяемая по формуле

$$M_п = \frac{M_{дл}}{m_{дл}} + M_к, \qquad (18)$$

где $M_{дл}$ — изгибающий момент от длительно действующей части расчетной поперечной нагрузки;

$M_к$ — изгибающий момент от кратковременно действующей части расчетной поперечной нагрузки;

$m_{дл}$ — коэффициент по табл. 18.

4.9. Элементы, работающие на внецентренное сжатие, должны быть дополнительно рассчитаны на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной к действию изгибающего момента.

4.10. Наибольшая величина эксцентрицитета во внецентренно сжатых конструкциях без продольной арматуры в растянутой зоне при расчетных нагрузках не должна превышать: для основных нагрузок — $0{,}9y$, для дополнительных и особых — $0{,}95y$.

Таблица 19

Коэффициенты φ в формулах (15) и (16), учитывающие влияние эксцентрицитета при внецентренном сжатии

Вид кладки	Значения φ при эксцентрицитетах приложения силы	
	$e_0 \leqslant 0{,}45y$	$e_0>0{,}45y$
1	2	3
Из кирпича, виброкирпичных панелей и крупных кирпичных блоков (в том числе и вибрированных), из керамических и бетонных камней, из бутовой кладки	$\varphi = \dfrac{1}{1+\dfrac{e_0}{h-y}}$ Для прямоугольного сечения $\varphi = \dfrac{1}{1+\dfrac{2e_0}{h}}$	$\varphi = \sqrt[3]{\left(\dfrac{F_c}{F}\right)^2}$ Для прямоугольного сечения $\varphi = \sqrt[3]{\left(1-\dfrac{2e_0}{h}\right)^2}$
Из крупных бетонных блоков (кроме блоков из ячеистого и крупнопористого бетона)	$\varphi = \dfrac{1}{1+\dfrac{e_0}{h-y}}$ Для прямоугольного сечения $\varphi = \dfrac{1}{1+\dfrac{2e_0}{h}}$	$\varphi = 1{,}25\dfrac{F_c}{F}$ Для прямоугольного сечения $\varphi = 1{,}25\left(1-\dfrac{2e_0}{h}\right)$
Из крупных блоков, изготовленных из ячеистого и крупнопористого бетона, из природных камней	$\varphi = \dfrac{F_c}{F}$ Для прямоугольного сечения $\varphi = 1-\dfrac{2e_0}{h}$	$\varphi = \dfrac{F_c}{F}$ Для прямоугольного сечения $\varphi = 1-\dfrac{2e_0}{h}$

При стенах[1] толщиной 25 *см* и менее наибольшая величина эксцентрицитета (с учетом случайного, см. п. 4.11) не должна превышать: для основных нагрузок — $0{,}6y$, для дополнительных и особых — $0{,}7y$.

4.11*. При расчете несущих и самонесущих стен (п. 9.6) толщиной 25 *см* и менее следует учитывать случайный эксцентрицитет, который должен суммироваться с эксцентрицитетом приведенной продольной силы.

Величина случайного эксцентрицитета принимается равной:

а) для несущих стен — 2 *см*;

б) для самонесущих стен, а также для отдельных слоев трехслойных несущих стен — 1 *см*.

4.12. Расчет виброкирпичных панелей производится по формулам (15) и (16), причем, в зависимости от процента армирования μ панелей вертикальной арматурой, расчетное сопротивление R умножается на коэффициент условий работы, равный

$m_{ак}=1$ при $\mu \leqslant 0{,}1\%$;

$m_{ак}=1{,}2$ при $\mu \geqslant 0{,}3\%$.

Для промежуточных процентов армирования величина $m_{ак}$ определяется по интерполяции.

Значения коэффициента продольного изгиба $\varphi_и$ при расчете виброкирпичных панелей с эксцентрицитетами $e_0>0{,}45\ y$ принимаются: при армировании $\leqslant 0{,}1\%$ — по формуле (17); при армировании $\geqslant 0{,}3\%$ — $\varphi_и=\varphi$.

Для промежуточных значений процентов армирования $\varphi_и$ принимается по интерполяции.

В площадь F сечения виброкирпичных слоев панели включаются примыкающие растворные слои; суммарная толщина двух слоев принимается не более 2 *см*.

Расчет перемычек виброкирпичных панелей производится как армированных кирпичных балок согласно п. 5.8.

КОСОЕ ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ

4.13. Расчет элементов при косом внецентренном сжатии производится по формуле (16), в которой:

а) площадь сжатой части сечения F_c, необходимая для определения ψ, условно принимается в виде прямоугольника, центр тяжести которого совпадает с точкой приложения силы и две стороны ограничены контуром сечения элемента (рис 7), при этом:

$h_c=2C_h$, $b_c=2C_b$ и $F_c=4C_hC_b$;

в случае сложного по форме сечения для упрощения расчета разрешается принимать прямоугольную часть сечения без учета участков, усложняющих его форму (рис. 8);

б) коэффициент продольного изгиба $\varphi_и$ определяется по следующим правилам:

если $e_h \leqslant 0{,}45\ y_h$ и $e_b \leqslant 0{,}45\ y_b$, то принимается $\varphi_и=\varphi$, где коэффициент φ определяется по табл. 17 для гибкости, соответствующей меньшему размеру полного сечения;

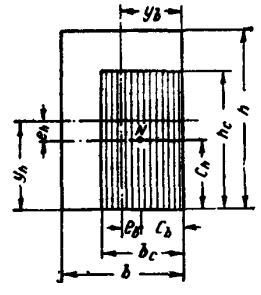

Рис. 7. Расчетная схема прямоугольного сечения при косом внецентренном сжатии

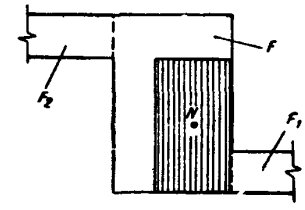

Рис. 8. Расчетная схема сложного сечения при косом внецентренном сжатии; площади F_1 и F_2 в расчете не учитываются

если $e_h>0{.}45\ y_h$ или $e_b>0{,}45\ y_b$, то принимается меньшее значение из величин $\varphi_и$, определяемых по формуле (17) для гибкости, соответствующей размеру h (при определении φ для полного сечения) и размеру h_c (при определении φ_c), а также для гибкости, соответствующей размеру b (при определении φ для полного сечения) и размеру b_c (при определении φ_c);

в) коэффициент ψ определяется для всех значений e_0 по табл. 19 по графе для $e_0>0{,}45y$.

МЕСТНОЕ СЖАТИЕ (СМЯТИЕ)

4.14*. Расчет сечений при местном сжатии (смятии) в случае распределения нагрузки на части площади сечения производится по формуле

$$N_{см} \leqslant \mu a R_{см} F_{см}, \qquad (19)$$

где $N_{см}$ — величина местной нагрузки;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление кладки при местном сжатии (смятии), определяемое согласно указаниям п. 4.15;

$F_{см}$ — площадь смятия или сжатия, на которую передается нагрузка;

$a = 1{,}5—0{,}5\ \mu$ — для кирпичной и виброкирпичной кладки, а также

[1] Для ненесущих перегородок и заполнений фахверковых стен эксцентрицитет для любых сочетаний нагрузок не должен превышать $0{,}8y$ (случайный эксцентрицитет не учитывается).

кладки из блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетона;

$a=1$ — для блоков из крупнопористого или ячеистого бетона;

μ — коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки (эпюра давления определяется для кладки или бетона как для идеально упругого материала).

При равномерном распределении давления $\mu=1$, при треугольной эпюре давления $\mu=0{,}5$.

Для неравномерно распределенной местной нагрузки под концами балок, прогонов и

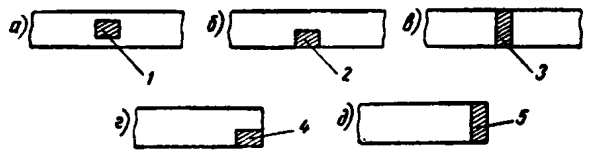

Рис. 9. Схемы приложения нагрузок при расчете на местное сжатие

а — тип 1; *б* — тип 2; *в* — тип 3; *г* — тип 4 и *д* — тип 5

перемычек при опирании их на кладку стены кирпичную, виброкирпичную, а также из блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетонов, разрешается принимать независимо от формы эпюры давления $\mu a=0{,}75$, а при опирании на кладку из блоков крупнопористого или ячеистого бетона — $\mu a=0{,}5$.

Примечания: 1. Коэффициентом полноты эпюры давления μ называется отношение объема эпюры давления к объему $\sigma_{max}F_{см}$, где σ_{max} — максимальная ордината эпюры давления.

2. При расчете на местное сжатие кладки с сетчатым армированием расчетное сопротивление кладки при местном сжатии $R_{см}$ принимается в формуле (19) большим из двух значений: $R_{см}$ — определяемое по формуле (20) для неармированной кладки или $R_{см}=R_{ак}$,

где $R_{ак}$ — расчетное сопротивление кладки с сетчатым армированием, определяемое по формулам (41) или (42).

4.15. Расчетное сопротивление кладки при местном сжатии (смятии) $R_{см}$ определяется по формулам

$$R_{см}=\gamma R, \qquad (20)$$

$$\gamma=\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}}\leqslant\gamma_1, \qquad (21)$$

где F — расчетная площадь сечения, определяемая согласно указаниям п. 4.17;

γ_1 — коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки, определяется по табл. 20.

4.16. При одновременном действии на площадь смятия местной нагрузки (под концами балок, прогонов и т. п.) и основной нагрузки (вес вышележащей кладки и нагрузка, передающаяся на эту кладку) расчет производится раздельно на местную нагрузку и на сумму местной и основной нагрузок.

При расчете по каждому из этих двух вариантов принимаются разные значения γ_1, согласно табл. 20.

При расчете на сумму местной и основной нагрузок разрешается учитывать только ту часть местной нагрузки, которая будет приложена до загружения площади смятия основной нагрузкой.

Примечание. В случаях, когда несущая способность сечения достаточна для восприятия одной лишь местной нагрузки, но недостаточна для восприятия

Таблица 20

Коэффициенты γ_1

№ п/п	Вид кладки	γ_1 для нагрузок типа			
		1,2,3 (рис. 9*а,б,в*)		4,5 (рис. 9*г,д*)	
		местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок
1	Из вибрированных кирпичных панелей и блоков, керамических камней и крупных бетонных блоков (кроме блоков из ячеистого и крупнопористого бетона), из бутобетона и бута	1,5	2	1,2	1,5
2	Из блоков, изготовленных из ячеистого и крупнопористого бетонов, из природных камней	1,2	1,5	1	1,2
3	Из кирпича и обыкновенных бетонных камней	2	2	1,2	1,5

Примечания: 1. В случае, если нагрузка приложена к кладке из кирпича или керамических камней у края или у угла элемента на узкой площадке, имеющей длину менее длины одного кирпича, разрешается принимать величину γ_1, равной при длине площади смятия 25 *см* — по табл. 20, а при длине площади смятия 12 *см* и менее $\gamma_1=1{,}5$ для одной местной нагрузки и $\gamma_1=2$ для суммы местной и основной нагрузок. При промежуточных длинах площади смятия значение γ_1 принимается по интерполяции.

2. При приложении нагрузки к кладке на свежем или на замороженном растворе в момент его оттаивания для всех видов кладок коэффициенты γ_1 принимаются как для кладки из блоков, изготовленных из ячеистого и крупнопористого бетонов по п. 2 табл. 20.

суммы местной и основной нагрузок, допускается конструктивными мероприятиями устранять передачу основной нагрузки на площадь смятия (например, устройством промежутка над концом прогона, балки или перемычки, заполняемого мягкой прокладкой после окончания возведения стены).

4.17. Расчетная площадь сечения F при местном сжатии (смятии) определяется по следующим правилам:

а) при местной нагрузке по всей толщине стены в расчетную площадь сечения включается участок на длину не более толщины стены в обе стороны от краев местной нагрузки (рис. 10, *а*);

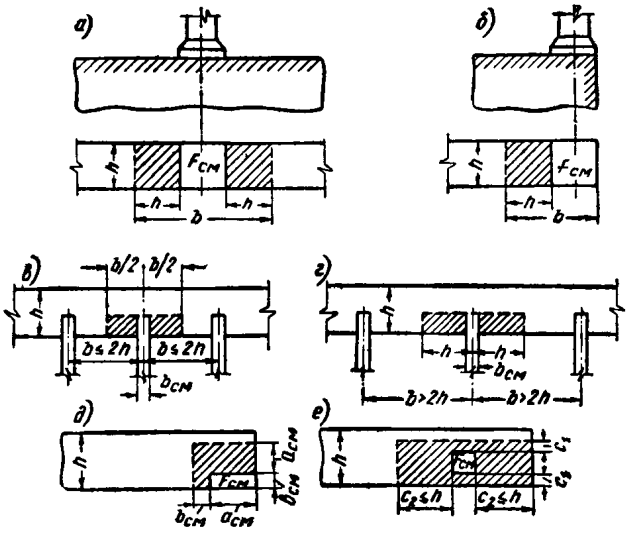

Рис. 10

б) при местной краевой нагрузке по всей толщине стены в расчетную площадь сечения включается участок сечения стены, примыкающей к краю местной нагрузки на длину не более толщины стены (рис. 10, *б*);

в) при местной нагрузке в местах опирания концов прогонов и балок в расчетную площадь сечения включается площадь сечения стены шириной, равной глубине заделки опорного участка прогона или балки, и длиной не более расстояния между осями двух соседних пролетов между балками (рис. 10, *в*); если расстояние между балками превышает двойную толщину стены, длина расчетной площади сечения определяется как сумма ширины балки $b_{см}$ и удвоенной толщины стены h (рис. 10, *г*);

г) при краевой местной нагрузке на угол стены (рис. 10, *д*) в расчетную площадь сечения включается участок на длину: в направлении размера $a_{см}$ площади смятия не более $b_{см}$ и в направлении размера $b_{см}$ площади смятия — не более $a_{см}$;

д) при местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины сечения, расчетная площадь принимается симметричной по отношению к площади смятия, согласно рис. 10, *е*; при наличии нескольких нагрузок указанного типа расчетные площади ограничиваются линиями, проходящими через середину расстояний между двумя соседними нагрузками.

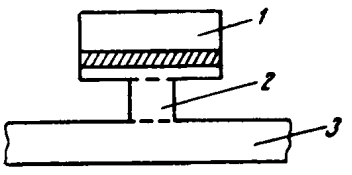

Рис. 11. Схема приложения местной нагрузки для сложного сечения
1, *2* и *3* — участки сечения. Участки сечения *2* и *3* не учитываются при расчете на местное сжатие по участку *1*

Если сечение имеет сложную форму, не допускается учитывать в расчетной площади участки сечения, надлежащая связь которых с загруженным участком не обеспечена (см., например, рис. 11).

Примечания: 1. При расчете кладки на местную нагрузку от балок, прогонов, перемычек и других элементов, работающих на изгиб, учитываемая в расчете длина опоры $l_{см}$ при определении $F_{см}$ и F принимается не более 20 *см*.

2. Во всех случаях, приведенных на рис. 10, в расчетную площадь сечения F включается площадь смятия $F_{см}$.

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

4.18. Расчет изгибаемых неармированных элементов производится по формуле

$$M \leqslant R_{р.и} W, \qquad (22)$$

где M — расчетный изгибающий момент;
W — момент сопротивления сечения кладки при упругой ее работе;
$R_{р.и}$ — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению, по табл. 10—12.

Примечание. При расчете элемента по прочности сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению не учитывается.

4.19. Расчет изгибаемых элементов на поперечную силу производится по формуле

$$Q \leqslant R_{гл} b z, \qquad (23)$$

где $R_{гл}$ — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе, по табл. 10—12;
b — ширина сечения;
z — плечо внутренней пары сил; для прямоугольного сечения $z = \frac{2}{3} h$.

ЦЕНТРАЛЬНО РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

4.20. Расчет элементов неармированных каменных конструкций на прочность при осевом растяжении производится по формуле

$$N \leqslant R_p F_{нт}, \qquad (24)$$

где N — расчетная осевая сила при растяжении;

R_p — расчетное сопротивление кладки растяжению, принимаемое по табл. 10, 11 и 12 по перевязанному сечению.

Примечание. Проектирование каменных конструкций, работающих на центральное растяжение по неперевязанным сечениям, не допускается.

СРЕЗ

4.21. Расчет неармированной кладки на срез производится по формуле

$$Q \leqslant (R_{ср} + 0{,}8nf\sigma_0)F, \qquad (25)$$

где $R_{ср}$ — расчетное сопротивление срезу, по табл. 10 и 11;

f — коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0,7;

σ_0 — среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной продольной нагрузке, определяемой с коэффициентом перегрузки 0,9;

n — коэффициент, принимаемый равным единице для кладки из сплошного кирпича и камней и равным 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами;

F — расчетная площадь сечения.

РАСЧЕТ УЗЛОВ ОПИРАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ НА КИРПИЧНУЮ КЛАДКУ

4.22*. При заделке в кирпичные стены и столбы железобетонных прогонов, балок и настилов, кроме расчета на внецентренное и местное сжатие сечений ниже опорного узла, должен быть проверен расчетом на осевое сжатие опорный узел с целью учета неравномерного распределения напряжений в кладке в сечениях, расположенных в пределах опорного узла.

Расчет опорного узла при осевом сжатии производится по формуле

$$N \leqslant abRF, \qquad (26)$$

где F — суммарная площадь сечения кладки и железобетонных элементов в опорном узле в пределах контура стены или столба, на которые уложены элементы;

R — расчетное сопротивление кладки сжатию;

a — коэффициент, зависящий от величины площади опирания железобетонных элементов в узле;

b — коэффициент, зависящий от типа пустот в железобетонном элементе.

Коэффициент a при опирании всех видов железобетонных элементов (прогонов, балок, перемычек, поясов, настилов) принимается равным:

$a = 1$, если $F_э \leqslant 0{,}1F$,

$a = 0{,}8$, если $F_э \geqslant 0{,}4F$,

где $F_э$ — суммарная площадь опирания железобетонных элементов в узле.

При промежуточных значениях $F_э$ коэффициент a определяется по интерполяции.

Если железобетонные элементы (балки, настилы и др.), заделанные в кладку с различных сторон, имеют одинаковую высоту и площадь их опирания в узле $F_э > 0{,}8\ F$, разрешается производить расчет без учета коэффициента a, принимая в формуле (26) $F = F_э$.

Коэффициент b принимается равным:

$b = 1$ — при сплошных элементах и настилах с круглыми пустотами;

$b = 0{,}5$ — при настилах с овальными пустотами и наличии хомутов на опорных участках.

Примечания: 1. Прочность кладки, уложенной в пределах высоты элемента, должна быть не меньше прочности остальной части кладки.

2. Указания по расчету узлов опирания сборных железобетонных элементов на конструкции из виброкирпичных панелей см. п. 9.25.

3. При опирании прогонов на столбы совместная работа бетона и кладки в опорных узлах учитывается только при ширине участков кладки с каждой стороны прогона не менее 25 *см*. При меньшей ширине участков работа кладки не учитывается

4.23. В сборных железобетонных настилах с незаполненными пустотами при заделке их в кладку, кроме проверки несущей способности опорного узла в целом должна быть проверена несущая способность горизонтального сечения, пересекающего ребра настила. При опирании настилов на кирпичную кладку расчет производится по формуле

$$N \leqslant 1{,}25R_{пр}F_{нт} + RF_{кл}, \qquad (27)$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, принимается по главе СНиП II-В.1-62;

$F_{нт}$ — площадь горизонтального сечения настила, ослабленная пустотами, на длине опирания настила на кладку (суммарная площадь сечения ребер);

R — расчетное сопротивление кладки сжатию;

$F_{кл}$ — площадь сечения кладки в пределах опорного узла (без учета части сечения, занимаемой участками настилов).

4.24. Расчет заделки в кладку консольных балок (рис. 12, *а*) производится по формуле

$$Q \leqslant \frac{R_{см}\, ab}{\frac{6e_0}{a}+1}, \qquad (28)$$

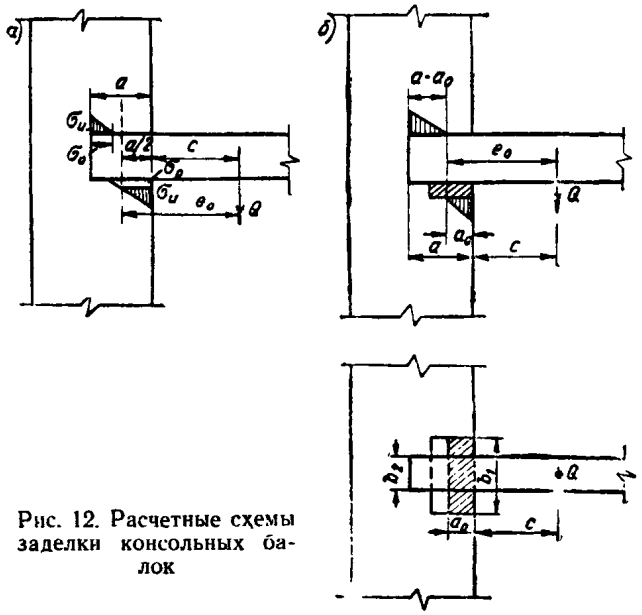

Рис. 12. Расчетные схемы заделки консольных балок

где Q — расчетная сила от веса балки и приложенных к ней нагрузок;

a — глубина заделки балки в кладку;

b — ширина полок балки;

e_0 — эксцентрицитет расчетной силы относительно середины заделки

$$\left(e_0 = c + \frac{a}{2}\right);$$

c — расстояние силы Q от плоскости стены.

Необходимая глубина заделки может быть определена по формуле

$$a = \frac{2Q}{R_{см}b} + \sqrt{\frac{4Q^2}{R_{см}^2 b^2} + \frac{6Qc}{R_{см}b}}. \qquad (29)$$

Если заделка конца балки не удовлетворяет требованию расчета по формуле (28), необходима укладка распределительных плит или только снизу балки с наружной стороны (рис. 12, *б*), или снизу и сверху балки. Расчетная сила Q должна удовлетворять расчету по формулам:

а) по напряжениям смятия кладки под балкой

$$Q \leqslant \frac{R_{см}ab_1}{\frac{3e_0}{a}\left(1+\frac{b_1}{b_2}\right)+\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}; \qquad (30)$$

б) по напряжениям смятия кладки над балкой

$$Q \leqslant \frac{R_{см}\, ab_2}{\frac{3e_0}{a}\left(1+\frac{b_2}{b_1}\right)-\sqrt{\frac{b_2}{b_1}}}, \qquad (31)$$

где b_1 — ширина плиты под балкой;

b_2 — ширина плиты над балкой или ширина балки (при отсутствии плиты сверху);

$e_0 = c + a_0$ — эксцентрицитет силы Q.

Полезная длина нижней плиты a_0 определяется по формуле

$$a_0 = \frac{a}{1+\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}. \qquad (32)$$

Примечания: 1. Если эксцентрицитет нагрузки относительно центра площади заделки превышает более чем в 2 раза глубину заделки ($e_0 > 2a$), напряжения от сжатия могут не учитываться; расчет в этом случае производится по формуле

$$Q = \frac{R_{см}a^2b}{6e_0}.$$

2. При применении распределительных подкладок в виде узких балок с шириной не более $^1/_3$ глубины заделки разрешается под ними принимать прямоугольную эпюру напряжений (рис. 12, *в* и 12, *г*).

РАСЧЕТ МНОГОСЛОЙНЫХ СТЕН

4.25. Расчет многослойных стен производится по несущей способности. Различная прочность и упругие свойства отдельных слоев учитываются путем приведения площади сечения и расчетного сопротивления многослойной стены к одному материалу.

Неполное использование прочности отдельных слоев многослойной кладки, а также влияние перевязки учитываются дополнительными коэффициентами, включенными в расчетные формулы.

4.26. Расчет стен с керамической облицовкой производится для двух предельных состояний: по несущей способности (прочности и устойчивости) и образованию трещин в облицовке (лицевой кладке).

Расчетные усилия в стенах не должны превышать меньшего усилия, определенного для этих двух предельных состояний.

Расчетные формулы и коэффициенты условий работы, учитывающие неполное использование прочности кладки стены при наличии облицовки, принимаются по специальной инструкции.

Во избежание значительного различия в деформациях кладки и облицовки и соответственно значительного снижения несущей способности стен рекомендуется применять облицовочные плиты или камни, имеющие высоту, равную высоте ряда кладки.

4.27*. При расчете многослойных стен ось стены принимается по центру тяжести сечения, приведенного к одному материалу ($F_{пр}$).

При приведении сечения толщина слоев принимается фактическая, а ширина слоев (вдоль стены) изменяется пропорционально отношению расчетных сопротивлений сжатию отдельных слоев кладки или бетона по формуле

$$b_{пр_i} = b_i \frac{m_i R_i}{R_1}, \qquad (33)$$

где $b_{пр_i}$ — приведенная ширина слоя;

b_i — фактическая ширина слоя;

R_i — расчетное сопротивление материала слоя;

R_1 — расчетное сопротивление материала слоя, к которому приводится сечение;

m_i — коэффициент, учитывающий использование прочности материала слоя, принимаемый по табл. 21.

Таблица 21*

Коэффициенты использования прочности материалов отдельных слоев многослойной кладки m_i

Кирпичная кладка со слоями	Слой из кирпичной кладки	Слой из других материалов
Из легкого бетона марки 10 и выше	1	0,6
Из камней из легкого бетона марки 25 и выше	0,9	1
То же, марок 15 и 10 . . .	1	0,8
Из камней из ячеистого автоклавного бетона марок 25 и выше	1	0,6
То же, безавтоклавного ячеистого бетона	1	0,5

4.28.* Расчет многослойных стен с симметричным и несимметричным расположением слоев производится по приведенному расчетному сопротивлению $R_{пр}$, определяемому по формуле

$$R_{пр} = \frac{\Sigma m_i R_i F_i}{\Sigma F_i}, \qquad (34)$$

где F_i — фактическая площадь сечения слоя;

R_i и m_i — то же, что и в п. 4.27.

Примечание. Стены с засыпками, с заполнением из бетона марки ниже 10 и с односторонним утеплением легким бетоном марки 15 и ниже рассчитываются по сечению кладки без учета несущей способности заполнения. Последнее учитывается только как нагрузка с соответствующим эксцентрицитетом. Коэффициент продольного изгиба принимается согласно указаниям п. 4.31.

4.29. Расчет многослойных стен производится по формулам:

а) при центральном сжатии

$$N_п \leqslant m_0 \varphi R_{пр} F, \qquad (35)$$

где $N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле (11);

F — общая площадь сечения несущих слоев многослойной кладки;

$R_{пр}$ — приведенное расчетное сопротивление многослойной кладки, определяемое по формуле (34);

φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый согласно указаниям пп. 4.2, 4.30 и 4.31;

m_0 — коэффициент, учитывающий влияние перевязки при центральном сжатии.

При перевязке кладки прокладными тычковыми рядами и расстоянии между ними не более 40 *см* (3—5 рядов кирпичной кладки или 2 ряда кладки из камней), а также при колодцевой кладке $m_0=1$; при расстоянии между тычковыми рядами более 40 *см*, но не более 62 *см* (6—8 рядов кирпичной кладки или 3—4 ряда кладки из керамических камней) $m_0=0{,}9$;

б) при внецентренном сжатии:

с малыми эксцентрицитетами $e_0 \leqslant 0{,}45\,y$

$$N_{\text{п}} \leqslant \frac{m_{\text{и}}\,\varphi\,R_{\text{пр}}F}{1+\frac{e_0}{h-y}}, \qquad (36)$$

с большими эксцентрицитетами $e_0>0{,}45\,y$

$$N_{\text{п}} \leqslant m_{\text{и}}\,\varphi_{\text{и}}\,R_{\text{пр}}F\sqrt[3]{\left(\frac{F_{\text{с.пр}}}{F_{\text{пр}}}\right)^2}, \qquad (37)$$

где e_0 — эксцентрицитет относительно оси приведенного сечения, определяемого согласно п. 4.27;

h — высота сечения;

y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до края сечения в сторону эксцентрицитета;

$F_{\text{пр}}$ — площадь сечения, приведенного к одному материалу;

$F_{\text{с.пр}}$ — часть площади приведенного сечения, уравновешивающая внецентренно приложенную силу при прямоугольной эпюре напряжений.

Величина $F_{\text{с.пр}}$ может приближенно определяться по формуле

$$F_{\text{с.пр}} \approx 2b_{\text{пр}}(y-e_0). \qquad (38)$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi_{\text{и}}$ определяется по формуле (17), причем коэффициенты φ и $\varphi_{\text{с}}$ принимаются для сечений $F_{\text{пр}}$ и $F_{\text{с.пр}}$; приближенно $\varphi_{\text{с}}$ может определяться для гибкости

$$\lambda^h_{\text{с.пр}} = \frac{H'}{2(y-e_0)},$$

где H' — высота части элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента (см. рис. 6);

$b_{\text{пр}}$ — ширина более сжатого края приведенного сечения;

$m_{\text{и}}$ — коэффициент, учитывающий влияние перевязки кладки при внецентренном сжатии,

$$m_{\text{и}} = m_0\left(1-\frac{e_0}{4y}\right). \qquad (39)$$

Примечания: 1. При отсутствии тычковой перевязки расчет многослойных стен производится в соответствии с указаниями п. 4.31.

2. В многослойных стенах с облицовками эксцентрицитет продольной силы e_0, направленный в сторону облицовки, не должен превышать $0{,}5\,y$.

3. В многослойных стенах эксцентрицитет продольной силы e_0 не должен превышать $e_{\text{пр}}$ по табл. 23.

4.30. При расчете многослойных кладок с тычковой перевязкой и различными заполнителями или с металлическими связями и заполнением из монолитного бетона марки 7 и выше коэффициенты продольного изгиба φ принимаются по упругой характеристике кладки наружных стенок как для сплошного сечения стены. При различном материале наружных стенок принимается более низкое значение упругой характеристики кладки.

Примечание. В кладках с облицовками при толщине облицовочного слоя менее 15% общей толщины стены коэффициент продольного изгиба принимается по упругой характеристике основного материала стены а гибкость — по общей толщине стены с облицовкой.

4.31. В многослойных стенах с металлическими связями (без тычковой перевязки) с засыпками или термовкладышами каждая ветвь кладки принимается работающей самостоятельно на приложенные к ней нагрузки. Коэффициент продольного изгиба φ принимается по средней величине из двух значений φ, определенных для всей толщины стены и для одной (более тонкой) наружной стенки.

5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРОЧНОСТИ

ЭЛЕМЕНТЫ С СЕТЧАТЫМ АРМИРОВАНИЕМ

5.1. Расчет элементов с сетчатым армированием при центральном сжатии производится по формуле

$$N_{\text{п}} \leqslant \varphi R_{\text{а.к}}F, \qquad (40)$$

где $N_{\text{п}}$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле (11);

$R_{\text{а.к}} \leqslant 2R$ — расчетное сопротивление сжатию, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами при высоте ряда не более 150 *мм* на растворе марки 50 и выше по формуле

$$R_{\text{а.к}} = R + \frac{2\mu R_{\text{а}}}{100}, \qquad (41)$$

а при прочности раствора менее 50 *кг/см*^{2} — по формуле

$$R_{\text{а.к}} = R + \frac{2\mu R_{\text{а}}}{100}\cdot\frac{R}{R_{50}}; \qquad (42)$$

R — расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора;

R_{50} — расчетное сопротивление кладки при марке раствора 50;

$\mu = \frac{V_a}{V_к} \cdot 100$ — процент армирования по объему; для квадратной сетки из арматуры сечением f_a с размером ячейки c при расстоянии между сетками по высоте s (рис. 13).

$$\mu = \frac{2f_a}{cs} 100;$$

V_a и $V_к$ — соответствующие объемы арматуры и кладки;

φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 17; при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием, принимаемой по формуле (9).

Примечание. При армировании сеткой «зигзаг» (рис. 14) за расстояние между сетками s принимается расстояние между сетками одного направления.

5.2. Расчет внецентренно сжатых элементов с сетчатым армированием при малых эксцентрицитетах (не выходящих за пределы ядра сечения) производится по формуле

$$N_п \leqslant \frac{\varphi R_{а.к.и} F}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \qquad (43)$$

или для прямоугольного сечения

$$N_п \leqslant \frac{\varphi R_{а.к.и} F}{1 + \frac{2e_0}{h}}, \qquad (44)$$

где

$R_{а.к.и} \leqslant 2R$ — расчетное сопротивление сжатию армированной кладки при внецентренном сжатии, определяемое при прочности раствора 50 *кг/см²* и выше по формуле

$$R_{а.к.и} = R + \frac{2\mu R_а}{100}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right), \qquad (45)$$

а при прочности раствора менее 50 *кг/см²* по формуле

$$R_{а.к.и} = R + \frac{2\mu R_а}{100} \cdot \frac{R}{R_{50}}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right). \qquad (46)$$

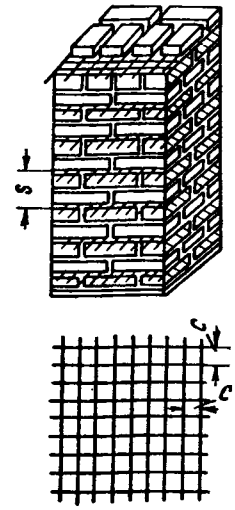

Рис. 13. Сетчатое армирование кирпичных столбов

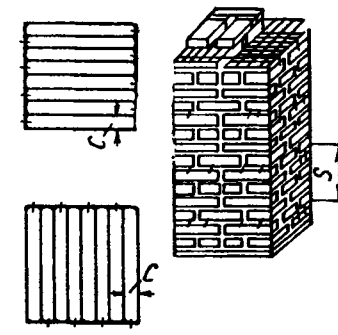

Рис. 14. Армирование кирпичных столбов сетками «зигзаг»

Прочие величины имеют прежние значения.

Примечание. При эксцентрицитетах, выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений $e_0 > 0{,}33\ y$), а также при гибкостях $\lambda^h = \frac{l_0}{h} > 15$ или $\lambda' = \frac{l_0}{r} > 53$, сетчатое армирование не применяется, так как оно не повышает прочности кладки.

ЭЛЕМЕНТЫ С ПРОДОЛЬНЫМ АРМИРОВАНИЕМ[1]

5.3. Расчет элементов, армированных продольной арматурой, при центральном сжатии производится по формуле

$$N_п \leqslant \varphi(0{,}85RF + R_а F_а), \qquad (47)$$

где $N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле (11);

F — площадь сечения кладки;

$F_а$ — площадь сечения продольной арматуры;

φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 17.

5.4. Расчет внецентренно сжатых элементов с продольной арматурой при малых экс-

[1] Расчет армированных виброкирпичных панелей производится согласно пп 4.11 и 4.12

центрицитетах, т. е. при соблюдении условия $S_c \geqslant 0{,}8\ S_0$, производится по формуле

$$N_п \leqslant \frac{\varphi\,(0{,}85RS_0 + R_aS_a)}{e}. \qquad (48)$$

Если продольная сила $N_п$ приложена между центрами тяжести растянутой (или сжатой) арматуры с площадью сечения F_a и арматурой в сжатой зоне с площадью сечения F'_a, то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$N_в \leqslant \frac{\varphi\left(0{,}85\,RS'_0 + R_aS'_a\right)}{e'}. \qquad (49)$$

Расчет внецентренно сжатых элементов с одиночной арматурой (при отсутствии арматуры F'_a в сжатой зоне) при малых эксцентрицитетах производится по формуле

$$N_п \leqslant \frac{\varphi\,RS_0}{e}. \qquad (50)$$

В формулах (48)—(50):

S_0 — статический момент площади всего сечения кладки относительно центра тяжести менее сжатой (или растянутой) арматуры (F_a);

S_c — статический момент сжатой зоны сечения кладки относительно центра тяжести менее сжатой или растянутой арматуры (F_a); при вычислении S_c положение нейтральной оси определяется из уравнения (55) или при одиночной арматуре — из уравнения (58);

S'_0 — статический момент площади всего сечения кладки относительно центра тяжести сечения сжатой арматуры (F'_a);

S_a — статический момент площади сечения сжатой арматуры (F'_a) относительно центра тяжести менее сжатой или растянутой арматуры (F_a);

S'_a — статический момент площади сечения растянутой или менее сжатой арматуры (F_a) относительно центра тяжести сечения сжатой арматуры (F'_a);

e — расстояние от точки приложения силы $N_п$ до центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры (F_a);

e' — расстояние от точки приложения силы $N_п$ до центра тяжести сжатой арматуры (F'_a).

5.5. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с продольной арматурой при малых эксцентрицитетах, т. е. при соблюдении условия $x \geqslant 0{,}55\ h_0$ производится по формуле

$$N_п \leqslant \frac{\varphi\left[0{,}42\,Rbh_0^2 + R_aF'_a\left(h_0 - a'\right)\right]}{e}. \qquad (51)$$

Если сила $N_п$ приложена между центрами тяжести арматуры F_a и F'_a, то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$N \leqslant \frac{\varphi\left[0{,}42Rbh_0'^2 + R_aF_a\left(h_0 - a\right)\right]}{e'}. \qquad (52)$$

Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой (отсутствует арматура F'_a) при малых эксцентрицитетах производится по формуле

$$N_в \leqslant \frac{\varphi\,Rbh_0^2}{2e}. \qquad (53)$$

В формулах (51)—(53):

b — ширина прямоугольного сечения;

x — высота сжатой зоны сечения определяется из уравнения (60) или при одиночной арматуре — из уравнения (63);

a — толщина защитного слоя растянутой или менее сжатой арматуры (F'_a);

a' — толщина защитного слоя арматуры в сжатой зоне (F'_a);

h — полная высота сечения;

$h_0 = h - a$ и $h'_0 = h - a'$ — расчетные высоты сечения.

5.6. Расчет внецентренно сжатых элементов с продольной арматурой при больших эксцентрицитетах, т. е. при соблюдении условия $S_c < 0{,}8\,S_0$ (рис. 15), производится по формуле

$$N_п \leqslant \varphi\,(1{,}05RF_c + R_aF'_a - R_aF_a). \qquad (54)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$1{,}05\,RS_{cN} \pm R_aF'_ae' - R_aF_ae = 0, \qquad (55)$$

где S_{cN} — статический момент сжатой зоны кладки относительно точки приложения силы.

Плечо внутренней пары сил z (расстояние от центра тяжести сжатой зоны до центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры F_a') должно удовлетворять условию

$$z \leqslant h_0 - a'. \qquad (56)$$

Расчет внецентренно сжатых элементов с одиночной арматурой (отсутствует арматура F_a') при больших эксцентрицитетах производится по формуле

$$N_п \leqslant \varphi(1{,}25RF_c - R_aF_a). \qquad (57)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$1{,}25RS_{cN} - R_aF_ae = 0. \qquad (58)$$

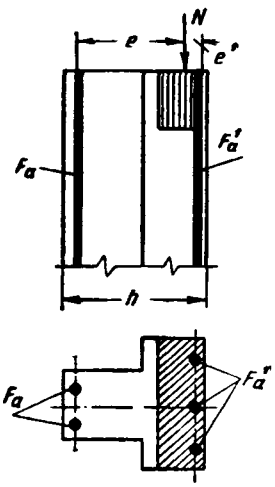

Рис. 15. Внецентренное сжатие армированной кладки при больших эксцентрицитетах

Примечание. В формуле (55) знак плюс принимается, если продольная сила приложена за пределами расстояния между центрами тяжести арматуры F_a и F_a', и знак минус принимается, если продольная сила приложена между центрами тяжести арматуры F_a и F_a'.

5.7. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с продольной арматурой при больших эксцентрицитетах, т. е. при соблюдении условия $x \leq 55\ h_0$, производится по формуле

$$N_п \leqslant \varphi(1{,}05\,Rbx + R_aF_a' - R_aF_a). \qquad (59)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$1{,}05\,Rbx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \pm R_aF_a'e' - R_aF_ae = 0. \qquad (60)$$

Высота сжатой зоны x должна удовлетворять условию

$$x \geqslant 2a'. \qquad (61)$$

Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой (при отсутствии арматуры F_a') при больших эксцентрицитетах производится по формуле

$$N_п \leqslant \varphi(1{,}25Rbx - R_aF_a). \qquad (62)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$1{,}25Rbx\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) - R_aF_ae = 0. \qquad (63)$$

Примечание. Знак плюс или минус в формуле (60) принимается по указаниям примечания к п. 5.6.

5.8. Расчет продольно армированных изгибаемых элементов производится по формуле

$$M \leqslant 1{,}05RS_c + R_aS_a, \qquad (64)$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_a(F_a - F_a') = 1{,}05RF_c. \qquad (65)$$

Высота сжатой зоны кладки должна во всех случаях удовлетворять условиям

$$S_c < 0{,}8S_0 \text{ и } z \leqslant h_0 - a'. \qquad (66)$$

Расчет изгибаемых элементов с одиночной гибкой арматурой производится по формуле

$$M \leqslant 1{,}25RS_c, \qquad (67)$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_aF_a = 1{,}25RF_c. \qquad (68)$$

Примечание. Применение сжатой арматуры в изгибаемых элементах может быть допущено в исключительных случаях: при ограниченной высоте сечений, при наличии изгибающих моментов двух знаков или других требований.

5.9. Расчет армированных изгибаемых элементов прямоугольного сечения с гибкой арматурой производится по формулам:

а) при двойной арматуре

$$M \leqslant 1{,}05Rbx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_aF_a'(h_0 - a'), \qquad (69)$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$R_a(F_a - F_a') = 1{,}05Rbx; \qquad (70)$$

б) при одиночной арматуре

$$M \leqslant 1{,}25Rbx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right), \qquad (71)$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$R_aF_a = 1{,}25Rbx. \qquad (72)$$

Высота сжатой зоны кладки должна во всех случаях удовлетворять условиям

$$x \leqslant 0{,}55h_0 \text{ и } x \geqslant 2a'. \quad (73)$$

5.10. Расчет изгибаемых элементов на поперечную силу производится по формуле

$$Q \leqslant R_{гл} bz. \quad (74)$$

При прямоугольном сечении

$$z = h_0 - \frac{x}{2}. \quad (75)$$

Примечание. В случае, если прочность кладки при расчете на поперечную силу окажется недостаточной, необходима постановка хомутов или устройство отгибов в арматуре, расчет которых производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.1-62.

5.11. Расчет элементов продольно армированной кладки при центральном растяжении производится по формуле

$$N \leqslant R_a F_a. \quad (76)$$

6. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОНОМ (КОМПЛЕКСНЫЕ КОНСТРУКЦИИ) И ОБОЙМАМИ, ПО ПРОЧНОСТИ

КОМПЛЕКСНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

6.1. Расчет центрально сжатых элементов комплексных конструкций (рис. 16) производится по формуле

$$N_п \leqslant \varphi_{к.с}(0{,}85RF + R_{пр}F_б + R_a F_a), \quad (77)$$

где $N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле (11);

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, принимаемое по главе СНиП II-В.1-62;

F — площадь сечения кладки;

$F_б$ — площадь сечения бетона;

$\varphi_{к\cdot с}$ — коэффициент продольного изгиба элемента комплексной конструкции, определяемый по табл. 17 при упругой характеристике кладки

$$\alpha = \frac{E_{о.к.с}}{R^н_{к.с}}, \quad (78)$$

где $E_{о.к.с} = \frac{E_{о.к}I_к + E_б I_б}{I_a + I_б}$ — приведенный модуль упругости элемента комплексной конструкции;

$R^н_{к.о} = \frac{R^н F + R^н_{пр}F_б}{F + F_б}$ — приведенное нормативное сопротивление комплексного сечения;

$E_{ок}$ и $E_б$ — модули упругости кладки и бетона;

$I_к$ и $I_б$ — моменты инерции сечений кладки и бетона относительно геометрического центра тяжести сечения;

$R^н$ — нормативное сопротивление кладки сжатию, принимаемое по п. 3.4;

$R^н_{пр}$ — нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, принимаемое равным $1{,}8\,R_{пр}$.

Примечания: 1. Для комплексных конструкций применяется бетон марок 100—150.

2. Количество сжатой арматуры, учитываемой в расчете, должно составлять не менее 0,2%.

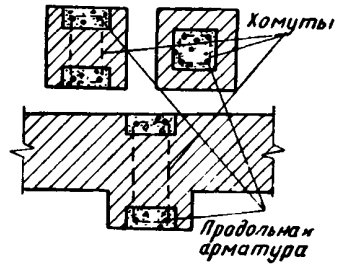

Рис. 16. Сечения комплексных конструкций

6.2. Расчет внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций при малых эксцентрицитетах, т. е. при соблюдении условия $S_c \geqslant 0{,}8\,S_0$, производится по формуле

$$N_п \leqslant \frac{\varphi_{к.с}(0{,}85\,RS_к + R_{пр}S_б + R_a S_a)}{e}. \quad (79)$$

Если сила $N_п$ приложена между центрами тяжести арматуры F_a и F'_a, то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$N_п \leqslant \frac{\varphi_{к.с}(0{,}85RS'_к + R_{пр}S'_б + R_a S'_a)}{e'}. \quad (80)$$

Расчет внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций с одиночной арматурой при малых эксцентрицитетах производится по формуле

$$N_п \leqslant \frac{\varphi_{к.с}(0{,}85RS_к + R_{пр}S_б)}{e}. \quad (81)$$

В формулах (79)—(81):

$S_0 = S_к + \frac{R_{пр}}{R} S_б$ — статический момент площади комплексного сечения относительно центра тяжести менее сжатой (или растянутой) арматуры $F_а$;

$S_с = S_{к.с} + \frac{R_{пр}}{R} S_{б.с}$ — статический момент площади сжатой части комплексного сечения относительно центра тяжести арматуры $F_а$;

$S_{к.с}$ и $S_{б.с}$ — статические моменты площадей сжатой части сечения кладки и бетона относительно центра тяжести арматуры $F_а$;

$S_к$; $S_б$; и $S_а$ — статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры $F'_а$ относительно центра тяжести арматуры $F_а$;

$S'_к$; $S'_б$ и $S'_а$ — статический момент площадей сечения кладки, бетона и арматуры $F_а$ относительно центра тяжести арматуры $F'_а$;

e и e' — расстояния от точки приложения силы N до центра тяжести арматуры $F_а$ и $F'_а$;

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, по главе СНиП II-В.1-62.

Положение нейтральной оси определяется из уравнения (83) или при одиночной арматуре из уравнения (85).

Примечание. При расчете внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций при малых эксцентрицитетах, если центры тяжести арматуры $F_а$ и $F'_а$ находятся на расстоянии более 5 *см* от граней сечения, в формулах (79)—(81) статические моменты и эксцентрицитеты e и e' определяются относительно граней сечения.

6.3. Расчет внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций с расположением бетона с внешней стороны кладки (см. рис. 16, *а* и *в*) при больших эксцентрицитетах, т. е. при соблюдении условия $S_с < 0{,}8\ S_0$, производится по формуле

$$N_п \leqslant \varphi_{к.с} \left(1{,}05RF_{к.с} + 1{,}25R_{пр}F_{б.с} + R_а F'_а - R_а F_а\right), \quad (82)$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$1{,}05RS_{к.сN} + 1{,}25R_{пр}S_{б.сN} \pm R_а F'_а e' - R_а F_а e = 0. \quad (83)$$

Расчет внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций с одиночной растянутой арматурой при больших эксцентрицитетах производится по формуле

$$N_п \leqslant \varphi_{к.с} (1{,}05RF_{к.с} + 1{,}25R_{пр}F_{б.с} - R_а F_а), \quad (84)$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$1{,}05RS_{к.сN} + 1{,}25R_{пр}S_{б.сN} - R_а F_а e = 0. \quad (85)$$

В формулах (82)—(85):

$F_{к.с}$ — площадь сжатой зоны кладки;

$F_{б.с}$ — площадь сжатой зоны бетона;

$S_{к.сN}$ — статический момент сжатой зоны кладки относительно точки приложения силы;

$S_{б.сN}$ — статический момент сжатой зоны бетона относительно точки приложения силы.

Примечания: 1. В уравнении (83) знаки плюс или минус принимаются в соответствии с примечанием к п. 5.6.

2. Расчет внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций с расположением бетона внутри кладки при больших эксцентрицитетах производится по формулам (82)—(85), причем коэффициент при $R_{пр}$ принимается равным 1.

6.4. Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций производится по формуле

$$M \leqslant 1{,}05RS_{к.с} + 1{,}25R_{пр}S_{б.с} + R_а S_а, \quad (86)$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_а (F_а - F'_а) = 1{,}05RF_{к.с} + 1{,}25R_{пр}F_{б.с}. \quad (87)$$

Высота сжатой зоны комплексного сечения должна во всех случаях удовлетворять условиям (66), в которых S_0 и $S_с$ определяются по указаниям п. 6.2; z — плечо внутренней пары сил равно расстоянию от точки приложения равнодействующей усилий 1,05 $RF_{к.с}$ и 1,25 $R_{пр}F_{б.с}$ до центра тяжести арматуры $F_а$.

Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций с одиночной гибкой арматурой производится по формуле

$$M \leqslant 1{,}05RS_{к.с} + 1{,}25R_{пр}S_{б.с}, \quad (88)$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$R_а F_а = 1{,}05RF_{к.с} + 1{,}25R_{пр}F_{б.с}. \quad (89)$$

6.5. Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций на поперечную силу производится по указаниям п. 5.10, причем в формуле (74) принимается расчетное сопротивление $R_{гл}$ для кладки.

6.6. Расчет элементов комплексных конструкций при центральном растяжении производится по указаниям п. 5.11.

ЭЛЕМЕНТЫ, УСИЛЕННЫЕ ОБОЙМАМИ

6.7. Расчет элементов из кирпичной кладки, усиленной обоймами (рис. 17), производится при центральном сжатии по формулам:

а) при стальной обойме

$$N_п \leqslant \varphi\left[\left(m_к R + \frac{2{,}5\mu}{1+2{,}5\mu} \cdot \frac{R_a}{100}\right)F + R_a F'_a\right]; \quad (90)$$

б) при железобетонной обойме

$$N_п \leqslant \varphi\left[\left(m_к R + \frac{3\mu}{1+\mu} \cdot \frac{R_a}{100}\right)F + \right.$$
$$\left. + m_б R_{пр} F_б + R_a F'_a\right]. \quad (91)$$

в) при армированной штукатурной обойме

$$N_п \leqslant \varphi\left(m_к R + \frac{2{,}8\mu}{1+2\mu} \cdot \frac{R_a}{100}\right)F. \quad (92)$$

В формулах (90)—(92):

$N_п$ — приведенная продольная сила, определяемая по формуле (11);

F — площадь сечения кладки;

F'_a — площадь сечения продольной арматуры или продольных уголков стальной обоймы, устанавливаемых на растворе;

$F_б$ — площадь сечения бетона обоймы, заключенная между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя);

φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 17 (при определении φ значение α принимается как для обычной, неусиленной кладки);

μ — процент армирования при отношении сторон не более 2,5—μ определяется по формуле

$$\mu = \frac{2F_a(a+b)}{abs} 100; \quad (93)$$

F_a — сечение хомута или поперечной планки;

a и b — стороны сечения усиливаемого элемента;

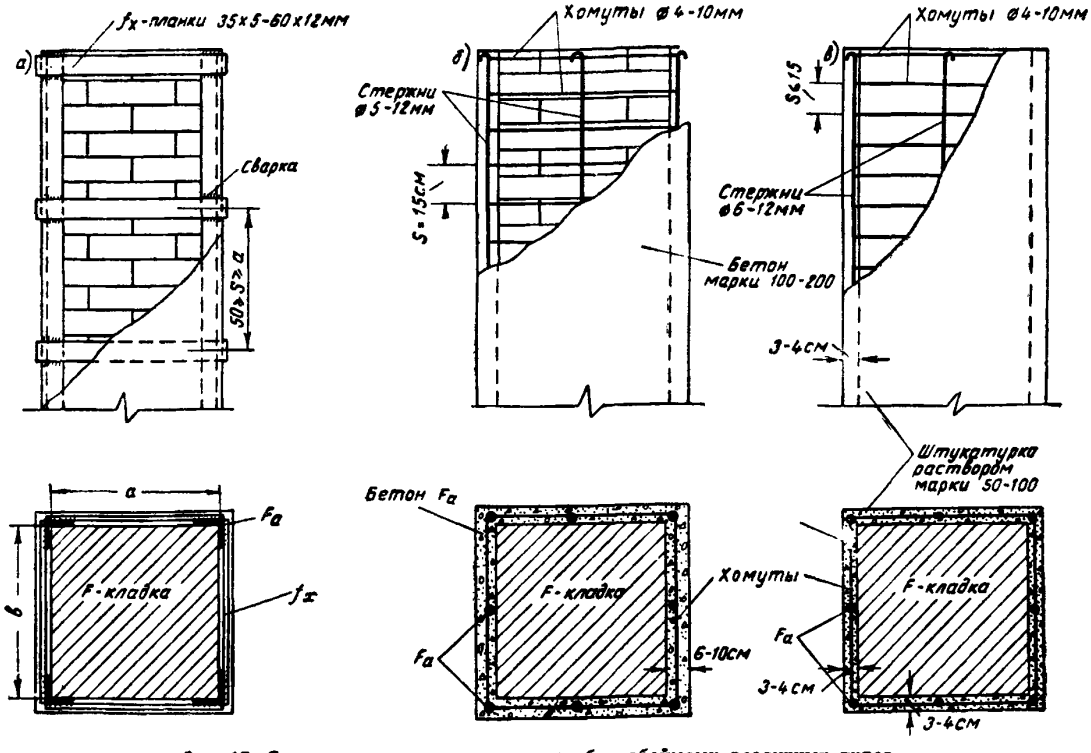

Рис. 17. Схема усиления кирпичных столбов обоймами различных типов

а — металлическая обойма; *б* — железобетонная обойма; *в* — армированная штукатурная обойма

s — расстояние между хомутами, ($s \leqslant 15$ *см*) или расстояние между осями поперечных планок ($a \geqslant s \leqslant b$, но не более 50 *см*);

$m_к$ — коэффициент условий работы кладки, равный:

$m_к = 1$ — для кладки без повреждений и $m_к = 0{,}7$ — для кладки частично разрушенной, с трещинами;

$m_б$ — коэффициент условий работы бетона, равный:

$m_б = 1$ — при передаче нагрузки на обойму с двух сторон (снизу и сверху);

$m_б = 0{,}7$ — при передаче нагрузки на обойму с одной стороны (снизу или сверху);

$m_б = 0{,}35$ — без непосредственной передачи нагрузки на обойму.

7. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

7.1. Расчет по деформациям производится в целях ограничения деформаций конструкций, поддерживающих или несущих кладку, облицовку или другие покрытия, такими пределами, которые гарантируют от появления в кладке или покрытиях недопустимых для нормальной эксплуатации трещин.

Расчет по деформациям производится на нормативные нагрузки для проверки:

а) высоких самонесущих стен, связанных с каркасами и работающих на поперечный изгиб, если несущая способность стен недостаточна для самостоятельного (без каркаса) восприятия нагрузок;

б) стеновых заполнений каркасов — на перекос в плоскости стен;

в) других элементов сооружений, в которых величины деформаций каменных или армокаменных конструкций или штукатурных и плиточных по ним покрытий определяются деформацией поддерживающих их конструкций, воспринимающих нагрузку, и в которых по условиям эксплуатации величины деформаций должны быть ограничены.

7.2. Деформации конструкций каркасов, работающих совместно с кладкой, определяются при действии нормативных нагрузок (постоянных и временных). В необходимых случаях должны учитываться деформации ползучести в железобетонных конструкциях при длительных нагрузках.

При наличии условий, обеспечивающих совместную работу кладки с элементами каркаса, разрешается учитывать передачу части усилий на кладку.

Относительные деформации кладки при осевом растяжении и при изгибе, вызываемые перемещениями каркаса, не должны превышать:

$0{,}15 \cdot 10^{-3}$ при I степени долговечности;

$0{,}20 \cdot 10^{-3}$ при II степени долговечности.

При определении по приведенным ниже формулам деформаций каменных стен, работающих совместно с каркасом, предполагается, что вся поперечная нагрузка воспринимается элементами каркаса, а деформации кладки следуют полностью за деформациями поддерживающих ее элементов каркаса.

7.3. Расчет по деформациям самонесущих стен, связанных со стойками каркаса анкерами, допускающими их раздельную осадку, должен производиться в тех случаях, когда для обеспечения прочности и устойчивости стены при действии приложенных к ней горизонтальных или внецентренных нагрузок необходимо опирание стены в горизонтальном направлении на стойки и ригели каркаса или на специальные пояса или ветровые фермы.

При расчете по деформациям самонесущих стен проверяют деформации растяжения в кладке стен в сечениях, в которых при расчете каркаса, поясов или ветровых ферм получены наибольшие изгибающие моменты. Деформации растяжения определяются исходя из условия одинакового радиуса кривизны стены и поддерживающей конструкции.

Относительные деформации кладки на растянутой грани стены определяются по формуле

$$\varepsilon = \varepsilon_и - \varepsilon_0, \qquad (94)$$

$$\varepsilon \leqslant \varepsilon_{пр},$$

где $\varepsilon_и$ — относительные деформации растяжения при изгибе, определяемые по формуле

$$\varepsilon_и = \frac{h-y}{\rho} = \frac{M^н (h-y)}{EI}; \qquad (95)$$

ε_0 — относительные деформации при сжатии, определяемые по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{N^н_к}{E_к F_к}; \qquad (96)$$

при расчете стены на изгиб в горизонтальной плоскости принимается $\varepsilon_0 = 0$;

$\varepsilon_{пр}$ — предельная относительная деформация, принимаемая по п. 7.2, а при предъявлении особых требований о недопустимости появления трещин в покрытиях на растянутой поверхности стен — по табл. 22.

В формулах (95) и (96):

$M^н$ — изгибающий момент в элементе каркаса от нормативных нагрузок;

EI — жесткость элемента каркаса при изгибе;

$h-y$ — расстояние от центра тяжести сечения кладки до растянутой грани стены;

$N^н_к$ — продольная сила сжатия в кладке стены от нормативных нагрузок;

$E_к$ и $F_к$ — модуль упругости по формуле (3) и площадь сечения элемента кладки.

Вместо определения деформаций по формуле (94) может быть проверена жесткость элемента каркаса по формуле

$$EI \geqslant \frac{M^н (h-y)}{\varepsilon_{пр} + \varepsilon_0}. \qquad (97)$$

Примечание. Если жесткость элемента кладки, связанного анкерами с каркасом, составляет более 10% от жесткости элемента каркаса, изгибающий момент в элементе каркаса $M^н$ в формулах (95) и (97) уменьшается путем умножения на отношение жесткостей

$$\frac{EI}{EI + E_к I_к},$$

где $I_к$ — момент инерции элемента кладки.

7.4. Самонесущие стены, поддерживаемые в горизонтальном направлении элементами каркаса, помимо расчета по деформациям должны быть также проверены расчетом по прочности на приложенные к ним непосредственно нагрузки с коэффициентами перегрузки и с учетом дополнительного момента, который создает в них изгиб совместно с каркасом:

а) В стенах, поддерживаемых вертикальными элементами каркаса (стойками), дополнительный момент может быть учтен введением в направлении прогиба стены эксцентриситета продольной силы, определяемого по формуле

$$e_0 = \frac{n_1 \varepsilon_и}{n_2 \varepsilon_0} \cdot \frac{r^2}{h-y}, \qquad (98)$$

где n_1 и n_2 — коэффициенты перегрузки для сил, создающих изгиб и сжатие стены;

$r = \sqrt{\frac{I_к}{F_к}}$ — радиус инерции сечения кладки.

Примечание. Если изгиб и сжатие создаются несколькими силами, имеющими различные коэффициенты перегрузки, то в формуле (98) принимается $\Sigma n \varepsilon_и$ и $\Sigma n \varepsilon_0$.

б) В стенах, поддерживаемых горизонтальным поясом или ветровой фермой, изгибающий момент в расчетном вертикальном элементе стены от ветровой и другой нагрузки определяется по формуле

$$M = M_0 + M', \qquad (99)$$

где M_0 — расчетный изгибающий момент в нижнем сечении вертикальной балки с заделанным внизу концом и опертой верхним концом на жесткую опору;

M' — дополнительный момент, вызываемый смещением верхней опоры, который определяется по формуле

$$M' = \frac{3n E_к I_к f}{H^2}; \qquad (100)$$

n — коэффициент перегрузки для сил, вызывающих поперечный изгиб;

f — прогиб опорного сечения элемента стены от нормативной нагрузки;

H — расстояние от оси горизонтального пояса или фермы до уровня заделки нижнего сечения стены.

Примечания: 1. При определении прогиба f горизонтального пояса или фермы разрешается не учитывать в запас прочности разгружающее действие кладки, уменьшающее прогиб.

2. При наличии нескольких горизонтальных поясов стена рассчитывается как неразрезная балка на упругих опорах.

7.5. Если деформации растяжения, вычисленные по формуле (94), превышают $\varepsilon_{пр}$ и в стене не может быть допущено устройство деформационных швов, то должна быть повышена определяемая по формуле (97) жесткость элемента каркаса, поддерживающего стену, или же кладка стены должна быть усилена продольным армированием.

При продольном армировании $\mu \geqslant 0{,}03\%$ предельные деформации растяжения, приведенные в п. 7.2, могут быть увеличены на 25%.

При больших деформациях, превышающих $\varepsilon_{пр}$ более чем на 25%, продольное армирование стены назначается исходя из расчета по прочности:

а) при изгибе в вертикальной плоскости — принимая эксцентриситет продольной силы по формуле (98);

б) при изгибе в горизонтальной плоскости — принимая изгибающий момент в вертикальном сечении кладки по формуле

$$M^н_к = \frac{n_1 \varepsilon_и F_к I_к}{h-y}. \qquad (101)$$

Модуль упругости для продольно армированной кладки принимается по указаниям п. 3.4.

Примечание. Если по условиям эксплуатации в штукатурных и других покрытиях самонесущих стен не может быть допущено появление трещин, они должны быть рассчитаны по раскрытию трещин по указаниям п. 8.2.

7.6. Конструкции, в которых по условиям эксплуатации не может быть допущено появление трещин в штукатурных и других покрытиях, должны быть проверены на деформации растянутых поверхностей. Эти деформации определяются при нормативных нагрузках, которые будут приложены после нанесения штукатурных или других покрытий и не должны превышать величин, приведенных в табл. 22.

Таблица 22

Предельные относительные деформации $\varepsilon_{пр}$ растяжения кладки, гарантирующие от появления трещин в штукатурных покрытиях на растянутой поверхности кладки

Виды и наличие штукатурки	Предельные относительные деформации $\varepsilon_{пр}$
Гидроизоляционная цементная штукатурка для конструкций, подверженных гидростатическому давлению жидкостей	$0{,}08 \cdot 10^{-3}$
Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле и однослойное покрытие из плиток каменного литья (диабаз, базальт) на кислотоупорной замазке	$0{,}05 \cdot 10^{-3}$
Двух- и трехслойное покрытие из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке:	
а) вдоль длинной стороны плиток	$0{,}10 \cdot 10^{-3}$
б) то же, вдоль короткой стороны плиток	$0{,}08 \cdot 10^{-3}$

Примечание. При продольном армировании конструкций, а также при оштукатуривании неармированных конструкций по сетке предельные деформации увеличиваются на 25%.

7.7. Расчет по деформациям растянутых поверхностей каменных конструкций из неармированной кладки производится по формулам:

на осевое растяжение

$$N^{н} \leqslant EF\varepsilon_{пр}, \qquad (102)$$

на изгиб

$$M^{н} \leqslant \frac{EI\,\varepsilon_{пр}}{h-y}, \qquad (103)$$

на внецентренное сжатие

$$N^{н} \leqslant \frac{EF\,\varepsilon_{пр}}{\frac{F(h-y)e_0}{I}-1}, \qquad (104)$$

на внецентренное растяжение

$$N^{н} \leqslant \frac{EF\,\varepsilon_{пр}}{\frac{F(h-y)e_0}{I}+1}. \qquad (105)$$

В формулах (102)—(105):

$N^{н}$ и $M^{н}$ — продольная сила и момент от нормативных нагрузок, которые будут приложены после нанесения на поверхность кладки штукатурных или плиточных покрытий;

$\varepsilon_{пр}$ — предельные деформации по табл. 22;

$h-y$ — расстояние от центра тяжести сечения кладки до наиболее удаленной растянутой грани покрытия.

Примечания: 1. Расчет по деформациям неармированных каменных конструкций, рассчитанных по прочности, не требуется в следующих случаях:

а) при известковых, цементно-известковых и цементных штукатурках (если они не применяются для гидроизоляции конструкций, подвергающихся гидростатическому давлению жидкостей) — для всех случаев расчета;

б) при других покрытиях — для конструкций, удовлетворяющих расчету на прочность по сопротивлению кладки растяжению по неперевязанным швам.

2. Расчет армированных каменных конструкций, деформации которых по условиям эксплуатации должны быть ограничены, производится по раскрытию трещин по указаниям п. 8.5.

3. Деформации железобетонных и стальных конструкций, несущих на себе каменные покрытия, деформации которых должны быть по условиям эксплуатации ограничены (стенки резервуаров, ванн и других емкостей с нормальным или повышенным давлением и др.), должны определяться по указаниям норм проектирования этих конструкций.

8. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

8.1. Расчет по образованию или раскрытию трещин (швов кладки) производится по расчетным или нормативным нагрузкам:

а) для неармированных каменных внецентренно сжатых элементов при наличии эксцентрицитета больше предельного $e_{пр}$ (табл. 23);

б) для продольно армированных изгибаемых, внецентренно сжатых и растянутых эле-

ментов, эксплуатируемых в условиях среды, агрессивной для арматуры;

в) для продольно армированных емкостей при наличии требований непроницаемости штукатурных и плиточных покрытий конструкций;

г) при выполнении смежных, работающих совместно конструктивных элементов кладки (например, сопряжения внутренних и наружных стен, облицовки и основной части стены и т. п.) из материалов различной деформативности (модуль упругости, ползучесть, усадка) или при значительной разнице в напряжениях этих элементов.

Примечание. Расчет по раскрытию трещин для особых сочетаний воздействий не требуется.

Таблица 23

Предельные эксцентрицитеты $e_{пр}$ внецентренно сжатых элементов неармированной кладки, при превышении которых требуется расчет по раскрытию трещин

Сочетания воздействий	$e_{пр}$
Основные сочетания	$0{,}7y$
Дополнительные сочетания	$0{,}8y$

Примечание. Сочетания воздействий принимаются согласно указаниям главы СНиП II-А.11-62.

8.2. Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно сжатых неармированных конструкций при $e_0 > e_{пр}$ должен производиться исходя из следующих предпосылок:

а) усилия определяются по расчетным нагрузкам;

б) в расчетных формулах принимается линейная эпюра напряжений внецентренного сжатия, как для упругого тела;

в) расчет производится для полного сечения по условному краевому напряжению растяжения, которое характеризует величину деформаций растянутой зоны.

Расчет неармированных элементов каменных конструкций по раскрытию трещин производится по формуле

$$N \leqslant \frac{m_{тр} R_{р.и} F}{\frac{Fe_0}{W} - 1} = \frac{m_{тр} R_{р.и} F}{\frac{F(h-y)e_0}{II} - 1}, \quad (106)$$

где $m_{тр}$ — коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин, принимаемый по табл. 24.

Таблица 24

Коэффициенты условий работы кладки по раскрытию трещин (швов кладки) $m_{тр}$

Условия работы кладки	Коэффициенты условий работы при степени долговечности		
	I	II	III
Неармированная внецентренно нагруженная и растянутая кладка	1,5	2	3
То же, с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкости	1,2	1,5	2
То же, с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой на замазке на жидком стекле	0,8	1	1
То же, с декоративной штукатуркой для конструкций с повышенными требованиями к отделке	1,2	1,2	—

Примечание. Коэффициенты условий работы по раскрытию трещин $m_{тр}$ при расчете продольно-армированной кладки на внецентренное сжатие, изгиб, осевое и внецентренное растяжение и главные растягивающие напряжения принимаются по табл. 24 с коэффициентами:

$k=1{,}25$ при $\mu \geqslant 0{,}1\%$;
$k=1$ при $\mu \leqslant 0{,}05\%$.

При промежуточных процентах армирования — по интерполяции по формуле $k=0{,}75+5\mu$.

8.3. Расчет продольно армированных растянутых, изгибаемых и внецентренно сжатых каменных конструкций по раскрытию трещин (швов кладки) должен производиться исходя из следующих предпосылок:

а) усилия определяются по нормативным нагрузкам;

б) расчет производится для всего сечения кладки и арматуры (без учета раскрытия швов), принимая закон линейного распределения напряжений по сечению;

в) расчетные сопротивления арматуры принимаются по табл. 25.

8.4. При расчете продольно армированных, внецентренно сжатых, изгибаемых и растянутых каменных конструкций по раскрытию трещин (швов кладки) сечение конструкций приводится к одному материалу (стали) по отношению модулей упругости кладки и стали

Таблица 25

Расчетные сопротивления арматуры $R_a^{тр}$ в кг/см² для продольно армированных конструкций при расчете их по раскрытию трещин

Наименование конструкций	Условия работы	Расчетные сопротивления арматуры $R_a^{тр}$ при степени долговечности		
		I	II	III
Продольно армированные изгибаемые и растянутые элементы в условиях агрессивной для арматуры среды	а) Растяжение кладки в горизонтальном направлении (по перевязанному сечению) . .	420	600	600
	б) Растяжение кладки в вертикальном направлении (по неперевязанному сечению)	250	350	350
Продольно армированные емкости при наличии требований непроницаемости покрытий каменных конструкций	а) Гидроизоляционная штукатурка	170	250	350
	б) Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле и однослойное покрытие из плиток каменного литья на кислотоупорной замазке	120	150	150
	в) Двух- и трехслойное покрытие из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке: растяжение вдоль длинной стороны плиток .	300	350	350
	растяжение вдоль короткой стороны плиток . . .	170	250	250

$$n' = \frac{E_к}{E_а}.$$

Площадь сечения, расстояние центра тяжести сечения до сжатой грани и момент инерции приведенного сечения определяются по формулам (рис. 18):

$$F_{пр} = n'F + F_а + F'_а; \qquad (107)$$

$$y_{пр} = \frac{n'Fy + F_а h_0 + F'_а a'}{F_{пр}}; \qquad (108)$$

$$I_{пр} = n'I + n'F(y_{пр} - y)^2 + F_а(h_0 - y_{пр})^2 + F'_а(y_{пр} - a')^2. \qquad (109)$$

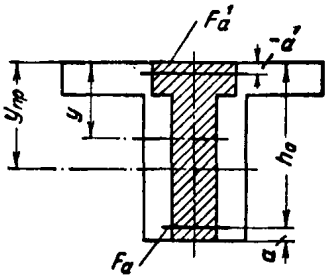

Рис. 18

В формулах (107)—(109):

n' — отношение модулей упругости кладки и стали;

F, y, I — площадь сечения, расстояние центра тяжести сечения до сжатой грани и момент инерции для сечения кладки;

$F_{пр}, y_{пр}, I_{пр}$ — те же величины для приведенного сечения.

8.5. Расчет по раскрытию трещин продольно армированных каменных конструкций производится по формулам:

на осевое растяжение

$$N^н \leqslant m_{тр} R_а^{тр} F_{пр}; \qquad (110)$$

на изгиб

$$M^н \leqslant \frac{m_{тр} R_а^{тр} I_{пр}}{h_0 - y_{пр}}; \qquad (111)$$

на внецентренное сжатие

$$N^н \leqslant \frac{m_{тр} R_а^{тр} F_{пр}}{\frac{F_{пр}(h_0 - y_{пр}) e_0}{I_{пр}} - 1}; \qquad (112)$$

на внецентренное растяжение

$$N^н \leqslant \frac{m_{тр} R_а^{тр} F_{пр}}{\frac{F_{пр}(h_0 - y_{пр}) e_0}{I_{пр}} + 1}. \qquad (113)$$

В формулах (110)—(113):

$N^н$ и $M^н$ — продольная сила и момент от нормативных нагрузок (при расчете конструкций по раскрытию трещин в штукатурных и плиточных покрытиях усилия определяются по нормативным нагрузкам, которые будут приложены после нанесения покрытий);

$m_{тр}$ — коэффициент условий работы кладки при расчете на трещины по табл. 24 с учетом примечания к ней;

$F_{пр}$, $y_{пр}$, $I_{пр}$ — параметры приведенного сечения по формулам (107)—(109);

$e_0 = \frac{M^н}{N^н}$ — эксцентрицитет продольной силы $N^н$.

8.6. При расчете по трещинам конструкций из неармированной или армированной кладки, в которых раскрытие швов в кладке может вызвать появление трещин в штукатурке, но не является опасным для прочности и устойчивости конструкций, в формулах расчета на прочность по растяжению всех видов ($R_р$, $R_{р.и}$, $R_{гл}$) принимаются продольные силы и изгибающие моменты по нормативным нагрузкам и коэффициенты условий работы по табл. 24.

Примечания: 1. Расчет по несущей способности конструкций, указанных в п. 8.6, должен производиться с учетом расчленения конструкций после возникновения трещин или образования шарниров в сечениях с раскрытием швов.

2. Если требования расчета по трещинам п. 8.6 не удовлетворены, в местах раскрытия швов должны быть предусмотрены деформационные швы.

9. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ И ИХ ЧАСТЕЙ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

9.1. При проектировании каменных и армокаменных конструкций необходимо, помимо расчета конструкций законченного здания в условиях их совместной работы с другими элементами здания, проверить расчетом прочность и устойчивость стен и других конструкций незаконченного здания в процессе их возведения. В случае, если по расчету устойчивость их окажется недостаточной, должны предусматриваться временные крепления до устройства перекрытий или других конструкций, обеспечивающих их устойчивость. Указания о необходимых временных креплениях должны быть приведены в рабочих чертежах. Крупноразмерные элементы конструкций (панели, крупные блоки и т. п.) должны быть дополнительно проверены расчетом для всех тех стадий изготовления, транспортирования и монтажа, при которых возможно повреждение этих элементов.

При проектировании необходимо учитывать требования главы СНиП III-В.4-62 «Каменные конструкции. Правила производства и приемки работ».

Примечания: 1. При проверке прочности и устойчивости конструкций незаконченного сооружения во время его возведения следует руководствоваться указаниями п. 3.1.

2. При расчете конструкций незаконченного здания в ранних возрастах кладки, если прочность раствора составляет менее 50% проектной (до 7 дней твердения в летних условиях и в более поздние сроки при температуре твердения ниже +10°), принимаются условные марки раствора, отвечающие его действительной прочности в эти сроки по табл. 38. Если прочность раствора составляет 50% и выше от проектной, при проверочных расчетах принимается проектная марка раствора.

3. Предельные высоты стен без укрепления их перекрытиями или покрытиями в зависимости от толщины стен, объемного веса кладки и величины ветровой нагрузки могут быть определены по указаниям главы СНиП III-В.4-62.

9.2. При проверке прочности и устойчивости стен, столбов, карнизов и других элементов зданий следует принимать, что элементы перекрытий (балки, плиты и накаты) укладываются по ходу кладки и что возможно опирание элементов здания (перекрытий, балконов, лестниц и др., в том числе и укрупненных) на свежую кладку.

Если условия возведения запроектированных конструкций требуют особой последовательности работ, выдерживания кладки или специальных конструктивных мероприятий, временных креплений и др., об этом должны быть сделаны специальные указания на чертежах.

9.3. Для кладки из камней правильной формы, за исключением кладки виброкирпичных панелей, необходимо соблюдение следующих минимальных требований к перевязке кладки:

а) для кладки из обычного кирпича толщиной 65 *мм* — 1 тычковый ряд на 6 рядов кладки;

б) для кладки из камней правильной формы при высоте ряда до 200 *мм* — 1 тычковый ряд на 3 ряда кладки;

в) при перевязке специальными связями (скобами из полосовой стали, проволоки и т. п.) — 1 связь сечением не менее 0,2 *см*^{2} на 0,5 *м*^{2} поверхности стены; связи устанавливаются на равных расстояниях по высоте и длине стены.

Тычки могут располагаться как в отдельных тычковых рядах, так и в чередовании с ложковыми камнями.

В стенах, выложенных по толщине из двух слоев различной прочности (при разнице в расчетных сопротивлениях кладки слоев более чем в два раза), указанное количество тычков или связей увеличивается в 1,5 раза.

Примечание. Перевязка стены металлическими связями не обеспечивает перераспределения вертикальных нагрузок между перевязанными частями стены. Каждая часть стены работает в этом случае на нагрузки, которые к ней непосредственно приложены.

9.4. Стены и столбы должны быть защищены от грунтовой сырости со стороны фундаментов и от атмосферной сырости со стороны примыкающих тротуаров и отмосток устройством гидроизоляционного слоя на высоте 15—50 *см* от уровня тротуара или верха отмостки.

Подоконники, пояски, парапеты и тому подобные выступающие, особо подверженные увлажнению части стен должны, как правило, иметь защитные покрытия.

При применении для кладки стен материалов с морозостойкостью марки ниже Мрз15 рекомендуется устройство свеса кровли с выносом не менее 35 *см*.

Таблица 26

Группы кладок

№ п/п	Вид кладки	Группы кладок			
		I	II	III	IV
1	Крупные блоки из кирпича или камней (вибрированные и невибрированные)	На растворе марки 25 и выше	—	—	—
2	Сплошная кладка из кирпича или камней правильной формы марки 50 и выше	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—	—
3	То же, марок 35 и 25	—	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—
4	То же, марок 15, 10 и 7	—	—	На любом растворе	—
5	То же, марки 4	—	—	—	На любом растворе
6	Кладка из грунтовых материалов	—	—	На известковом растворе	На глиняном растворе
7	Облегченная кладка из кирпича или бетонных камней с перевязкой горизонтальными тычковыми рядами или скобами	На растворе марки 25 и выше с бетоном или вкладышами марки 25 и выше	На растворе марки 10 и выше с бетоном или вкладышами марок 10 и 15	С бетоном марки 7 или с засыпкой	—
8	Облегченная кладка колодцевая (с перевязкой вертикальными стенками)	То же	На растворе марки 10 и выше с бетоном или вкладышами марки 15 и ниже или с засыпкой	—	—
9	Кладка из бута под скобу или из плитняка	На растворе марки 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4	—
10	Кладка из постелистого бута	—	На растворе марки 25 и выше	На растворе марок 10 и 4	На глиняном растворе
11	Кладка из рваного бута	—	На растворе марки 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4
12	Бутобетон	На бетоне марки 100 и выше	На бетоне марок 75 и 50	На бетоне марки 35	—

Продолжение табл. 26

9.5. Неармированные кладки из каменных материалов в зависимости от вида кладки, а также прочности камней и растворов подразделяются на четыре группы, согласно табл. 26.

9.6. Наружные каменные стены в зависимости от конструктивной схемы здания подразделяют на:

несущие, воспринимающие кроме нагрузок от собственного веса стен также нагрузки от покрытия (крыши), перекрытий, кранов и т д.;

самонесущие, воспринимающие нагрузку только от собственного веса стен всех этажей здания и ветровую нагрузку;

ненесущие (в том числе навесные), воспринимающие только нагрузки от собственного веса и ветра в пределах одного этажа или одной панели каркасных зданий.

В зданиях с самонесущими и ненесущими наружными стенами нагрузки от покрытий, перекрытий, кранов и т. д. передаются на каркас или поперечные конструкции зданий.

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЗДАНИЙ

9.7. Каменные стены и столбы зданий при расчете на горизонтальные нагрузки, внецентренное и центральное сжатие принимаются опирающимися в горизонтальном направлении на междуэтажные перекрытия, покрытия и поперечные стены. Эти опоры по степени жесткости делятся на жесткие и упругие.

За жесткие опоры принимаются:

а) поперечные устойчивые конструкции: поперечные стены каменные толщиной не менее 12 *см* и железобетонные толщиной не менее 6 *см*, контрфорсы, поперечные рамы с жесткими узлами, отрезки поперечных стен и другие конструкции, рассчитанные на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен;

б) покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными устойчивыми конструкциями не более указанных в табл. 27;

в) ветровые пояса, фермы, ветровые связи и железобетонные обвязки, рассчитанные по

прочности и по деформациям на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен.

За упругие опоры принимаются покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными устойчивыми конструкциями, превышающем указанные в табл. 27 при отсутствии ветровых связей, указанных в п. 9.7, в.

Таблица 27

Максимальные расстояния $l_{ст}$ между поперечными конструкциями, при которых покрытия и перекрытия считаются жесткими опорами для стен и столбов

	Тип перекрытия и покрытия	Расстояние в *м* между поперечными конструкциями при группе кладок по табл. 26			
		I	II	III	IV
А	Железобетонные и армокаменные сборные замоноличенные (примечание 3) и монолитные покрытия и перекрытия .	54	42	30	—
Б	Перекрытия и покрытия из сборных железобетонных настилов (примечание 4) и из железобетонных или стальных балок с настилом из плит или камней	42	36	24	—
В	Деревянные перекрытия и покрытия . . .	30	24	18	12

Примечания: 1. Указанные в табл. 27 предельные расстояния должны быть уменьшены в следующих случаях: а) при скоростных напорах ветра 70, 85 и 100 *кг/м²* — соответственно на 15, 20 и 25%; б) при высоте зданий более 21 *м* до 32 *м* — на 10%, более 33 *м* до 48 *м* — на 20% и более 48 *м* — на 25%; в) для узких зданий при ширине здания b менее двойной высоты этажа H — пропорционально отношению $\frac{b}{2H}$.

2. Указанные в табл. 27 расстояния $l_{ст}$ не распространяются на здания из крупных панелей.

3. В сборных замоноличенных перекрытиях типа *А* стыки между плитами должны быть усилены для передачи через них растягивающих усилий (путем сварки выпусков арматуры, прокладки в швах дополнительной арматуры с заливкой швов раствором марки не ниже 100 — при плитах из тяжелого бетона и марки не ниже 50 — при плитах из легкого бетона, или другими способами замоноличивания).

4. В перекрытиях типа *Б* швы между плитами или камнями, а также между элементами заполнения и балками должны быть тщательно заполнены раствором марки не ниже 50.

9.8. Стены и столбы при отсутствии связи с перекрытиями (катковые опоры и т. п.) рассматриваются как свободно стоящие консоли, заделанные в грунт; при этом разрешается учитывать горизонтальную опорную реакцию, создаваемую катковой опорой.

9.9. Стены и столбы при расчете зданий с упругими опорами рассматриваются как стойки рам, заделанные в грунт и связанные шарнирно покрытиями. Влияние поперечных стен в этом случае не учитывается.

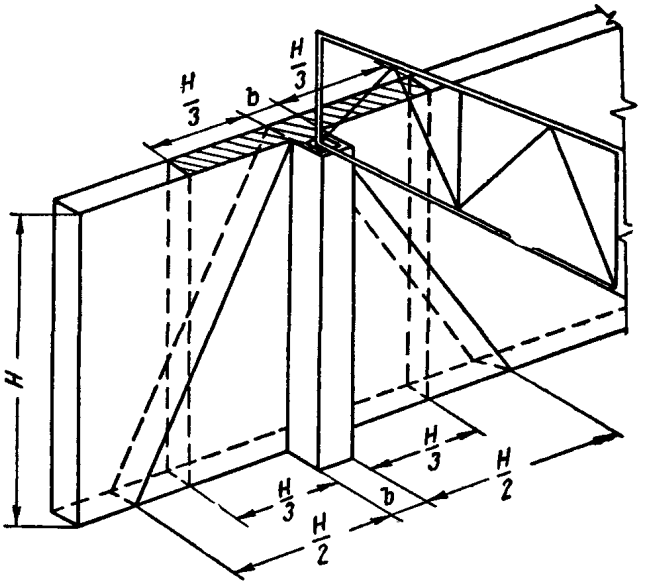

Рис. 19

Расчет ведется на основные, дополнительные и особые сочетания нагрузок в соответствии с указаниями главы СНиП II-А.11-62.

9.10. В стенах с пилястрами ширина полок таврового сечения стены, учитываемая в расчете, принимается согласно следующим указаниям.

а) Если конструкция верхнего покрытия обеспечивает передачу давления по всей линии опирания плиты покрытия на стену, за ширину полок принимается полная ширина стены между проемами, а в глухих стенах — между серединами примыкающих к пилястре пролетов.

б) Если боковое давление от стены на покрытие передается через отдельные точки в местах опирания на стены ферм или прогонов покрытия, принимается переменная ширина полки, увеличивающаяся по прямолинейному закону по высоте H от 0 у верхней точки до $^1/_2 H$ в каждую сторону от края пилястры на расстоянии H (рис. 19). Если стена с пилястрой рассматривается как стойка рамы с постоянным по высоте сечением, эквивалентным по прогибу верхней точки, то ширина полки

принимается $^1/_3H$ в каждую сторону от края пилястры, но не более ширины стены между проемами.

в) При тонких стенах с пилястрами, если высота полки меньше $^1/_{10}$ высоты сечения пилястры, сечение полки не учитывается.

9.11. Стены и столбы одноэтажных зданий с упругими опорами рассчитываются:

а) на нагрузки, прилагаемые до установки покрытий (собственный вес стен, отдельные виды оборудования и др.), — как свободно стоящие, заделанные в грунт;

б) на нагрузки, прилагаемые после устройства покрытий (вес покрытий, снег, ветер и др.), — как стойки рам, шарнирно связанные покрытиями и заделанные в грунт;

в) на нагрузки, прилагаемые одновременно только к двум-трем поперечным рамам (крановые нагрузки); при наличии покрытий или других конструкций, обеспечивающих распределение горизонтальных усилий, разрешается учитывать вовлечение в работу соседних конструкций здания на длину по $^1/_4$ $l_{ст}$ (по табл. 27) в обе стороны от загруженных рам.

9.12. Стены и столбы, имеющие в плоскостях междуэтажных перекрытий опоры, рассматриваемые согласно п. 9.7 как жесткие, рассчитываются на внецентренную нагрузку как вертикальные неразрезные балки.

В целях упрощения расчета допускается считать стену или столб расчлененными по высоте на однопролетные балки с расположением опорных шарниров в плоскостях опирания перекрытий. При этом нагрузка от верхних этажей принимается приложенной в центре тяжести сечения стены или столба вышележащего этажа, а нагрузки в пределах данного этажа считаются приложенными с фактическими эксцентрицитетами относительно центра тяжести сечения стены или столба с учетом изменения сечения в пределах этажа и ослабления горизонтальными и наклонными бороздами. При отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, разрешается принимать расстояние от точки приложения опорной реакции прогонов, балок или настила до внутренней грани стены или опорной плиты равным одной трети глубины заделки, но не более 10 *см*.

9.13. Стены здания с жесткой конструктивной схемой, обеспечивающие его жесткость (поперечные стены вместе с прилегающими участками продольных стен, вводимыми в совместную работу), при расчете на горизонтальные нагрузки рассматриваются как вертикальные консоли сложного сечения (двутавр, тавр или швеллер), заделанные в грунт. Горизонтальная нагрузка передается на поперечные стены через перекрытия и принимается приложенной по оси поперечных стен.

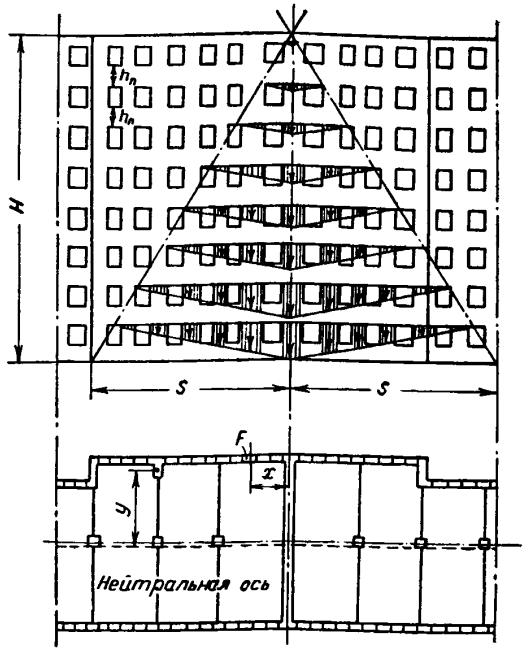

Рис. 20

Расчетная длина участков продольных стен (рис. 20), вводимых в совместную работу с поперечной стеной, принимается по формулам:

а) для глухой стены

$$s = 0{,}8H; \qquad (114)$$

б) для стен с проемами

$$s = 0{,}7\,\Sigma h_{\text{пояс}} \sqrt[3]{\frac{F_{\text{бр}}}{F_{\text{нт}}}}, \qquad (115)$$

где H — расстояние от верха поперечной стены до уровня рассчитываемого сечения;

$\Sigma h_{\text{пояс}}$ — суммарная высота горизонтальных поясов кладки между оконными проемами от верха стены до уровня рассчитываемого сечения;

$F_{\text{бр}}$ — площадь горизонтального сечения сплошной части стены (поясов) на длине s стены;

$F_{нт}$ — общая площадь горизонтального сечения простенков на той же длине s.

Нормальные напряжения от изгиба в продольных стенах (полках сечения) приближенно принимаются убывающими по линейному закону от своего максимума на оси поперечной стены до нуля на расстоянии s от оси поперечной стены. При расчете всего сечения по обычным формулам изгиба, в которых предполагается равномерное распределение напряжений по ширине полки, принимается приведенная ширина полок сечения по $^1/_2$ s в каждую сторону от оси поперечной стены, а в торце здания — в одну сторону от оси торцовой стены.

При включении в совместную работу поперечных и продольных стен должно быть обеспечено восприятие сдвигающих усилий в местах их взаимного примыкания, величина которых в пределах одного этажа определяется по формуле

$$T_{эт} = \frac{QF_{нт}yH_{эт}}{I_{нт}}, \qquad (116)$$

где Q — расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки в середине высоты этажа;

y — расстояние от оси продольной стены до оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане;

$I_{нт}$ — момент инерции сечения стен относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане, определяемый с учетом приведенной ширины участков продольных стен ($^1/_2$ s в каждую сторону от оси поперечной стены).

В случаях, когда восприятие сдвигающих усилий между продольными и поперечными стенами не обеспечивается конструктивными мероприятиями (перевязкой кладки, сваркой закладных деталей и т. п.), участие в работе продольных стен не учитывается.

9.14. Дополнительные продольные усилия N в стенах и простенках продольных стен, вызываемые изгибом коробки стен здания от горизонтально действующей нагрузки, определяются по формуле

$$N = \frac{MFy}{I_{нг}}\left(1 - \frac{x}{s}\right), \qquad (117)$$

где M — расчетный изгибающий момент от горизонтальной нагрузки, передаваемый через перекрытия на поперечную стену на уровне рассчитываемого сечения;

F — площадь сечения рассчитываемого простенка;

y — расстояние от оси простенка до оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане (см. рис. 20);

x — расстояние оси простенка от оси поперечной стены.

Примечание. При определении $I_{нт}$ принимается приведенная ширина полки сечения s в соответствии с п. 9.13.

9.15. Расчет поперечных стен на главные растягивающие напряжения производится по формуле:

$$Q \leqslant \frac{R_{ск}hl}{\mu}, \qquad (118)$$

где

$$R_{ск} = \sqrt{R_{гл}(R_{гл} + \sigma_0)}, \qquad (119)$$

где $R_{ск}$ — расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой продольной расчетной силой N, определяемой с коэффициентом перегрузки $n = 0{,}9$;

$$\sigma_0 = \frac{N}{F};$$

h — толщина поперечной стены на участке, где эта толщина наименьшая, при условии, если длина этого участка превышает $^1/_4$ высоты этажа или же $^1/_4$ длины стены; при наличии в стене каналов их ширина из толщины стены исключается;

l — длина поперечной стены в плане; если в сечение входят полки в виде отрезков наружных или продольных внутренних стен, то l — расстояние между осями этих полок;

$\mu = \frac{S_0 l}{I}$ — коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении; значения μ могут приниматься: для двутавровых сечений $\mu = 1{,}15$; для тавровых сечений $\mu = 1{,}35$; для прямоугольных сечений (без учета работы продольных стен) $\mu = 1{,}5$;

S_0 — статический момент половины сечения (части сечения, находящейся по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести сечения);

I — момент инерции всего сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения.

9.16. Если сопротивление кладки скалыванию по формуле (118) недостаточно, она может быть армирована продольной арматурой в горизонтальных швах. Расчетное сопротивление скалыванию армированной кладки $R_{а.ск}$ может быть определено по формуле

$$R_{а.ск} = \sqrt{\frac{\mu R_а}{100}\left(\frac{\mu R_а}{100} + \sigma_0\right)}, \qquad (120)$$

где μ — процент армирования, определяемый по вертикальному сечению стены.

9.17. Расчетная перерезывающая сила в перемычках от горизонтальной нагрузки определяется по формулам:

а) в поперечных стенах

$$T = \frac{QH_{эт}\,\mu}{l}; \qquad (121)$$

б) в продольных стенах

$$T = \frac{QH_{эт}}{2l}\left(1 - \frac{x}{s}\right)^2, \qquad (122)$$

где Q — расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки, воспринимаемая поперечной стеной в уровне перекрытия, примыкающего к рассчитываемым перемычкам;

$H_{эт}$ — расстояние по высоте между серединами проемов, разделяемых перемычкой;

x — расстояние оси проема в продольной стене от оси поперечной стены;

s — длина участка продольной стены по формуле (114) или (115);

l — длина поперечной стены в плане (п. 9.15).

9.18. Расчет перемычек на расчетную перерезывающую силу T от горизонтальной нагрузки, определяемую по формулам (121) и (122), производится на скалывание и на изгиб по формулам (123) и (124), причем принимается меньшая из двух полученных величин:

$$T \leqslant \frac{2}{3} R_{гл} F, \qquad (123)$$

$$T \leqslant \frac{1}{3} R_{р.и} F \frac{c}{l_п}, \qquad (124)$$

где c и $l_п$ — высота и пролет перемычки (в свету);

F — поперечное сечение перемычки.

Примечания: 1. Если сопротивление кладки недостаточно, перемычка должна быть усилена продольным армированием или железобетонными балками, рассчитываемыми на изгиб и скалывание на момент $M = \frac{Tl_п}{2}$ и поперечную силу $Q = T$ по указаниям главы СНиП II-В.1-62; расчет заделки концов балок в кладку производится по указаниям п. 4.24.

2. В продольных стенах в первую очередь проверяются расчетом на скалывание перемычки в проемах, ближайших к поперечным стенам, и перемычки проемов над балконными дверями, имеющие меньшую высоту.

9.19. Поперечные стены и стены лестничных клеток, обеспечивающие жесткость и устойчивость здания, должны быть проверены расчетом на действующие в их плоскости изгибающие моменты и поперечные силы от горизонтальной нагрузки на участке между поперечными стенами. Поперечные стены рассчитываются на внецентренное сжатие и скалывание с учетом действующих в них нормальных сжимающих сил в соответствии с указаниями пп. 4.7—4.9 и 9.15—9.18.

Если связи между стенами не обеспечивают восприятия сдвигающих сил, определяемых по формуле (116), то вся горизонтальная нагрузка воспринимается только поперечными стенами. Совместная работа поперечных и продольных стен при перевязке их сетками или анкерами не учитывается.

9.20. При расчете стен и простенков на изгиб по вертикальному пролету между перекрытиями, которые могут рассматриваться как жесткие опоры (9.7), расчетный изгибающий момент может быть определен с учетом неразрезности конструкций и частичной заделки перекрытий по приближенной формуле

$$M_в = \frac{qH^2}{12}. \qquad (125)$$

9.21 *. Стены зданий с железобетонным или стальным каркасом и заполнением кладкой, расположенной в плоскости каркаса (рис. 21, *а*), при действии сейсмических нагрузок следует рассчитывать с учетом несущей способности заполнения.

При расчете на ветровые нагрузки кладку заполнения следует учитывать только при определении жесткости стен. В расчетной схеме стены заполнение панелей каркаса допускается заменять условными раскосами (рис. 21, *б*).

Расчетное значение горизонтальной проекции усилия в условных раскосах не должно превышать величины

$$x = \frac{0{,}7R_{ср}\,lh}{1 - \frac{\alpha}{\beta}}\gamma, \qquad (126)$$

где l — длина заполнения панели;

h — толщина заполнения;

H — высота заполнения;

$\beta = \frac{l}{H}$; применение формулы (126) допускается при удовлетворении неравенства $0{,}8 \leqslant \beta \leqslant 2$;

α — коэффициент, принимаемый равным $\alpha=0{,}5$ — для кладки из сплошных камней и $\alpha=0$ — для кладки из пустотелых камней;

γ — коэффициент, учитывающий влияние проема; для сплошного заполнения $\gamma=1$; для заполнения с проемом шириной $l_1 \leqslant 0{,}6\,l$ и высотой $H_1 \leqslant 0{,}65\,H$ (рис. 21, *в*) при условии $\frac{H_1}{l_2} \leqslant 2$ (l_2 — ширина простенка) коэффициент ν можно определять по формуле

$$\gamma = 0{,}5\left\{1 - 1{,}54\left[1 - 0{,}25\left(1 - \frac{l_1}{l}\right)\right]\frac{H_1}{H}\right\}. \quad (127)$$

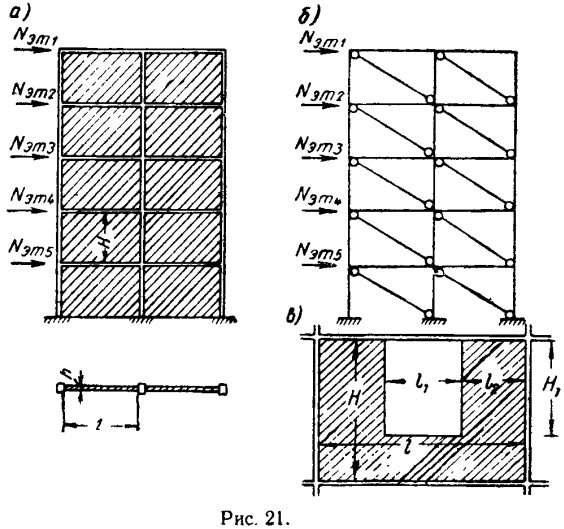

Рис. 21.

Каркасная стена с заполнением (*а*); условная расчетная схема (*б*); схема устройства проема в заполнении (*в*).

Учет несущей способности заполнений с проемами в работе каркасной стены допускается в том случае, если в рассматриваемом ярусе каркасной стены кроме заполнений с проемами имеется не менее 30% (от количества панелей каркаса) сплошных заполнений.

СТЕНЫ ИЗ ВИБРОКИРПИЧНЫХ ПАНЕЛЕЙ И КРУПНЫХ БЛОКОВ (БЕТОННЫХ И КИРПИЧНЫХ)

9.22. Виброкирпичные панели состоят из одного или двух кирпичных слоев толщиной 1; $^1/_2$ и $^1/_4$ кирпича на растворе, уплотненном методом вибрации и из термоизоляционного слоя (для утепленных панелей). Швы кирпичных слоев должны быть тщательно заполнены раствором. Панели должны быть армированы конструктивной или учитываемой в расчете двойной арматурой. Для изготовления панелей применяются глиняный или силикатный кирпич марок 100—200 и раствор марок 75—150.

Примечания: 1. Виброкирпичные панели толщиной $^1/_4$ кирпича могут применяться только для ненесущих перегородок.

2. Проектирование зданий со стенами из виброкирпичных панелей производится по настоящим нормам и специальным указаниям.

9.23. Виброкирпичные панели армируются сварными каркасами.

Если армирование учитывается при расчете панелей, то вертикальные каркасы должны быть установлены на расстояниях не более 80 *см* друг от друга и диаметр арматуры должен быть не менее 8 *мм*.

Если при расчете учитывается работа сжатой арматуры введением коэффициента $m_{а.к}$ (п. 4.12), расстояние между поперечными стержнями сварных каркасов (хомутами) принимается не более $20d$ (d — диаметр продольного стержня).

При армировании панелей конструктивной арматурой расстояние между вертикальными каркасами должно быть не более 135 *см*. Диаметр продольных стержней вертикальных каркасов принимается не менее 6 *мм*, а горизонтальных каркасов — 4 *мм*; стержни каркасов, к которым привариваются закладные детали, принимаются диаметром не менее 8 *мм*. Обязательна также установка каркасов по наружному контуру панелей, а при наличии проемов, кроме того, на уровне верха и низа проема и по его сторонам. Панели без проемов должны быть армированы также одним горизонтальным каркасом или стержнями арматуры, расположенными в середине высоты панели.

Толщина растворных швов (ребер) из тяжелого раствора, в которых расположены каркасы, и толщина швов по периметру панели должна быть не более 30 *мм*.

9.24. Расчетные сопротивления сжатию вибрированных кирпичных панелей и кладки из крупных вибрированных кирпичных блоков принимаются по табл. 2, кладки из крупных бетонных блоков и блоков из природного камня — по табл. 3, а кладки из крупных невибрированных кирпичных блоков — по табл. 4.

При расчете виброкирпичных панелей должны учитываться указания, приведенные в пунктах 4.10—4.12.

Марку раствора для монтажных швов стен из виброкирпичных панелей следует принимать не ниже 100 для зданий выше трех этажей и не ниже 75 для зданий до трех этажей.

Марку раствора для монтажных швов кладки из крупных кирпичных блоков (вибрированных и невибрированных) следует принимать на одну ступень выше марки раствора блоков.

9.25. Стены из виброкирпичных панелей в местах опирания перекрытий рассчитываются на внецентренное сжатие для сечения панели, расположенного непосредственно под перекрытием, с учетом нагрузок от перекрытия и нагрузок, передаваемых стеной вышележащего этажа по формуле

$$N \leqslant kRF\psi, \qquad (128)$$

где R — расчетное сопротивление по табл. 2;

F — расчетная площадь сечения;

ψ — коэффициент по табл. 19 в зависимости от величины эксцентрицитета (с учетом случайного);

k — коэффициент, учитывающий влияние монтажного горизонтального шва на несущую способность стены, принимается равным 0,9 при отвердевшем и 0,5 при свежеоттаявшем растворе.

9.26. В зданиях со стенами из крупных блоков связь между продольными и поперечными стенами осуществляется:

а) в наружных углах — перевязкой кладки специальными угловыми блоками не менее одного ряда блоков на этаж;

б) в местах примыкания внутренних поперечных стен к продольным, а также средней продольной стены к торцовым — закладкой Т-образных анкеров из полосовой стали или арматурных сеток из круглой стали.

Анкеры или сетки закладываются в расположенные на одном уровне горизонтальные швы в продольных и поперечных стенах. Связи между продольными и поперечными стенами должны быть установлены в количестве не менее одной в каждом этаже.

ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ

9.27. Максимальное расстояние между температурными швами в стенах крупнопанельных зданий принимается равным 80 *м*, а в стенах крупноблочных зданий по табл. 28, как для кладки из обыкновенного глиняного кирпича и керамических камней. В стенах из крупных силикатных блоков или блоков, изготовленных из силикатного кирпича, расстояние между температурными швами принимается по табл. 28, как для кладки из силикатного кирпича.

Таблица 28

Максимальные расстояния *s* между температурными швами в стенах отапливаемых зданий

Расчетная зимняя наружная температура в *град.*	Расстояние между температурными швами s в *м*					
	при кладке из обыкновенного глиняного кирпича и керамических камней на растворах марок			при кладке из силикатного кирпича и бетонных камней на растворах марок		
	100—50	25—10	4	100—50	25—10	4
Ниже—30	50	75	100	30	40	50
От—21 до—30	60	90	120	40	50	60
От—11 до—20	80	120	150	45	60	80
—10 и выше	100	150	200	50	75	100

Примечания: 1. Для кладки из природного камня расстояния между температурными швами принимаются как для кладки из силикатного кирпича с умножением на коэффициент 1,25.

2. Расстояния, указанные в табл. 28, должны уменьшаться путем умножения на коэффициенты:

0,7 — для стен закрытых неотапливаемых зданий;

0,5 — для открытых каменных сооружений.

3. Для стен из бутобетона расстояния между температурными швами принимаются в два раза меньше, чем для кладки из бетонных камней на растворах марок 100—50, но не менее 20 *м* для стен внутри здания или в грунте и не менее 10 *м* для открытых сооружений.

4. В подземных сооружениях, расположенных в зоне промерзания грунта, расстояния между температурными швами в каменных стенах могут быть увеличены в два раза.

5. Для стен из комбинированной кладки, например из глиняного кирпича, облицованного силикатным кирпичом, максимальные расстояния между температурными швами могут определяться как среднее значение между расстояниями, приведенными в табл. 28 для кладки из глиняного и силикатного кирпича.

9.28. В тех случаях, когда расстояние между температурными швами l превышает предельное s, указанное в табл. 28, в швах кладки должна быть уложена горизонтальная арматура, воспринимающая температурные напряжения.

В стенах с проемами арматура укладывается в междуоконных поясах. При отсутствии проемов арматуру рекомендуется укладывать на уровне междуэтажных перекрытий. По толщине стены арматура располагается: в неотапливаемых зданиях равномерно, а в отапливаемых зданиях сосредоточивается ближе к наружной стороне так, чтобы центр

тяжести арматуры отстоял от наружной грани стены на $^1/_3$ ее толщины. Армируется средний участок отсека между швами длиной

$$l' = (l - s + 7)\ м. \qquad (129)$$

Усилие, воспринимаемое арматурой, допускается определять по формуле

$$N_a = n\left(\frac{l}{s} - 1\right) R_p^н F, \qquad (130)$$

где n — коэффициент, учитывающий характер распределения температурных напряжений по толщине стены; для неотапливаемых зданий и открытых сооружений $n=1$, а для отапливаемых $n=0{,}5$;

$R_p^н$ — нормативное сопротивление кладки осевому растяжению по перевязанному сечению, принимаемое равным $R_p^н = 2{,}2\,R_p$;

F — площадь вертикального сечения армируемого пояса кладки в пределах этажа.

Площадь поперечного сечения арматуры в пределах армируемого пояса кладки определяется по формуле

$$F_a = \frac{N_a}{R_a}. \qquad (131)$$

Примечания: 1. Полное расчетное сечение арматуры может укладываться только в средних $^2/_3$ длины l'. На концах участка l' сечение арматуры может быть уменьшено до $^2/_3\,F_a$.

2. Под междуоконным поясом кладки понимается полоса стены от оконной перемычки нижнего проема до подоконника верхнего проема. В стенах без проемов под поясом кладки понимается высота всего этажа. При ослаблении пояса кладки под отдельными проемами (балконные двери, холодные шкафы и т. п.) армирование исчисляется по неослабленному сечению пояса.

9.29. Деформационные швы в стенах, связанных со стальными или железобетонными конструкциями, должны совпадать со швами в этих конструкциях. При необходимости в кладке делаются дополнительные температурные швы без разрезки в этих местах стальных или железобетонных конструкций.

9.30. Осадочные швы должны быть предусмотрены во всех случаях, когда можно ожидать неравномерную осадку основания сооружения, как, например:

а) в местах сопряжения участков здания, расположенных на разнородных или на обжатых и необжатых грунтах (при разновременном возведении отсеков здания);

б) при пристройке к существующим зданиям;

в) при значительной разнице в высотах отдельных частей зданий, превышающей 10 *м*, если в проекте не предусмотрены распределительные пояса для более равномерного распределения давления в кладке;

г) при значительной разнице в ширине подошвы и глубине заложения фундаментов соседних стен, когда разница расчетных деформаций основания превышает величину предельных деформаций по указаниям главы СНиП II-Б.1-62.

ДОПУСТИМЫЕ ОТНОШЕНИЯ ВЫСОТ СТЕН И СТОЛБОВ К ИХ ТОЛЩИНАМ

9.31. Отношение $\beta = \frac{H}{h}$, где H — высота этажа по п. 4.3 и h — толщина стены или меньшая сторона прямоугольного сечения столба, при свободной длине стены l менее 2,5 H не должно превышать величин, приведенных в табл. 29.

Таблица 29

Предельные отношения $\beta = \frac{H}{h}$ для стен без проемов, несущих нагрузки от перекрытий или покрытий, при свободной длине стены l менее 2,5 H (для кладок из камней и блоков правильной формы)

Марка раствора	Предельные отношения β при группе кладки по табл. 26			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	—	—
25	22	20	17	—
10	20	17	15	14
4 и ниже	—	15	14	13

Для стен с пилястрами и столбов сложного сечения вместо h принимается условная толщина $h' = 3{,}5\,r$, где $r = \sqrt{\frac{I}{F}}$. Для столбов круглого и многоугольного сечения, вписанного в окружность, $h' = 0{,}85\,d$, где d — диаметр сечения столба.

Примечание. При высоте этажа H больше свободной длины стены l отношение $\frac{l}{h}$ не должно превышать значений $\beta = \frac{H}{h}$ по табл. 29.

9.32. Предельные отношения β для стен и перегородок, характеризующихся условиями,

отличными от указанных в табл. 29, принимаются по табл. 29 с умножением на коэффициенты k, приведенные для стен в табл. 30 и для столбов в табл. 31.

9.33.* Предельные отношения β, приведенные в табл. 29 и умноженные на поправочные коэффициенты k по табл. 30, для стен и перегородок могут быть увеличены:

а) при конструктивном продольном армировании ($\mu \geqslant 0{,}05\%$) в одном направлении — на 20%, а в двух направлениях — на 30%;

б) при малых расстояниях между связанными со стенами поперечными устойчивыми конструкциями, не превышающих величины $k\beta h$; в этом случае предельная высота стен H не ограничивается и определяется расчетом на прочность;

в) при свободной длине l равной или большей H, но менее $2H$ (H — высота стены) должно соблюдаться условие

$$H + l \leqslant 3k\beta h. \qquad (132)$$

Таблица 30*

Поправочные коэффициенты k к предельным отношениям β для различных условий конструирования стен и перегородок

Характеристика стен и перегородок	Поправочные коэффициенты k
Стены и перегородки, не несущие нагрузки от перекрытий или покрытий:	
при толщине 25 *см* и более . .	1,2
» » 10 » » менее . .	1,8
Стены с проемами	$\sqrt{\frac{F_{нт}}{F_{бр}}}$
Перегородки с проемами	0,9
При свободной длине стен и перегородок l между примыкающими поперечными стенами или колоннами более $2{,}5H$	0,9
То же, более $3{,}5H$ и для нераскрепленных в вертикальных сечениях стен	0,8
Стены из бутовых кладок и бутобетона	0,8

Примечания: 1. Общий коэффициент снижения предельных отношений β, получаемый путем умножения частных коэффициентов снижения k, принимается не ниже коэффициентов снижения гибкости, установленных в табл. 31 для столбов.

2. При толщине ненесущих стен и перегородок от 10 до 25 *см*, величина поправочного коэффициента определяется по интерполяции.

3. Значения $F_{нт}$ и $F_{бр}$ принимаются по горизонтальному сечению стены.

9.34. Предельные отношения β для столбов принимаются по табл. 29 с понижающими коэффициентами, приведенными в табл. 31.

Таблица 31

Коэффициенты снижения предельных отношений для столбов

Толщина столбов в *см*	Столбы из камней правильной формы	Столбы из бутовой кладки и бутобетона
90 и более . .	0,75	0,6
70—89	0,7	0,55
50—69	0,65	0,5
Менее 50 . . .	0,6	0,45

Примечание. Предельные отношения β несущих узких простенков, имеющих ширину менее толщины стены, должны приниматься как для столбов в пределах высоты проемов.

9.35. Для свободно стоящих стен и столбов (не раскрепленных в верхнем сечении перекрытиями или прогонами в двух направлениях) предельные отношения β в нераскрепленном направлении должны быть на 30% ниже установленных для конструкций, раскрепленных в верхнем сечении перекрытиями, по пп. 9.31—9.34.

СТЕНЫ И СТОЛБЫ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

9.36. Для кладки несущих столбов и простенков производственных зданий должны применяться кирпич марки не ниже 75, бетонные или природные камни марки не ниже 50 и растворы марок, указанных в табл. 32.

Таблица 32

Минимальные марки растворов для кладки столбов и простенков производственных зданий

Высота столбов и простенков в *м*	Минимальные марки растворов для кладки			
	столбов	простенков	столбов	простенков
	без кранов		с кранами	
До 9 . . .	25	10	50	25
Более 9 . .	50	25	50	50

Примечание. В зданиях без кранов высотой до 5 *м* допускается применение для простенков раствора марки 4.

9.37. В зданиях, подвергающихся сотрясениям при наличии машин с движущимися неуравновешенными частями, тяжелых молотов, мостовых кранов грузоподъемностью 10 *т*

и более должны приниматься следующие меры по предупреждению нарушения монолитности кладки вследствие вибрации:

а) применение раствора марки 25 и выше;

б) установка дополнительных связей в углах и пересечениях стен и дополнительных анкеров в перекрытиях;

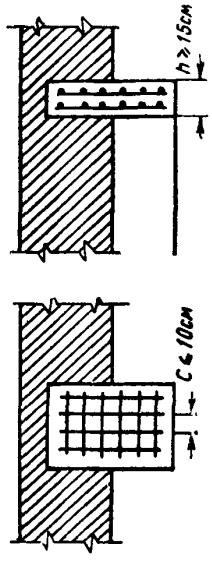

Рис. 22 Железобетонные подферменные плиты

в) устройство над проемами железокирпичных или железобетонных перемычек (неармированные рядовые и клинчатые перемычки не допускаются);

г) применение сплошных кладок или облегченных кладок с заполнением пустот легким бетоном или легкобетонными вкладышами (облегченные кладки с засыпкой не допускаются);

д) при значительных сотрясениях стен — армирование укладкой горизонтальной арматуры или усиление стен железокирпичными поясами и железобетонными обвязками, причем сечение арматуры в поясе следует принимать не менее 4 *см*² при глухих стенах и 6 *см*² при стенах, ослабленных проемами. Пояса и обвязки располагаются в верхней части глухих стен, а при наличии проемов совмещаются с перемычками. При наличии мостовых кранов пояса располагаются в кладке стен на уровне подкрановой балки. В зависимости от интенсивности динамических воздействий пояса располагаются также по высоте стены.

9.38. Кирпичные столбы, несущие крановые нагрузки, должны быть конструктивно армированы стальными сетками, укладываемыми в горизонтальных швах кладки не реже чем через 1,5 *м* по высоте столба.

9.39. Под опорами ферм, прогонов и подкрановых балок должны быть уложены для распределения давления железобетонные плиты, связывающие пилястры со стеной.

Сечение пилястры под плитой должно быть проверено расчетом на внецентренное сжатие.

Плиты должны иметь толщину, кратную толщине рядов кладки, но не менее 14 *см*, и армироваться двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5% от объема плит (рис. 22). Кладку стен, расположенных над плитами, следует выполнять после укладки плит. Укладка плит в борозды, оставленные при кладке стен, не допускается.

АНКЕРОВКА СТЕН И СТОЛБОВ

9.40. Каменные стены и столбы должны крепиться к перекрытиям и верхним покрытиям анкерами сечением не менее 0,5 *см*².

9.41. Расстояние между анкерами балок, прогонов или ферм, опирающихся на стены, должно быть не более 6 *м*. Концы заанкерованных балок на прогонах, внутренних стенах или столбах должны быть соединены накладками.

Стены каркасных зданий должны быть связаны анкерами или выпусками арматуры с колоннами или ригелями каркаса.

Перекрытия из сборных железобетонных настилов или панелей должны быть связаны со стенами анкерами; расстояние между анкерами принимается не более 6 *м*.

В зданиях со стенами из виброкирпичных панелей панели стен и перекрытий соединяются в узлах путем сварки закладных деталей. Суммарное сечение связей в каждом узле для каждого направления должно быть не менее 2 *см*².

9.42. Расчет анкеров должен производиться:

а) при расстоянии между анкерами более 3 *м*;

б) при несимметричном изменении толщины стены или столба;

в) для сильно нагруженных простенков при общей величине продольной силы более 100 *т*.

9.43. Расчетная сила в анкере A слагается из опорной реакции $A_1 = \frac{M}{H}$ и условной опорной реакции $A_2 = 0{,}01\,N$, вызванной внецентренным приложением нагрузок, вследствие производственных отклонений стены от вертикали и неоднородности материала кладки, и определяется по формуле

$$A = \frac{M}{H} + 0{,}01\,N, \qquad (133)$$

где M — расчетный момент на уровне низа балок перекрытия или покрытия в местах опирания их на стену на ширине, равной расстоянию между анкерами;

H — высота этажа;

N — расчетная продольная сила, приложенная к сечению стены на ширине, равной расстоянию между анкерами.

При расчете анкера должны проверяться его сечение и крепление к балке, а также заделка анкера в кладке.

Примечание. Указания настоящего пункта не распространяются на стены из виброкирпичных панелей.

9.44. Если толщина стен или перегородок назначена с учетом опирания их по контуру, необходимо крепить стены или перегородки к примыкающим боковым конструкциям и к верхнему перекрытию или ригелю каркаса. Крепление должно осуществляться при помощи перевязки, заделки в борозду, анкеров и т. п.

ПЕРЕМЫЧКИ И ВИСЯЧИЕ СТЕНЫ

9.45. Перемычки для перекрытия проемов в каменных стенах следует применять, как правило, сборные железобетонные. Перемычки рассчитываются на нагрузку от балок и настилов перекрытий, опирающихся на кладку с перемычкой, и на давление от свежеуложенной, неотвердевшей кладки, эквивалентное весу пояса кладки высотой, равной $^1/_3$ пролета для кладки в летних условиях и целому пролету для кладки в зимних условиях (в стадии оттаивания).

Примечания: 1. Разрешается при наличии соответствующих конструктивных мероприятий (выступы в сборных перемычках, выпуски арматуры и т. п.) учитывать совместную работу кладки с перемычкой.

2. Нагрузки на перемычки от балок и настилов перекрытий не учитываются, если они расположены выше квадрата кладки со стороной, равной пролету перемычки, и при оттаивающей кладке выше прямоугольника кладки с высотой, равной удвоенному пролету перемычки в свету. При оттаивании кладки перемычки допускается усиливать постановкой временных стоек на клиньях на период оттаивания и первоначального твердения кладки.

3. Кроме расчета на нагрузки, указанные в п. 9.45, в необходимых случаях перемычки следует рассчитывать в соответствии с указаниями пп. 9.17 и 9.18.

9.46. Расчет перемычек в виброкирпичных панелях производится как армированных кирпичных балок, при этом расчетное сопротивление вибрированной кирпичной кладки главным растягивающим напряжениям принимается по табл. 10 и примечанию 1 к ней.

В случае, если прочность виброкирпичной кладки при расчете на поперечную силу окажется недостаточной, необходима постановка хомутов, расчет которых производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.1-62. При этом рекомендуется постановка сквозных продольных каркасов в плоскости панели.

9.47. Пролеты неармированных каменных перемычек не должны превышать указанных в табл. 33.

Таблица 33

Максимальные пролеты перемычек из неармированной кладки при марке камня 75 и выше

Марка раствора	Максимальные пролеты перемычек в м			
	рядовых	клинчатых	арочных при высоте подъема	
			$^1/_8$–$^1/_{12}$ пролета	$^1/_5$–$^1/_6$ пролета
50—100	2	2	3,5	4
25	1,75	1,75	2,5	3
10	—	1,5	2	2,5
4	—	1,25	1,75	2,25

Примечания: 1. Максимальные пролеты перемычек из кирпича, бетонных и природных камней марок ниже 75 уменьшаются умножением на коэффициенты:

0,8 — при марке камня 35—50;

0,7 — при марке камня 15—25.

2. Арочные перемычки с пролетами больше указанных в табл. 33 конструируются и рассчитываются как арки.

3. Неармированные каменные перемычки (рядовые, клинчатые и арочные) не допускаются в стенах зданий, которые будут подвергаться значительным вибрационным или ударным воздействиям, а также в случаях, когда возможна неравномерная осадка стен.

9.48. Наименьшая конструктивная высота неармированных каменных перемычек указана в табл. 34.

Таблица 34

Наименьшая конструктивная высота перемычек из неармированной кладки (в долях от пролета)

Марка раствора	Наименьшая конструктивная высота перемычек в долях от пролета			
	рядовых		клинчатых	арочных
	из кирпича	из камня		
25 и выше	0,25	0,33	0,12	0,06
10	—	—	0,16	0,08
4	—	—	0,2	0,1

Примечание. Под конструктивной высотой перемычки понимается: для рядовой перемычки — высота пояса кладки на растворе повышенной прочности; для клинчатой и арочной перемычек — высота пояса кладки на ребро.

Конструктивная высота рядовых кирпичных перемычек должна быть не менее четырех рядов кирпича, а перемычек из камней не менее трех рядов камня.

9.49. В рядовых перемычках во избежание выпадения кирпичей или камней из нижнего ряда, под ним необходимо укладывать в слой раствора толщиной 2—3 *см* арматуру в количестве не менее одного стержня сечением 0,2 *см*^{2} на каждые 13 *см* толщины стены.

9.50. Рядовые, клинчатые и арочные перемычки рассчитываются как арки. При определении распора расстояние кривой давления от верха перемычки в замке и от низа перемычки в пятах принимается по табл. 35.

Таблица 35

Расстояние *d* кривой давления в замке от верха перемычки и на опорах от низа перемычки (в долях от расчетной высоты перемычки *c*)

Марка раствора	Величина *d* в долях от расчетной высоты перемычки *c*	
	при марке кирпича и камня 75 и выше	при марке камня 50 и ниже
100	0,1	—
50	0,12	0,15
25	0,15	0,2
10	0,2	0,25
4	0,25	0,3

Примечания: 1. Под расчетной высотой перемычки понимается высота перемычки до уровня опирания балок или настила перекрытия.

2. При отсутствии нагрузки на перемычки от перекрытий или других конструкций, кроме собственного веса, расчетная высота перемычки *c* принимается равной $^1/_3$ пролета.

3. Для арочных перемычек расчетная высота принимается от уровня пят до уровня опирания балок или настила перекрытия (включая высоту подъема перемычки).

9.51. Величина расчетного распора *H* рядовых, клинчатых и арочных перемычек определяется по формулам:

а) в перемычках без затяжек

$$H = \frac{M}{c - 2d}; \qquad (134)$$

б) в перемычках с затяжкой

$$H = \frac{M}{h_0 - d}, \qquad (135)$$

где M — величина наибольшего расчетного изгибающего момента в перемычке, определяемая как для свободно лежащей балки, от собственного веса перемычки и от давления концов балок, прогонов и настила, опирающихся на перемычку;

c — расчетная высота перемычки;

h_0 — расстояние от верха расчетной части перемычки до оси затяжки;

d — расстояние кривой давления в замке от верха перемычки и на опорах от низа перемычки по табл. 35.

Примечание. Нагрузка от собственного веса перемычек определяется согласно указаниям п. 9.45.

9.52. Прочность кладки перемычки в замке и на опорах проверяется на действие возникающего в перемычке распора, который рассматривается как внецентренно приложенная в горизонтальном направлении сила с эксцентрицитетом (см. п. 9.50)

$$e_0 = \frac{c}{2} - d. \qquad (136)$$

При этом расчет растянутой зоны перемычки по раскрытию трещин не производится.

9.53. В крайних перемычках (у углов здания) необходимо дополнительно проверять прочность пяты на срез и прочность углового простенка при действии распора перемычки *H*.

Прочность пяты перемычки на срез проверяется по формуле (25). Прочность углового простенка при отсутствии затяжки проверяется на внецентренное сжатие в плоскости стены при действии вертикальной продольной силы и распора *H*. Величина эксцентрицитета равнодействующей на уровне подоконника не должна превышать $e_{пр} = 0{,}7\ y$ (см. табл. 23).

Если сопротивление пяты срезу или углового простенка на внецентренное сжатие недостаточно, для восприятия распора в перемычках требуется установка затяжек, которые заделываются в кладку на глубину не менее 50 *см* от края проема. Сечение затяжек проверяется по формуле

$$H \leqslant R_a F_a, \qquad (137)$$

где F_a — площадь сечения затяжки.

9.54. Кладка висячих стен, поддерживаемых рандбалками, проверяется на прочность при местном сжатии (смятии) в зоне над опорами рандбалок. При определении площади смятия $F_{см}$ длину участка стены, на котором распределяется давление от опоры, с учетом жесткости рандбалок, разрешается определять по формуле

$$l_{см} = a + 2s, \qquad (138)$$

где a — ширина опоры;

$s = 1{,}57\ H_0$ — длина участка в каждую сторону от грани опоры.

H_0 — высота условного пояса кладки, эквивалентного по жесткости рандбалке; $H_0=2\sqrt[3]{\frac{E'I'}{Eh}}$, где $E'I'$ жесткость рандбалки, E — модуль упругости кладки, h — толщина стены.

Эпюра распределения давления в кладке может приниматься по треугольнику при $a\leqslant 2s$ (рис. 23, *а*) или по трапеции при $a>2s$ (рис. 23, *б*) с меньшим ее основанием, равным $a-2s$. Максимальная величина напряжений смятия (высота треугольника или

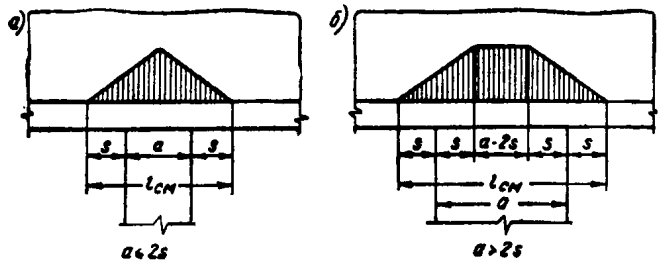

Рис. 23. Эпюра распределения давления в кладке висячих стен, поддерживаемых рандбалками

а — при $a\leqslant 2s$; *б* — при $a>2s$

трапеции) определяется из условия равенства объема эпюры давления и опорной реакции рандбалки.

Эпюру распределения давления над крайними опорами рандбалок, а также над опорами однопролетных рандбалок разрешается приближенно принимать по треугольнику с основанием $s=1{,}2\ H_0$ (рис. 24, *а*).

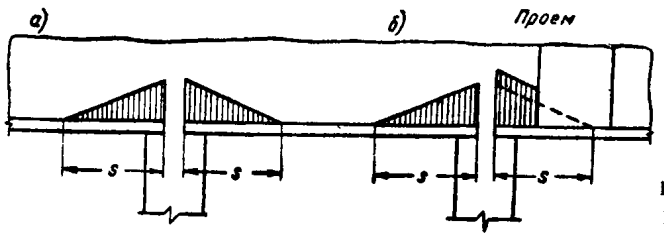

Рис. 24. Эпюра распределения давления в кладке висячих стен, поддерживаемых однопролетными рандбалками

а — без проемов в стене; *б* — с проемом в стене

Расчетная площадь сечения F при расчете кладки на местное сжатие определяется согласно указаниям, приведенным в п. 4.17. При наличии проемов в стене над рандбалками эпюра давления может приниматься по трапеции, причем площадь треугольника, который отнимается от эпюры давления в пределах проема, должна быть равна площади параллелограмма, который добавляется в остальной части эпюры (рис. 24, *б*).

Расчет кладки под опорами рандбалок на местное сжатие производится в соответствии с указаниями пунктов 4.14—4.17.

Примечания: 1. Жесткость железобетонных рандбалок определяется без учета раскрытия трещин.

2. Опорные реакции однопролетных рандбалок с раздвинутыми концами (см. рис. 24) определяются от нагрузок, расположенных в пределах длины рандбалок.

3. Если рассчитываемое сечение расположено на высоте h над верхней гранью рандбалки, то при определении длины участка s следует принимать высоту пояса кладки $H_0=H_0+h$.

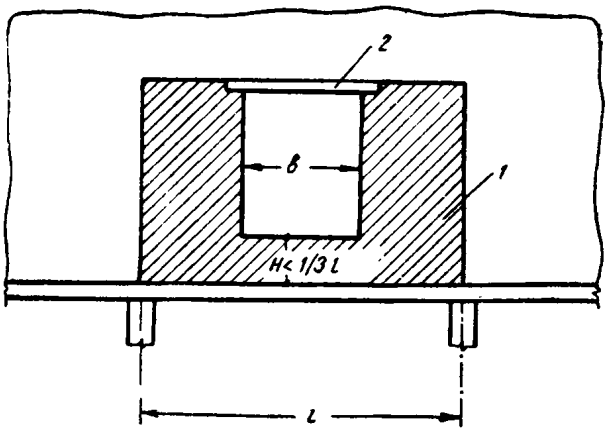

Рис. 25. Схема нагрузки на рандбалку при наличии проема в стене

1 — нагрузка на рандбалку; *2* — железобетонная перемычка

9.55. Расчет рандбалок должен производиться на два случая загружения:

а) на нагрузки, действующие в период возведения стен согласно п. 9. 45; при кладке стен из крупных блоков (бетонных или кирпичных) высоту пояса кладки, на нагрузку от которого должны быть рассчитаны рандбалки, следует принимать равной $^1/_2$ пролета, но не менее высоты одного ряда блоков; при наличии проемов, в тех случаях, когда высота пояса кладки от верха рандбалок до подоконников менее $^1/_3$ пролета, следует учитывать также вес кладки стен до верхней грани железобетонных перемычек (рис. 25); при каменных перемычках учитывается вес кладки стен до отметки, превышающей отметку верха проема на $^1/_3$ его ширины;

б) на нагрузки, действующие в законченном здании, эти нагрузки определяются исходя из эпюр давлений, передающихся на балки от опор и поддерживаемых балками стен.

Количество и расположение арматуры в балках устанавливаются по максимальным величинам изгибающих моментов и поперечных сил, определенных по двум указанным выше стадиям расчета.

Примечание. Допускается в период строительства уменьшать пролет рандбалок путем установки временных поддерживающих стоек на клиньях, что исключает необходимость усиления рандбалок при нагрузках, действующих во время возведения стен.

КАРНИЗЫ

9.56. Расчет карнизов и парапетов производится на внецентренное сжатие для двух стадий готовности здания:

а) для незаконченного здания, когда отсутствуют крыша и чердачное перекрытие;

б) для законченного здания.

9.57. При расчете карниза для незаконченного здания учитываются следующие нагрузки:

а) расчетная нагрузка от собственного веса карниза и опалубки (для монолитных железобетонных и железокирпичных карнизов), если она поддерживается консолями или подкосами, укрепленными в кладке;

б) временная расчетная нагрузка по краю карниза 100 *кг* на 1 *пог. м* карниза или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 *м*;

в) нормативная ветровая нагрузка на внутреннюю сторону стены на уровне выше соседних стен.

Примечания: 1. Если по проекту концы анкеров заделываются в балках чердачного перекрытия, то при расчете учитывается наличие чердачного перекрытия (полностью или частично), причем в чертежах должно быть сделано указание о возведении перекрытия в определенной части до устройства карниза.

2. При расчете по I стадии должна быть проверена прочность карниза при неотвердевшей кладке в соответствии с указаниями п. 9.1.

9.58. Карнизы законченных зданий должны быть рассчитаны на следующие нагрузки:

а) вес всех элементов здания, как создающих опрокидывающий момент относительно наружной грани стены, так и повышающих устойчивость стены, как-то: вес крыши, вес чердачного перекрытия и пр.; при этом вес крыши принимается уменьшенным на величину отсоса от ветровой нагрузки;

б) для зданий высотой более 10 *м* — временную расчетную нагрузку на край карниза (или на специальные устройства) от двух блоков подвесной люльки по 500 *кг* на один блок при расстоянии между блоками 2 *м*;

для зданий меньшей высоты — расчетную нагрузку на край карниза 150 *кг* на 1 *пог. м* или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 *м*;

в) ветровую нагрузку.

Примечания: 1. Снеговая нагрузка при расчете карниза не учитывается, так как она покрывается установленными выше временными нагрузками.

2. Нагрузки от каждого из блоков подвесной люльки могут быть при расчете распределены на длину карниза до 2 *м*, если конструкция карниза допускает такое распределение.

3. При наличии временной нагрузки на краю карниза расчетная ветровая нагрузка может быть снижена на 50%.

4. В тех случаях, когда проектом предусматриваются специальные устройства, обеспечивающие передачу нагрузки от подвесных люлек непосредственно на стену или при наличии под карнизом специальных отверстий для выпуска консолей, к которым подвешивается люлька, разрешается учитывать только временную расчетную нагрузку на край карниза в 150 *кг* на 1 *пог. м* или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 *м*. По низу отверстий следует устанавливать железобетонные подушки для распределения местной нагрузки от консолей.

9.59. Общий вынос карниза, образованного напуском рядов кладки, не должен превышать половины толщины стены. При этом вынос каждого ряда не должен превышать $^1/_3$ длины камня или кирпича.

9.60. Для кладки карнизов с выносом менее половины толщины стены и не более 20 *см*, а также парапетов при отношении их высоты к толщине менее 3 применяются те же растворы, что и для кладки верхнего этажа. При большем выносе кирпичных карнизов и при отношении высоты парапетов к толщине более 3 марка раствора для кладки должна быть не ниже 25.

9.61. Карнизы и парапеты, если устойчивость их недостаточна, должны укрепляться анкерами, заделываемыми в нижних участках кладки. Взамен анкеров для уменьшения опрокидывающего момента от консольной части карниза может делаться обратный напуск кладки со стороны чердака.

Расстояние между анкерами не должно превышать 2 *м*, если концы анкеров закрепляются отдельными шайбами. При закреплении концов анкеров за продольную полосу, балку или за концы прогонов расстояние между анкерами может быть увеличено до 4 *м*.

Анкеры должны приниматься такой длины, чтобы их заделка располагалась не менее чем на 15 *см* ниже того сечения, где они требуются по расчету.

При чердачных перекрытиях по железобе-

тонным балкам рекомендуется концы анкеров заделывать в балках перекрытия.

В сборных карнизах из железобетонных элементов должна быть обеспечена в процессе возведения устойчивость каждого элемента.

9.62. Анкеры должны располагаться, как правило, внутри кладки, на расстоянии $^1/_2$ кирпича от поверхности стены. Анкеры, расположенные снаружи кладки, должны быть защищены от коррозии и от огня при пожаре слоем цементной штукатурки толщиной 3 *см* (считая от поверхности анкера).

При кладке на растворах марки 10 и ниже анкеры должны закладываться в борозды с последующей заделкой их бетоном.

9.63. Сечение анкера разрешается определять по усилию для сечения с наибольшим расчетным моментом M, вычисленному приближенно по формуле

$$N = \frac{M}{0{,}85h_0}, \qquad (139)$$

где h_0 — расстояние от сжатого края сечения стены до оси анкера (расчетная высота сечения).

9.64. Кладка карнизов при расчете проверяется на внецентренное сжатие. При отсутствии анкеров, а также при наличии анкеров в сечении на уровне их заделки эксцентрицитеты более 0,7 y не допускаются.

Во всех случаях, когда через анкеры передаются большие усилия: при тяжелых карнизах, при групповом закреплении анкерами сборных элементов, при редком расположении анкеров (реже чем через 2 *м*) и т. п., должны быть проверены расчетом все узлы передачи усилий (места заделки анкеров, анкерных балок и т. п.).

ФУНДАМЕНТЫ, ЦОКОЛИ И СТЕНЫ ПОДВАЛОВ

9.65.* Фундаменты, стены подвалов и цоколи следует, как правило, выполнять сборными из блоков или панелей. Расчетные сопротивления кладки ленточных фундаментов и стен подвалов, выполняемых из крупных бетонных блоков, принимаются по табл. 3. Блоки должны укладываться с перевязкой вертикальных швов и тщательным заполнением их раствором.

Расчет железобетонных фундаментных подушек и панелей цоколей производится согласно указаниям главы СНиП II-В.1-62.

При расчете фундаментных стен в случаях, когда толщина их меньше толщины вышележащих стен, надлежит учитывать случайный эксцентрицитет $e=8$ *см*; этот эксцентрицитет суммируется с эксцентрицитетом продольных сил. Толщины фундаментной стены и стены первого этажа должны отличаться одна от другой не более чем на 25 *см*; оси этих стен должны совпадать.

9.66. Переход от одной глубины заложения фундамента к другой производится уступами. При плотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1 : 1 и высота уступа не более 1 *м*. При неплотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1 : 2 и высота уступа — не более 0,5 *м*.

Уширение бутобетонных и бутовых фундаментов к подошве производится уступами. Высота уступа принимается для бутобетона — не менее 30 *см*, а для бутовой кладки — в два ряда кладки, что составляет в зависимости от крупности камня 35—60 *см*. Ширина уступа назначается с таким расчетом, чтобы отношение высоты к ширине было не менее указанного в табл. 36.

Таблица 36

Минимальные отношения высоты уступов к их ширине для бутобетонных и бутовых фундаментов

Марка раствора или бетона	Давление на грунт при расчетной нагрузке	
	$\sigma \leqslant 2$ *кг/см²*	$\sigma > 2{,}5$ *кг/см²*
50—100	1,25	1,5
10—35	1,5	1,75
4	1,75	2

Примечание. Проверка уступов расчетом на изгиб и срез не требуется.

9.67. В фундаментах и стенах подвалов:

а) из бутобетона толщина стен принимается не менее 35 *см* и размеры сечения столбов — не менее 40 *см*;

б) из бутовой кладки толщина стен принимается не менее 50 *см* и столбов — не менее 60 *см*.

Примечания: 1. При применении бута-плитняка допускается уменьшение толщины конструкций из бутовой кладки до 30 *см*.

2. Рекомендуется сильно нагруженные простенки и столбы выполнять из кладки «под скобу».

9.68. Наружные подвальные стены рассчитываются с учетом бокового давления земли и находящейся на поверхности земли нагрузки. При отсутствии специальных требований нормативная нагрузка на поверхности принимается равной 1000 *кг/м²*.

ТОНКОСТЕННЫЕ СВОДЧАТЫЕ ПОКРЫТИЯ

9.69. Для кладки сводов двоякой кривизны применяются:

а) кирпич глиняный (сплошной или пустотелый) и силикатный кирпич марки не ниже 75 при пролете сводов до 18 *м* и не ниже 100 при бо́льших пролетах;

б) камни, плиты и крупные элементы из легкого и тяжелого бетона, а также природные камни марки не ниже 50.

Примечания: 1. Применение бетонных камней, изготовленных на топливных шлаках от сжигания бурых и смешанных углей в кусках, для кладки сводов не допускается.

2. При пролете сводов до 12 *м* допускается применение природных камней марки не ниже 25, причем толщина сводов должна быть не менее 9 *см*.

9.70. Кладку сводов двоякой кривизны толщиной $^1/_4$ кирпича следует вести на растворе марки не ниже 50. Своды толщиной $^1/_2$ кирпича выкладываются на растворе марки не ниже 25.

Кладку пят сводов двоякой кривизны (верхние части стен в пределах 6—7 рядов кладки ниже уровня примыкания свода) следуст вести на растворе марки 50.

9.71. Статический расчет сводов двоякой кривизны и цилиндрических разрешается производить по условной расчетной схеме как плоских двухшарнирных арок. При сводах двоякой кривизны в расчет вводится поперечное сечение одной волны свода. В сводчатых покрытиях подлежат расчету свод, затяжка и опорный узел.

Расчет сводов производится на внецентренное сжатие в сечениях с максимальным расчетным изгибающим моментом. При определении коэффициента продольного изгиба φ расчетная длина свода l_0 принимается равной 0,5 s, где s — длина оси свода. При больших эксцентрицитетах коэффициент продольного изгиба φ_c для части площади сечения F_c определяется с учетом фактически имеющегося защемления сводов в опорных узлах по расчетной длине свода $l'_0 = 0{,}5l_0 = 0{,}25s$. В сводах двоякой кривизны радиус инерции для части площади сечения F_c принимается равным $r_c \approx 0{,}25\ h_c$, где h_c — высота площади сечения F_c, определяемая по указаниям п. 4.7.

Примечание. Проектирование сводов двоякой кривизны производится по специальной инструкции.

9.72. Расчет сводов производится по приведенным расчетным усилиям, определяемым по формулам (11) и (18) для двух случаев загружения:

а) при постоянной нагрузке и временной (снеговой и др.) нагрузке, распределенной на всем пролете свода;

б) при постоянной нагрузке и при временной нагрузке, распределенной на половине или части пролета; при этой схеме загружения величины расчетных нагрузок от собственного веса свода определяются при коэффициенте перегрузки 0,9.

9.73. Расчетные изгибающие моменты, вызываемые удлинением затяжек, обжатием свода и смещением пят, следует учитывать только от нагрузок, действующих на свод после его раскружаливания (вес утеплителя, кровли, фонарей, снеговой нагрузки и т. п.).

9.74. Расчет опорных узлов сводов с затяжками (верхних частей стен) производится с учетом изгибающего момента, вызванного внецентренным расположением затяжек относительно точки пересечения осей, проходящих через центр тяжести сечения свода и стен.

Величина эксцентрицитета приложения нормальной силы в верхней части стены $e_0 = \frac{M}{N}$ должна быть не более 0,7 y, где M — расчетный изгибающий момент, а N — вертикальная опорная реакция свода от расчетных нагрузок и вес верхней части стены, расположенной выше расчетного сечения; y — расстояние от оси стены до края сечения в сторону эксцентрицитета.

Уменьшение расчетного изгибающего момента от внецентренного расположения затяжек достигается путем устройства выносных пят с внутренней стороны стен.

9.75. Модуль упругости кладки сводов E при определении усилий в затяжках принимается равным 0,5 E_0 (см. п. 3.4).

КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К АРМИРОВАННОЙ КЛАДКЕ

9.76. В армокаменных конструкциях применяются четыре вида армирования:

а) поперечное (сетчатое), состоящее из стальных сеток, укладываемых в горизонтальных швах кладки, и применяемое в кладках из сплошного и пустотелого кирпича с дырчатыми или щелевидными пустотами (см. рис. 13 и 14);

б) продольное, состоящее из сварных каркасов или отдельных стержней с хомутами, устанавливаемых внутри кладки, в швах между кирпичами или в пазах кладки с последующим заполнением раствором или бетоном;

в) армирование комплексных конструкций, состоящих из железобетона, бетонируемого в

каменной кладке по мере ее возведения (см. рис. 16);

г) армирование стальными, железобетонными или штукатурными армированными обоймами, применяемое для усиления столбов и простенков (см. рис. 17).

Марка раствора для армокаменных и комплексных конструкций принимается не ниже 25.

Примечание. В комплексных конструкциях в целях обеспечения возможности контроля качества выполнения работ рекомендуется располагать железобетонные элементы в наружных бороздах, а не внутри кладки.

9.77. Сетчатое армирование кладки применяется в центрально и внецентренно сжатых элементах при эксцентрицитетах, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений при $\frac{e_0}{h} \leqslant 0{,}17$) и при гибкости $\frac{l_0}{h} \leqslant 15$.

9.78. Продольное армирование и армирование железобетоном применяются:

а) для восприятия растягивающих усилий в изгибаемых, растянутых и внецентренно сжатых элементах, когда в сечении возникают растягивающие усилия, превышающие расчетные сопротивления кладки при растяжении;

б) в центрально и внецентренно сжатых столбах независимо от эксцентрицитета при гибкости $\frac{l_0}{h} \geqslant 15$ с целью повышения устойчивости и прочности;

в) в тонких стенах и перегородках с целью повышения их устойчивости и прочности при действии на них поперечных нагрузок;

г) в стенах и столбах, подвергающихся значительной вибрации, с целью предохранения кладки от трещин, а также для придания конструкциям и всему сооружению в целом большей сейсмостойкости.

9.79. Армирование каменных конструкций (столбов и простенков) обоймами производится при повышении нагрузок на существующие конструкции (например, при надстройках), а также при дефектах кладки (трещины, недостаточная перевязка, низкая прочность кирпича и раствора и т. п.), снижающих несущую способность кладки.

Усиление несущих столбов и простенков производится стальными, железобетонными или армированными штукатурными обоймами (см. рис. 17).

Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, установленных на растворе по углам усиливаемого элемента, и хомутов из полосовой стали, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не более 50 *см*. Стальная обойма должна быть защищена от коррозии цементной штукатуркой.

Железобетонная обойма выполняется из бетона марок 100—200 и имеет толщину 6—10 *см*. Обойма армируется вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не более 15 *см*.

Штукатурные обоймы армируются таким же образом, как железобетонные, но вместо бетона арматура покрывается цементной штукатуркой из раствора марок 50—100.

Усиление обоймами не рекомендуется для элементов с гибкостью $\frac{l_0}{h} > 15$.

При усилении обоймами столбов или простенков прямоугольного сечения с отношением сторон более 2,5 требуется, кроме усиления обоймой по контуру, также постановка по длине большей стороны поперечных связей, пропускаемых через кладку, которыми усиливаемый элемент кладки делится на прямоугольники с отношением сторон не более 2,5.

9.80. Количество арматуры, учитываемой в расчете столбов и простенков, должно составлять не менее:

0,1% — для сетчатой арматуры, а также для сжатой продольной арматуры;

0,05% — для растянутой продольной арматуры.

Учитываемое в расчете количество арматуры при сетчатом армировании не должно превышать 1%.

9.81. Концы растянутой арматуры должны быть заанкерены в слое бетона или раствора путем устройства крюков, приварки поперечных стержней и т. п.

9.82. Диаметр сетчатой и растянутой продольной арматуры должен быть не менее 3 *мм*, а сжатой продольной арматуры — 8 *мм*.

Диаметр арматуры в горизонтальных швах кладки должен быть не более:

5 *мм* — при пересечениях арматуры в швах;

8 *мм* — без пересечения арматуры в швах.

9.83. Швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину, превышающую диаметр арматуры не менее чем на 4 *мм*.

9.84. Защитный слой цементного раство-

ра для армокаменных конструкций с арматурой, расположенной снаружи кладки, должен иметь толщину (от внешней грани рабочей арматуры) не менее указанной в табл. 37.

Таблица 37

Толщина защитного слоя цементного раствора для армокаменных конструкций

Виды армированных конструкций	Защитный слой в *мм* для конструкций, расположенных		
	в помещениях с нормальной влажностью воздуха	в элементах, находящихся на открытом воздухе	во влажных и мокрых помещениях, а также в резервуарах, фундаментах и т. п.
Балки и столбы .	20	25	30
Стены	10	15	20

9.85. Расстояние между стержнями сетки должно быть не более 12 и не менее 3 *см*.

9.86. Сетки прямоугольные и «зигзаг» должны укладываться не реже чем через пять рядов кирпичной кладки (40 *см*).

Сетки «зигзаг» укладываются в двух смежных рядах кладки так, чтобы направление прутьев в них было взаимно перпендикулярно (см. рис. 14). Две уложенные таким образом сетки равноценны одной прямоугольной сетке.

Для проверки наличия сеток в кладке сетки должны быть изготовлены и уложены так, чтобы отдельные концы стержней (контрольные) выступали на 2—3 *мм* за поверхность кладки (см. рис. 13 и 14).

9.87 Хомуты в элементах с продольной арматурой должны удовлетворять следующим требованиям:

а) диаметр хомутов должен быть не менее 3 и не более 6 *мм*;

б) при расположении хомутов снаружи кладки они закрываются слоем цементного раствора толщиной не менее 1 *см*;

в) расстояние между хомутами в сжатых элементах должно быть не более:

$15d$ — при расположении арматуры снаружи кладки;

$20d$ — при расположении арматуры внутри кладки;

50 *см* — при конструктивном армировании;

(d — диаметр стержня продольной арматуры).

В изгибаемых элементах расстояние между хомутами должно быть не более $^3/_4$ высоты балки и не более 50 *см*.

9.88. Процент армирования стены горизонтальной и вертикальной продольной арматурой, учитываемый в расчете, должен быть не ниже 0,05% для каждого направления. При армировании стен железобетонными поясами или стойками процент армирования относится к площади сечения стены, приходящейся на один железобетонный элемент.

Расстояние между вертикальными и горизонтальными стержнями или между армирующими поясами и стойками не должно превышать $8h$, где h — толщина стены. При армировании поясами или стойками расстояния между ними могут быть увеличены с проверкой расчетом прочности панели стены на участках между поясами и стойками.

9.89. Армирование стен должно производиться с соблюдением следующих правил:

а) горизонтальная арматура стен, как правило, располагается в швах кладки;

б) при однозначной нагрузке устанавливается одиночная арматура с растянутой стороны стен, а при знакопеременной нагрузке — двойная (двусторонняя арматура);

в) стены толщиной более 12 *см* при небольших моментах разных знаков разрешается армировать одиночной арматурой, расположенной в середине толщины стены;

г) вертикальная арматура, конструктивная или работающая на растяжение, расположенная снаружи стены, связывается хомутами не реже чем через 80 диаметров;

д) тонкие стены из кирпича на ребро могут быть армированы вертикальными и горизонтальными стержнями в швах кладки с размером ячейки арматурной сетки 52×52 или 52×65 *см*;

е) концы горизонтальных и вертикальных стержней рекомендуется заделывать в устойчивые прилегающие конструкции (капитальные стены, колонны, обвязочные балки и т. п.) с обеспечением надлежащей анкеровки.

9.90. Толщина железобетонных поясов принимается кратной толщине одного ряда кладки. В отапливаемых зданиях пояса при толщине их больше одного ряда кладки должны быть проверены на промерзание и в необходимых случаях утеплены.

10. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

10.1. Каменные конструкции в зависимости от вида кладки, характера ее работы в конструкции и сроков возведения зданий могут

выполняться в зимнее время различными способами, а именно:

а) способом замораживания, при котором допускаются раннее замораживание раствора кладки и последующее его оттаивание в естественных условиях, учитываемые в расчетах прочности и устойчивости кладки;

б) способом замораживания с последующим искусственным полным или частичным оттаиванием кладки зимой и выдерживанием ее при положительной температуре в течение определенного времени, обеспечивающего начальное твердение раствора кладки до приобретения им минимально необходимой прочности или с целью последующей искусственной сушки кладки и штукатурки;

в) способом замораживания с применением (в случаях, указанных в пп. 10.3 и 10.4) растворов с химическими добавками (противоморозных), обеспечивающих повышенную монолитность кладки после ее оттаивания, повышенное сцепление облицовки с кладкой, а также частичное твердение раствора в процессе выдерживания на морозе и оттаивания кладки, приводящее к уменьшенной ее осадке при оттепелях;

г) с применением электропрогрева или паропрогрева свежевозведенной незамерзшей кладки в течение времени, обеспечивающего начальное твердение раствора кладки, до приобретения им прочности в размере не менее 20% от проектной марки;

д) в тепляках, обеспечивающих твердение кладки в незамерзшем состоянии, при котором раствор ее приобретает необходимую по расчету прочность, но не менее 20% от его проектной марки.

При проектировании каменных конструкций надлежит учитывать требования главы СНиП III-В.4-62, предъявляемые к каменным конструкциям, возводимым в зимних условиях.

10.2. В связи с временным понижением несущей способности стен из панелей и крупных блоков в период оттаивания раствора в швах и стыках необходимо обеспечить достаточную несущую способность вышеуказанных конструкций на этот период. Следует производить дополнительный расчет несущей способности панельных и крупноблочных стен на период оттаивания. В проектах должно быть указано предельное число этажей, которое можно возводить способом замораживания, или специальные мероприятия, которые должны выполняться для повышения несущей способности стен в период оттаивания.

10.3. Зимняя кладка на обычных (без специальных химических добавок) растворах методом замораживания не допускается:

а) для конструкций из бутобетона и рваного бута;

б) для конструкций, подвергающихся в стадии оттаивания воздействию вибрации или значительных динамических нагрузок;

в) при эксцентрицитетах в стадии оттаивания: более 0,25 y — для свободно стоящих конструкций, не имеющих верхней опоры; более 0,7 y — при наличии верхней опоры;

г) для конструкций, подвергающихся в стадии оттаивания воздействию поперечных нагрузок, величина которых превышает 0,1 продольных нагрузок.

Примечание. Для фундаментов и стен подвалов зданий высотой до трех этажей допускается зимняя кладка из рваного бутового камня на растворах со специальными противоморозными химическими добавками.

При этом кладка должна вестись враспор со стенками траншей или с засыпкой пазух траншей по ходу кладки талым грунтом, а при кладке стен подвалов внутренняя поверхность их должна облицовываться кирпичом. Несущая способность кладки в момент оттаивания должна быть проверена расчетом.

10.4. При возведении способом замораживания каменных стен с одновременной облицовкой их камнями или плитами из других материалов, жестко связанными с основной кладкой стен конструктивной перевязкой, должны соблюдаться условия, обеспечивающие совместную работу кладки стен и облицовки без повреждения последней в период оттаивания и эксплуатации зданий.

Облицовка стен, возведенных способом замораживания, плоскими плитами, подливаемыми обыкновенным (не твердеющим на морозе) раствором, запрещается. Такая облицовка может производиться только после оттаивания кладки и опрессовки последней полными расчетными нагрузками.

10.5. Марки растворов для зимней кладки, выполняемой способом замораживания, должны быть не ниже:

10 — из кирпича и камней правильной формы для кладки стен и фундаментов;
25 — то же, для кладки столбов;
50 — то же, для кладки карнизов и рядовых перемычек;
25 — для кладки фундаментов и стен из бута;
50 — для кладки столбов из бута.

Марка раствора для конструкций, возводи-

мых с искусственным обогревом и в тепляках, должна быть не ниже 25.

10.6. Не допускается применение известково-песчаных, известково-глиняных и глиняных растворов для зимней кладки фундаментов, столбов и стен, возводимых методом замораживания.

10.7. Отношение β высоты этажа H к толщине стен и столбов h должно удовлетворять требованиям пп. 9.31—9.35, при этом надлежит учитывать:

а) понижение марки раствора, подвергшегося замораживанию, по указанию п. 10.13 для кладки законченного здания;

б) пониженную прочность раствора в стадии оттаивания по указанию п. 10.14 для кладки в стадии оттаивания.

Примечания: 1. Предельные отношения β свободно стоящих (без верхней опоры) центрально загруженных стен столбов и парапетов без временного крепления в период оттаивания не должны превышать $^1/_2$ предельных значений, приведенных в пп. 9.31—9.35, но не более β=6.

2. Если отношения β высот этажей к толщинам стен или столбов в стадии оттаивания превышают предельные, то при возведении таких стен и столбов должны предусматриваться временные крепления (подкосы, сжимы, распорки и т. п.), о чем должны быть сделаны соответствующие указания на рабочих чертежах проекта для зимних условий.

10.8. Ограничения по применению зимней кладки методом замораживания, указанные в п. 10.3, могут быть снижены при принятии специальных мер для повышения устойчивости зимней кладки в период оттаивания (устройство временных креплений, временное усиление конструкций и т. п.).

При кладке конструкций способами, обеспечивающими накопление раствором прочности к моменту оттаивания в размере не менее 20% от проектной марки, ограничения, перечисленные в п. 10.3, могут не учитываться.

10.9. Определение прочности, накапливаемой раствором, в зависимости от длительности срока выдерживания его при положительной температуре и средней величины этой температуры может производиться по табл. 38.

Таблица 38

Прочность цементных и смешанных растворов, твердеющих при различных температурах в % от их 28-дневной прочности при $t=+15°$

Время твердения раствора в сутках	Прочность раствора в % при положительной температуре твердения в *град.*										
	1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1	1	4	6	10	14	19	24	29	34	40	45
1,5	2	6	10	15	20	26	33	39	46	54	65
2	3	8	13	19	25	32	40	48	57	67	80
3	5	12	19	25	35	44	52	61	70	79	90
5	10	20	30	39	48	57	65	74	82	91	100
7	16	27	39	50	59	68	76	84	92	99	105
10	24	37	51	62	72	80	87	94	100	106	—
14	33	48	63	75	84	91	97	102	106	—	—
21	45	62	78	90	97	102	106	109	—	—	—
28	55	72	88	100	106	110	—	—	—	—	—

Примечание. Табл. 38 предусматривает применение растворов, твердеющих при достаточной влажности. При применении растворов, изготовленных на шлаковом и пуццолановом портландцементах, необходимо учитывать резкое замедление нарастания прочности этих растворов при температурах твердения ниже +15° путем умножения значений, приведенных в табл. 38, на коэффициенты:

0,3 — при температурах твердения от +1 до +4°;
0,7 — » » » » +5 » +9°;
0,9 — » » » » +10 » +14°.

10.10. Несущая способность отогреваемых конструкций, определенная по стадии оттаивания с принятием расчетных марок раствора по п. 10.14, должна быть достаточна для восприятия нагрузок, действующих на эти конструкции в период отогревания.

10.11. Глубина оттаивания наружных кирпичных стен в зависимости от соотношения средних температур воздуха внутри помещения и наружной может определяться по табл. 39.

Таблица 39

Глубина оттаивания кладки из сухого глиняного кирпича (числитель) или силикатного, а также влажного глиняного кирпича (знаменатель) при одностороннем отогревании стен теплым воздухом (в % от толщины стены)

Расчетная температура воздуха в *град.*		Толщина стен (в кирпичах)																							
		2								$2^1/_2$								3							
		Глубина оттаивания при длительности отогревания (в сутках)																							
наружного	внутреннего	1	2	3	4	5	10	15	28	1	2	3	4	5	10	15	28	1	2	3	4	5	10	15	28
−5	+5	—	10	20	20	20	30	30	35	—	5	15	15	15	25	30	40	—	5	10	10	20	25	30	35
		—	10	10	10	10	20	30	30	—	5	10	15	15	20	30	30	—	—	5	5	10	20	25	35
−5	+15	20	30	40	50	50	60	70	70	15	20	30	40	45	60	60	70	10	20	25	30	40	50	55	65
		10	20	30	40	40	60	60	70	5	20	30	30	45	55	70	10	20	25	30	30	30	45	50	65

Продолжение табл. 39

Расчетная температура воздуха в *град*		Толщина стен (в кирпичах)																							
		2								2½								3							
		Глубина оттаивания при длительности отогревания (в сутках)																							
наружного	внутреннего	1	2	3	4	5	10	15	28	1	2	3	4	5	10	15	28	1	2	3	4	5	10	15	28
−5	+25	30	50	60	60	70	80	80	80	20	30	45	45	55	70	75	75	20	30	40	40	50	65	75	80
		20	30	40	50	50	70	80	80	15	20	30	40	45	60	70	75	10	20	30	40	40	55	65	65
−5	+35	35	55	65	70	80	90	90	90	20	40	45	60	70	80	85	85	25	40	50	55	60	75	85	85
		30	45	55	65	70	80	85	85	20	30	45	55	60	75	85	85	20	30	40	45	50	70	85	85
−5	+40	45	65	75	80	85	90	90	90	30	45	60	70	75	85	85	85	25	40	50	55	65	85	90	90
		40	60	70	75	80	90	90	90	30	40	55	60	70	85	85	85	25	30	45	50	60	80	90	90
−15	+15	10	20	30	30	30	30	30	40	5	15	20	20	30	30	40	40	5	10	20	25	25	30	40	40
		5	10	20	30	30	30	30	30	—	5	15	15	20	30	30	30	—	5	10	20	20	25	30	30
−15	+25	20	30	40	50	50	50	50	50	15	20	30	40	40	45	55	55	10	20	25	30	40	45	50	50
		10	30	30	40	40	50	50	50	5	20	20	30	30	40	45	45	5	10	25	25	30	45	45	50
−15	+35	30	40	50	55	60	60	60	60	20	30	40	45	55	60	60	60	20	25	40	45	45	60	60	65
		25	35	45	55	60	60	60	60	15	30	40	45	45	55	55	60	10	20	25	30	30	45	45	50
−15	+50	45	60	70	70	70	70	70	70	25	40	55	60	65	70	70	70	20	30	45	45	50	60	65	65
		35	50	55	60	60	65	70	70	25	30	45	50	55	60	70	70	20	25	40	45	50	60	60	60
−25	+15	—	10	20	20	20	20	20	20	—	5	15	15	15	20	20	20	—	5	15	20	20	20	25	25
			10	10	10	10	20	20	20	—	5	5	15	15	15	15	15	—	5	5	10	10	20	20	20
−25	+25	10	20	30	30	30	40	40	40	5	20	20	30	30	40	40	40	5	20	25	25	30	40	40	40
		10	20	20	30	30	30	30	30	5	15	20	20	20	30	30	30	5	10	20	20	25	30	30	35
−25	+35	20	35	40	40	45	50	50	50	15	25	30	40	45	50	50	50	10	20	30	35	40	45	45	45
		20	30	35	40	40	40	40	40	15	25	30	40	40	40	45	45	10	20	25	30	30	40	45	45
−25	+50	25	40	50	50	55	60	60	60	25	40	45	50	55	60	60	60	10	30	40	45	50	50	50	50
		25	40	45	50	50	50	50	—	15	30	40	45	45	55	55	50	10	25	30	40	45	50	50	50
−35	+25	20	25	30	30	30	30	30	30	5	15	25	25	25	25	25	25	5	10	20	20	25	25	25	25
		10	15	20	20	20	20	20	20	—	10	15	15	15	25	25	25	5	10	10	20	20	25	25	25
−35	+35	20	30	35	35	40	40	40	40	15	25	30	35	40	40	40	40	10	25	30	40	40	40	40	40
		15	25	30	30	30	30	30	30	10	15	25	25	30	30	30	30	5	10	20	25	25	30	30	30
−35	+50	25	40	45	50	50	50	50	50	15	30	40	40	45	45	45	45	10	25	30	40	40	45	45	45
		20	30	35	35	40	40	40	40	15	25	30	40	40	45	45	45	10	20	25	30	40	45	45	45

Примечание. При определении глубины оттаивания мерзлой кладки стен, отогреваемых с одной стороны, расчетная весовая влажность кладки принята: 6% — для кладки из сухого глиняного кирпича; 10% — для кладки из силикатного или влажного глиняного (осенней заготовки) кирпича.

РАСЧЕТ ЗИМНЕЙ КЛАДКИ

10.12. Расчет несущей способности конструкций, выполняемых из зимней кладки, возводимой способом замораживания, должен производиться для следующих стадий готовности зданий:

а) основной расчет — для законченного здания в возрасте 28 дней после оттаивания;

б) дополнительная проверка несущей способности конструкций в стадии первого оттаивания.

10.13.* Основной расчет неармированных и армированных кладок должен производиться с учетом следующих указаний:

а) расчетная марка раствора без противоморозных химических добавок в отвердевшей зимней кладке в зависимости от среднесуточной температуры воздуха, при которой

производилась кладка, должна приниматься:

равной летней марке раствора, если кладка велась при температуре наружного воздуха —3° и выше;

на одну марку ниже летней, если кладка велась при температуре от —4° до —20°;

на две марки ниже летней, если кладка велась при температуре ниже — 20°.

Расчетная марка раствора с противоморозными химическими добавками, применяемыми в соответствии с требованиями нормативных документов принимается:

равной летней марке раствора, если кладка велась при температуре до —20°;

на одну марку ниже летней, если кладка велась при температуре ниже —20°;

б) при кладке на обыкновенных растворах (без специальных химических добавок) должны вводиться дополнительные (к указанным в п. 3.1) коэффициенты условий работы m' по табл. 40, учитывающие влияние пониженного сцепления обыкновенного раствора с камнем и арматурой в результате раннего замораживания кладки при температуре наружного воздуха —4° и ниже.

Примечания: 1. Для конструкций, работающих с полным использованием расчетной несущей способности, снижение прочности раствора, вызываемое его ранним замораживанием, может компенсироваться соответствующим повышением его марки (см. главу СНиП I-В.11-62).

2. Расчетное сопротивление кладки из крупных кирпичных блоков (вибрированных и невибрированных), изготовленных при положительной температуре через 28 дней после оттаивания монтажных швов, принимается равным расчетному сопротивлению блоков с коэффициентом 0,9.

Таблица 40

Дополнительные коэффициенты условий работы, учитывающие влияние понижения сцепления обыкновенного раствора с камнем и арматурой в результате раннего замораживания кладки

Вид напряженного состояния кладки	Коэффициенты условий работы	
	кладки $m'_к$	арматуры $m'_а$
1. Сжатие кладки из кирпича и камней правильной формы	1	—
2. Сжатие бутовой кладки	0,8	—
3. Растяжение, изгиб и срез кладки всех видов по растворным швам	0,5	—
4. Сжатие кладки с сетчатым армированием в стадии оттаивания [формулы (42) и (46)]	—	0,5
5. То же, после отвердения оттаявшей кладки (через 28 дней твердения при положительной температуре) [формулы (41) и (45)]	—	0,7

10.14.* Дополнительная проверка несущей способности каменных конструкций в стадии первого оттаивания производится с учетом следующих указаний:

а) расчетная марка (прочность) раствора принимается равной:

марке 2 — при расчетной марке растворов на портландцементе без противоморозных химических добавок равной 25 и выше, для стен и столбов толщиной 38 *см* и более;

нулевой прочности — во всех остальных случаях, а также при растворах на пуццолановом, шлаковом и других видах портландцементов, медленно твердеющих при пониженных температурах, независимо от расчетной марки раствора и толщины стен и столбов;

б) несущая способность стен из виброкирпичных панелей в местах опирания перекрытий в стадии оттаивания монтажных швов определяется с учетом указаний п. 9.25;

в) для кладки стен из кирпичных блоков (вибрированных и невибрированных), изготовленных при положительной температуре в стадии оттаивания монтажных швов, расчетные сопротивления по табл. 2 или 4 умножаются на коэффициент 0,6;

г) дополнительные коэффициенты условий работы кладки и арматуры принимаются по табл. 40.

д) при кладке на растворах с противоморозными химическими добавками, твердеющих на морозе, прочность их в период оттаивания принимается в соответствии с требованиями нормативных документов.

Примечание. При определении несущей способности зимней кладки, подвергавшейся воздействию зимних оттепелей или возводившейся при оттепелях, допускается расчетную марку оттаивающего раствора принимать в соответствии с его фактической прочностью. Фактическая прочность раствора кладки, подвергавшейся воздействию оттепелей, должна определяться испытаниями малых образцов раствора, отобранных из горизонтальных швов кладки с размером в плане от 2×2 до 3×3 *см* и высотой, равной высоте шва с приведением результатов испытаний к прочности стандартного (7×7×7 *см*) кубика. Отбор и испытание проб раствора, а также приведение полученной прочности к прочности стандартного кубика, производятся по специальной инструкции

10.15. Расчет несущей способности конст-

рукций из зимней кладки, возводимых методами последующего замораживания, т. е. с обеспечением положительной температуры для начального твердения раствора (кладка с электропрогревом, паропрогревом, в тепляках и др.), производится по прочности раствора, которую он имеет в рассматриваемой стадии твердения кладки. Прочность раствора определяется испытанием контрольных кубиков раствора, закладываемых в гнезда кладки и твердеющих в условиях режима твердения кладки или образцов раствора, отобранных из швов кладки. Ориентировочное значение прочности раствора может быть определено расчетом по табл. 38.

Коэффициенты упрочнения, приведенные в табл. 41 для кладок, возводимых методами, перечисленными в настоящем пункте, при расчете несущей способности конструкций не учитываются.

10.16. Расчет несущей способности центрально сжатых каменных стен, возведенных методом замораживания и подвергшихся

Таблица 41

Значения коэффициентов упрочнения кладки ω при одностороннем отогревании (для кладки на растворах, изготовленных на портландцементе)

Прочность отогретого раствора на внутренней грани стены в *кг/см²*	Значения коэффициентов ω при глубине оттаивания стен в % от общей толщины		
	20—39	40—59	60 и более
2	1	1,05	1,2
4	1	1,05	1,2
10	1,05	1,1	1,3
15	1,1	1,2	1,5
25	1,15	1,4	1,7
50	1,2	1,6	1,9

Примечания: 1. Несущая способность конструкций, определенная по указаниям п. 10.16, принимается не выше проектной.

2. Глубина оттаивания стен определяется по табл. 39 или на основании фактических измерений температуры кладки в сечениях стен.

3. Прочность раствора на внутренней грани стены в зависимости от времени оттаивания стен и температуры определяется по табл. 38 или путем испытания образцов, отобранных из швов кладки.

4. Коэффициенты упрочнения, приведенные в табл. 41 для кладок на растворах, изготовленных с применением медленно твердеющих цементов (шлакопортландский, пуццолановый и др.), принимаются равными $\frac{\omega + 1}{2}$.

одностороннему искусственному оттаиванию при отогревании, производится как конструкций из кладки на растворе нулевой прочности с умножением расчетного сопротивления этой кладки на коэффициент упрочнения ω по табл. 41, зависящий от глубины оттаивания стен (табл. 39) и от прочности раствора на внутренней грани стены (табл. 38).

10.17. Расчет несущей способности внецентренно сжатых каменных стен, подвергшихся одностороннему искусственному отогреванию, производится:

а) при эксцентрицитете приложения силы в сторону отогретой части стены — как центрально сжатых конструкций;

б) при эксцентрицитете в сторону неотогретой части стены — как внецентренно сжатых конструкций с эксцентрицитетом относительно центра тяжести всего сечения конструкции, при этом величина эксцентрицитета допускается не более $e = 0{,}25y$.

Коэффициенты продольного изгиба для стен, отогретых с одной стороны (искусственное оттаивание), для стадии последующего естественного оттаивания принимаются:

при глубине искусственного оттаивания менее 30% толщины стены — как для кладки на растворе, прочность которого определяется по указаниям п. 10.14 в зависимости от общей толщины стены и марки примененного раствора.

при глубине искусственного оттаивания более 30% толщины стены — как для кладки на растворе средней прочности, достигнутой при отогревании.

Примечание. Средняя прочность раствора при отогревании определяется как полусумма прочности раствора на внутренней грани стены, определяемой по табл. 38 и прочности раствора в стадии оттаивания по указаниям п. 10.14.

10.18. Балки, поддерживающие каменные стены в стадии их оттаивания, рассчитываются на нагрузку от веса опирающейся на них кладки на высоту, равную пролету балки. При большой высоте стен зимней кладки, поддерживаемых балками, вместо увеличения сечения балок и усиления опорных участков кладки, рекомендуется производить уменьшение их расчетного пролета при помощи установки временных поддерживающих стоек на клиньях на период оттаивания и первоначального твердения кладки.

Допускается также применение прогрева участка кладки над балками высотой не менее $^1/_2$ пролета, обеспечивающего накопление рас-

твором прочности в размере не ниже 50% от его проектной марки.

При расчете опор под прогонами, балками и другими местными нагрузками на местное сжатие (смятие) расчетное сопротивление кладки при местном сжатии принимается по п. 4.15 с учетом примечания 2 к табл. 20.

10.19. Каменные конструкции, выполненные методом замораживания, при недостаточной несущей способности в стадии оттаивания должны временно усиливаться на период оттаивания или предварительно, до момента оттаивания, подвергаться искусственному обогреванию, обеспечивающему требуемую расчетом прочность кладки, причем это обогревание должно проводиться при загрузке конструкций, не превышающей допускаемую по расчету в стадии оттаивания.

КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

10.20. Стены и столбы каменных зданий при возведении их методом замораживания должны укрепляться в поперечном направлении:

а) укладкой на уровне междуэтажных перекрытий стальных связей из 8-*мм* арматуры в углах и в местах примыканий и пересечений стен; связи должны заходить в каждую из примыкающих стен на 1—1,5 *м* и заканчиваться на концах анкерами; при высоте зданий до четырех этажей связи устанавливают через один этаж; при более высоких зданиях, а также при высоте этажа более 4 *м* — в уровне перекрытий каждого этажа; в стенах зданий, возводимых с применением искусственного оттаивания, связи укладывают не реже чем через 2 *м* по высоте;

б) своевременной укладкой панелей, балок и прогонов перекрытий сразу же после окончания кладки каждого этажа с заанкериванием их в кладке стен; анкеры балок и прогонов междуэтажных перекрытий должны отстоять друг от друга на расстоянии не более 10 *h* (где *h* — толщина стены); анкеры прогонов и ферм верхних покрытий при стенах толщиной до 40 *см* должны отстоять друг от друга на расстоянии не более 6 *м*, а при более толстых стенах — не более 15 *h*; при монолитных железобетонных внутренних конструкциях, бетонируемых после возведения стен, необходимо своевременно устанавливать опалубку с использованием ее для временного крепления стен; опалубка в этом случае должна связываться со стенами анкерами;

в) при наличии каркаса — прикреплением стен, самостоятельно стоящих на собственных фундаментах, к каркасу гибкими или скользящими связями, устанавливаемыми не реже чем через 8 *h* по высоте; при опирании заполнений на ригели каркаса стены должны быть связаны со стойками проволочными выпусками, заделываемыми в кладку, или при стенах из панелей — сваркой закладных деталей; связи должны быть защищены от коррозии, если они необходимы не только в период оттаивания кладки, но и при последующей эксплуатации здания;

г) установкой в стенах облегченных кладок без тычковой перевязки дополнительных поперечных металлических скоб (помимо связей в углах и в местах пересечений стен), располагаемых по длине не реже чем через 1,5 *м* и по высоте — не реже чем через 0,5 *м*, или укладкой сеток, располагаемых по высоте, — не реже 1 *м* одна от другой.

10.21. В зданиях с кирпичными стенами, возводимыми методом замораживания, и железобетонным каркасом или другими элементами неизменной высоты, жестко связанными с этими стенами, при конструировании необходимо учитывать возможность осадки кладки при ее оттаивании.

Величина средней расчетной осадки стен зимней кладки при ее первом оттаивании (при постоянной нагрузке) принимается на 1 *м* высоты, равной: 0,5 *мм* — для кладки из кирпича и бетонных камней, 1—2 *мм* — для бутовой кладки.

В местах примыкания стен зимней кладки к элементам постоянной высоты должны устраиваться осадочные швы, и крепление их должно осуществляться посредством гибких связей или другими способами, обеспечивающими возможность осадки кладки, деформирующейся в период оттаивания.

Примечание. Зимняя кладка, подвергшаяся воздействию длительных оттепелей, может рассматриваться в момент оттаивания как практически не дающая осадок.

10.22. Карнизы и пояски с выносом до 20 *см* могут выкладываться постепенным напуском тычковых рядов кирпича на растворе марки не ниже 25.

Карнизы с большим выносом необходимо выкладывать по железобетонным консолям. Консольные несущие элементы заделываются зимой в процессе кладки и укрепляются стальными анкерами, концы которых приваривают-

ся к закладным стальным деталям или элементам перекрытий.

10.23. Ригели каркаса, опирающиеся на стены или столбы, возведенные методом замораживания, следует осуществлять разрезными.

10.24. При возведении каменных конструкций зданий в тепляках или с искусственным прогревом укрепление стен в поперечном направлении при помощи мероприятий, перечисленных в п. 10.20, является не обязательным.

Такие здания возводятся с соблюдением общих указаний для летних условий.

10.25. Рабочий проект здания или сооружения, каменные конструкции которого подлежат возведению способом замораживания, должен содержать следующие дополнительные данные:

а) предельные высоты стен, которые могут быть допущены в период оттаивания и начального их твердения;

б) указания о необходимости устройства временных креплений отдельных элементов конструкции в период оттаивания;

в) указания о способах повышения прочности элементов конструкций в процессе возведения здания или сооружения, если необходимость таковых будет установлена расчетом конструкций в стадии оттаивания.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
1. Общие указания	3
2. Материалы	4
3. Расчетные характеристики	6
Расчетные сопротивления	6
Модули деформации, коэффициенты линейного расширения кладки, коэффициенты трения	11
4. Расчет элементов каменных конструкций по прочности	13
Центрально сжатые элементы	13
Внецентренно сжатые элементы	15
Косое внецентренное сжатие	17
Местное сжатие (смятие)	17
Изгибаемые элементы	19
Центрально растянутые элементы	20
Срез	20
Расчет узлов опирания элементов на кирпичную кладку	20
Расчет многослойных стен	22
5. Расчет элементов армокаменных конструкций по прочности	23
Элементы с сетчатым армированием	23
Элементы с продольным армированием	24
6. Расчет элементов каменных конструкций, усиленных железобетоном (комплексные конструкции) и обоймами, по прочности	27
Комплексные конструкции	27
Элементы, усиленные обоймами	29
7. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по деформациям	30
8. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по образованию и раскрытию трещин	32
9. Указания по проектированию каменных зданий и их частей	35
Общие указания	35
Статический расчет зданий	36
Стены из виброкирпичных панелей и крупных блоков (бетонных и кирпичных)	41
Деформационные швы	42
Допустимые отношения высот стен и столбов к их толщинам	43
Стены и столбы производственных зданий	44
Анкеровка стен и столбов	45

Перемычки и висячие стены 46
Карнизы 49
Фундаменты, цоколи и стены подвалов 50
Тонкостенные сводчатые покрытия 51
Конструктивные требования к армированной кладке 51
10. Указания по проектированию каменных конструкций, возводимых в зимнее время 53
Общие указания 53
Расчет зимней кладки 56
Конструктивные требования 59

Госстрой СССР

СНиП II-В 2-62

КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

• • •

Стройиздат
Москва, К-31, Кузнецкий мост, д. 9

• • •

Редактор издательства *Т. А. Дрозд*
Технический редактор *Н. В. Шерстнева*
Корректоры *В. М. Залевская, С. Г. Левашова*

Сдано в набор 13/VIII 1968 г. Подписано к печати 30/XII 1968 г.
Бумага 84×108¹/₁₆—2 бум. л. =6,72 усл. печ. л. (уч.-изд. 7,06 л.)
Тираж 90.000 экз. Изд. № XII-1858 Зак. № 976. Цена 35 коп.

Отпечатано с набора Владимирской типографии
Главполиграфпрома в 13-й типографии Главполиграфпрома
Комитета по печати при Совете Министров СССР,
Москва, Денисовский пер., д. 30. Зак. 706.

БСТ N5, 1969 г. с. 10.

Опечатки в главе СНиП II-В. 2-62*

По сообщению Отдела технического нормирования и стандартизации Госстроя СССР в изданной Стройиздатом главе СНиП II-В.2-62* *«Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования»* (переиздание) допущены следующие опечатки.

Страница	Место опечатки	Напечатано	Должно быть
15	Формула (15)	$\varphi RF\varphi$	$\varphi RF\psi$
15	Формула (16)	$\varphi RF\varphi$	$\varphi_и RF\psi$
25	Правая, 20-я строка снизу	$(F'_а)$	$(F_а)$
33	Формула (106)	$\frac{m_{тр} R_{р.и} F}{\frac{F(h-y)l_0}{1J}} - 1$	$\frac{m_{тр} R_{р.и} F}{\frac{F(h-y)l_0}{J}} - 1$

БСТ №5, 1970 г. с. 12–13

Изменение главы СНиП II-В.2-62* «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования»

Постановлением Госстроя СССР от 6 февраля 1970 г. № 8 утверждено и с 1 апреля 1970 г. введено в действие нижеследующее изменение главы СНиП II-В.2-62* *«Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования»*.

1. Пункт 2.4 дополнен абзацем и примечаниями следующего содержания:

«Требования морозостойкости к материалам для внешней части кладки наружных стен (на глубину 20 *см* для стен из камней и 25 *см* для стен из кирпича) и для фундаментов (на всю глубину заложения) зданий, строящихся в Северной строительно-климатической зоне, должны быть на одну ступень выше приведенных в табл. 1*, но не выше Мрз 50 — для керамических и природных камней и Мрз 100 — для бетонных камней блоков.

Примечания: 1. Определение границ Северной строительно-климатической зоны и ее подзон дано «Указаниях по проектированию населенных мест, предприятий, зданий и сооружений в Северной строительно-климатической зоне» (СН 353—66).

2. Применение камней из ячеистого бетона для наружных стен зданий с влажным и мокрым режимом помещений не допускается».

2. В примечания к табл. 1* пункта 2.4 внесены следующие изменения. Второй абзац примечания 1 изложить в следующей редакции:

«Для районов побережий Ледовитого и Тихого океа-

нов на ширину 100 км, не входящих в Северную строительно-климатическую зону, требования морозостойкости повышаются на одну ступень, но не выше Мрз 50 — для химических и природных камней и Мрз 100 — для бетонных камней и блоков».

Первый абзац примечания 2 изложен в следующей редакции:

«2. Для районов страны, кроме Северной строительно-климатической зоны и районов, указанных в примечании 1, требования морозостойкости могут быть снижены на одну ступень, но не ниже Мрз 10 в следующих случаях:»

Примечание 3 дополнено текстом следующего содержания:

«..., а в Северной строительно-климатической зоне — на две ступени выше, но не выше Мрз 100.»

Примечание 4 дополнено абзацем следующего содержания:

«Марки по морозостойкости камней и блоков из тяжелого бетона, применяемых для устройства фундаментов и подземных частей стен в Северной строительно-климатической зоне (вне зависимости от уровня грунтовых вод), следует принимать не ниже Мрз 150, Мрз 100 и Мрз 50 соответственно при I, II и III степенях долговечности конструкций».

3. Подпункт «в» пункта 3.1 изложен в следующей редакции:

«в) при проверке прочности незаконченного здания для кладки, работающей на сжатие, — на коэффициент $m_k = 1{,}25$.

Указанный коэффициент условий работы не следует учитывать при расчете зимней кладки в стадии оттаивания, выполненной на растворах с противоморозными химическими добавками, и стен из виброкирпичных панелей. В Северной строительно-климатической зоне этот коэффициент не должен учитываться и при расчете зимней кладки в стадии оттаивания, выполненной на растворах без химических добавок;».

4. В пункте 4.28* имеющееся примечание именовано первым; этот пункт дополнен вторым примечанием следующего содержания:

«2. В Северной строительно-климатической зоне для теплоизоляции стен облегченных кладок не следует применять засыпки и монолитный легкий бетон.»

5. Пункт 9.27 и таблица 28 этого пункта изложены следующей редакции:

«9.27. Максимальные расстояния между температурными швами в наружных стенах зданий следует принимать:

а) для стен из кирпича и камней — по табл. 28;

б) для стен из крупных блоков, кроме указанных в абзаце «в», — по табл. 28, как для кладки из обыкновенного глиняного кирпича и керамических камней;

в) для стен из крупных блоков, изготовленных из силикатного бетона или силикатного кирпича, — по табл. 28, как для стен из силикатного кирпича.

Таблица 28

Максимальные расстояния s между температурными швами в стенах отапливаемых зданий

Расчетная зимняя наружная температура в °С	Расстояние между температурными швами s в м					
	при кладке из обыкновенного глиняного кирпича и керамических камней на растворах марок			при кладке из силикатного кирпича и бетонных камней на растворах марок		
	100—50	25—10	4	100—50	25—10	4
—40 и ниже	40	65	85	25	35	45
от —30 до —39	50	75	100	30	40	50
от —20 до —29	60	90	120	40	50	60
от —10 до —19	80	120	150	45	60	80
—10 и выше	100	150	200	50	75	100

Примечания 1—5 — по тексту.

6. Таблица 28 дополнена примечанием следующего содержания:

«6. В Северной строительно-климатической зоне при опирании стен на ленточные фундаменты расстояния между температурными швами для стен и фундаментов следует принимать по табл. 28 и примечанию 2. Швы в ленточных фундаментах следует совмещать со швами в стенах. Указания примечания 4 не распространяются на сооружения, возводимые в Северной строительно-климатической зоне».

7. Пункт 10.3 дополнен абзацем следующего содержания:

«В Северной строительно-климатической зоне для элементов каменных конструкций, несущая способность которых по расчету используется на 70% и более, следует применять растворы с противоморозными химическими добавками.»

gost.e-ecolog.ru