

**ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ  
ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
ИНСТИТУТ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
(ЦНИИСК) им. В. А. КУЧЕРЕНКО  
ГОССТРОЯ СССР**

**ПОСОБИЕ  
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КАМЕННЫХ  
И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

(к СНиП II-22-81)

*Утверждено  
приказом ЦНИИСК им. Кучеренко  
Госстроя СССР  
от 15 августа 1985 г. № 243/л*

Москва

Центральный институт типового проектирования  
1989

Рекомендовано к изданию научно-техническим советом ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР.

Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81 „Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования“) /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. - М.: ВДПИ Госстроя СССР, 1989.

Приведены дополнительные рекомендации по проектированию и расчету каменных и армокаменных конструкций, а также примеры расчетов.

Для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

Табл. 56, ил. 97.

*При пользовании Пособием следует учитывать утвержденные изменения строительных норм и правил и государственных стандартов, публикуемые в журнале «Бюллетень строительной техники», «Сборнике изменений строительных норм и правил» Госстроя СССР и информационном указателе «Государственные стандарты СССР» Госстандарта СССР.*

### ПРЕДИСЛОВИЕ

Пособие разработано на основе „Руководства по проектированию каменных и армокаменных конструкций“ (М.: Стройиздат, 1974) и распространяется на проектирование каменных и армокаменных конструкций жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений, строящихся в летних и зимних условиях.

Проектирование каменных конструкций зданий, возводимых в зимнее время, производится в соответствии с указаниями СНиП II-22-81 пп. [7.1-7.15] и [разд. 8](#) настоящего Пособия.

Текст СНиП II-22-81 в Пособии не приводится, но имеются ссылки на соответствующие пункты, таблицы, формулы и чертежи, которые указаны в квадратных скобках. Пособием следует пользоваться одновременно со СНиП II-22-81.

Пособие разработано Отделом прочности крупнопанельных и каменных зданий ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР (кандидаты техн. наук . . . , . . . , . . . , . . . , . . . , **В.А. Камейко, П.Г.** . . . , . . . , . . . , д-р техн. наук . . . , . . . , кандидаты техн. наук . . . , . . . , . . . , д-р техн. наук . . . . В

подготовке примеров к Пособию принимали участие инженеры ( . . . , . . . , . . . , . . . ) при участии НИИ строительной физики (д-р техн. наук . . . , . . . , канд. техн. наук . . . ) и института Башкиргражданпроект ( . . . ).

[Пункт 3.13](#) составлен по данным д-ра техн. наук . . . и . . . (НИИСК

Госстроя СССР).

Подготовка рукописи к изданию выполнена . . . , . . . , . . .

## 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее Пособие составлено в развитие СНиП II-22-81 и содержит методы расчета и проектирования зданий и сооружений из каменных материалов.

При проектировании каменных и армокаменных конструкций следует соблюдать также требования соответствующих нормативных документов, утвержденных или согласованных Госстроем СССР.

Это указание относится, в частности, к проектированию каменных и армокаменных конструкций зданий и сооружений, подвергающихся динамическим воздействиям, а также предназначенных для строительства в сейсмических районах, в условиях воздействия агрессивной среды, систематических технологических температур выше 100° С, в зонах распространения вечномерзлых, просадочных и набухающих грунтов и на подрабатываемых территориях, к проектированию специальных видов каменных конструкций (транспортных и гидротехнических сооружений, дымовых труб, коллекторов и т. д.).

1.2. При проектировании каменных и армокаменных конструкций необходимо, как правило, предусматривать конструктивные решения, изделия и материалы, указанные в п. [1.2], и учитывать требования пп. [1.3-1.6].

1.3. Типовые проекты должны предусматривать варианты конструктивных решений стен с учетом применения изделий и материалов, указанных в п. [1.2].

Каменные конструкции следует проектировать с наиболее полным использованием их несущей способности и максимальным применением местных строительных материалов, запрещается применение сплошной кирпичной кладки для наружных стен из полнотелого кирпича, см. п. [1.2а].

Во избежание утолщения наиболее нагруженных стен и столбов, где это необходимо по расчету прочности конструкций, следует применять кирпич марок 150 и выше или усиление простенков и столбов сетчатым армированием или железобетоном (комплексные конструкции).

Выбор оптимальных конструкций следует производить на основании приведенных затрат с учетом стоимости материалов, трудовых затрат, транспорта, а также эксплуатационных расходов, отдавая предпочтение индустриальным виброкирпичным конструкциям.

1.4. Проектами в необходимых случаях следует предусматривать защиту каменных и армокаменных конструкций от механических воздействий, а также от влияния влажностной или агрессивной среды (защитные покрытия выступающих и особо подверженных увлажнению и внешним воздействиям частей стены, облицовки, пароизоляционные и гидроизоляционные слои и т. д.).

Следует предусматривать также защиту от коррозии стальных связей, закладных и соединительных деталей.

1.5. Кроме расчета конструкций законченного здания в условиях их совместной работы с другими элементами здания необходимо проверить расчетом прочность и устойчивость стен и других конструкций незаконченного здания в процессе возведения этих конструкций. Если по расчету устойчивость указанных конструкций окажется недостаточной, надлежит предусматривать временные крепления до устройства перекрытий или других конструкций, обеспечивающие их устойчивость.

1.6. При проверке прочности и устойчивости стен, столбов, карнизов и других элементов в период возведения зданий следует учитывать, что элементы перекрытий (балки, плиты и пр.) укладываются по ходу кладки.

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

1.7. При возведении конструкций, расчетная несущая способность которых используется более чем на 80 %, следует производить систематический контроль прочности кирпича

(камней) и раствора.

## 2. МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ

### ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

2.1. Для возведения каменных и армокаменных конструкций применяют искусственные и природные каменные материалы в виде кирпича, камней, мелких и крупных блоков и панелей, а также облицовочные и теплоизоляционные материалы, строительный раствор, бетон и арматуру.

2.2. Искусственные и природные каменные материалы, а также бетоны, применяемые для изготовления камней, мелких и крупных блоков, должны удовлетворять требованиям [ГОСТ 4.206-83](#) в части плотности, прочности, морозостойкости и других показателей качества.

2.3. Предполагаемый срок службы каменных материалов для наружной части стен и фундаментов и их проектные марки по морозостойкости принимают при проектировании с учетом влажностного режима помещений по указаниям, приведенным в пп. [2.3-2.5]. Влажностный режим помещений принимается по СНиП II-3-79.

2.4. Доставляемые на строительство каменные материалы должны иметь заводской паспорт, содержащий сведения о пределе прочности (марке) и морозостойкости, а для легких и теплоизоляционных материалов - и по их плотности (объемной массе). При отсутствии паспорта строительная организация до применения этих материалов должна провести необходимые испытания (ГОСТ 6427-75 и [ГОСТ 8462-85](#)).

### КИРПИЧ И КАМНИ КЕРАМИЧЕСКИЕ

2.5. Кирпич изготовляют полнотелым или пустотелым, с вертикальными пустотами, а керамические камни только пустотелыми (ГОСТ 530-80), Масса кирпича и камней не должна превышать 4,3 кг. Применение пустотелых кирпича и камней в наружных стенах повышает их сопротивление теплопередаче и позволяет уменьшить толщину стен. Во избежание заполнения сквозных пустот раствором ширина их не должна превышать 12 мм, а диаметр круглых пустот должен быть менее 16 мм.

### КИРПИЧ И КАМНИ СИЛИКАТНЫЕ

2.6. Кирпич и камни силикатные (ГОСТ 379-79) имеют такие же размеры и массу, как и керамические. Силикатный кирпич толщиной 65 мм изготовляют полнотелым, а утолщенный кирпич - пустотелым или полнотелым с пористыми заполнителями. Силикатные камни изготовляют только пустотелыми с вертикальными круглыми пустотами диаметром 30-32 мм, замкнутыми с верхней стороны. При применении силикатных кирпича и камней следует учитывать указания п. [1.3].

### КИРПИЧ И КАМНИ КЕРАМИЧЕСКИЕ И СИЛИКАТНЫЕ ЛИЦЕВЫЕ

2.7. Кирпич и камни лицевые ([ГОСТ 7484-78](#) и ГОСТ 379-79) применяют для облицовки наружных стен зданий и сооружений, выполняемой одновременно с кладкой. Изготавливают кирпичи и камни с гладкой или рельефной лицевой поверхностью, естественного цвета или окрашенными в массу путем ввода в сырьевые материалы различных добавок.

### КАМНИ БЕТОННЫЕ СТЕНОВЫЕ

2.8. Камни бетонные стеновые ([ГОСТ 6133-84](#)), сплошные и пустотелые, лицевые и рядовые изготовляют из тяжелых и легких бетонов на цементных, силикатных и гипсовых вяжущих. Применяют их для несущих и ограждающих конструкций зданий различного назначения. При применении камней, изготовленных на силикатных и гипсовых вяжущих, следует учитывать указания п. [1-3].

### БЛОКИ ИЗ ЯЧЕЙСТЫХ БЕТОНОВ СТЕНОВЫЕ МЕЛКИЕ

2.9. Блоки из ячеистых бетонов стеновые мелкие (ГОСТ 21520-76) применяют для кладки стен зданий различного назначения с нормальным температурно-влажностным режимом. Применение блоков в наружных стенах помещений с влажным режимом допускается при условии нанесения на внутренние поверхности стен пароизоляционного покрытия.

Применять блоки для наружных стен помещений с мокрым режимом, а также для стен подвалов и цоколей не допускается, см. п. [1.3].

### **БЛОКИ СТЕНОВЫЕ БЕТОННЫЕ**

2.10. Блоки стеновые бетонные, изготавливаемые из тяжелого бетона, легкого бетона на пористых заполнителях, плотного силикатного бетона и автоклавного ячеистого бетона ([ГОСТ 19010-82](#)), применяют для наружных и внутренних стен зданий различного назначения. Применение блоков из ячеистого бетона в наружных стенах помещений с влажным режимом допускается при условии нанесения на внутренние поверхности стен пароизоляционного покрытия. Применение блоков из ячеистого бетона не допускается для стен помещений с мокрым режимом или при средне- и сильноагрессивной степенях воздействия среды на конструкции, а также в стенах цокольного этажа и технического подполья.

### **КАМНИ СТЕНОВЫЕ ИЗ ГОРНЫХ ПОРОД**

2.11. Камни стеновые из горных пород ([ГОСТ 4001-84](#)) предназначены для кладки стен, перегородок и других частей зданий и сооружений. Масса одного камня не должна превышать 40

2.17. Плитки керамические фасадные с глазурованной и неглазурованной лицевой поверхностью, гладкие и с рельефной поверхностью (ГОСТ 13996-84 и ГОСТ 18623-82) изготавливают из глин (с добавками и без них) методом прессования или литья с последующим их обжигом. Плитки применяют для облицовки наружных стен кирпичных зданий, а также зданий из панелей и кирпичных блоков.

Керамические плитки специального назначения применяют для облицовки цоколей зданий, подземных переходов и других строительных элементов, находящихся в неблагоприятных условиях эксплуатации.

### ПЕРЕМЫЧКИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ДЛЯ ЗДАНИЙ С КИРПИЧНЫМИ СТЕНАМИ

2.18. Перемычки железобетонные ([ГОСТ 948-84](#)) применяют для перекрытия оконных и дверных проемов в стенах кирпичных зданий.

### ПАНЕЛИ ГИПСОБЕТОННЫЕ ДЛЯ ПЕРЕГОРОДОК

2.19. Панели гипсобетонные для перегородок (ГОСТ 9574-80), изготавливаемые из бетона на гипсовом или гипсосодержащем вяжущем, армированные деревянными каркасами, применяют для устройства ненесущих перегородок в зданиях различного назначения с сухим, нормальным и влажным режимом помещений.

### БЕТОН И АРМАТУРА

2.20. Бетон и арматура, применяемые в каменных и армокаменных конструкциях, должны соответствовать требованиям [СНиП 2.03.01-84](#).

Для армирования каменных конструкций следует применять стальную арматуру, соответствующую требованиям [ГОСТ 5781-82](#); для сетчатого армирования - арматуру классов А-I и Вр-I; для продольной и поперечной арматуры, анкеров и связей - арматуру классов А-I, А-II и Вр-I; для закладных деталей и соединительных накладок следует применять сталь в соответствии с главой СНиП II-23-81.

### РАСТВОРЫ СТРОИТЕЛЬНЫЕ ДЛЯ КАМЕННЫХ КЛАДОК И МОНТАЖА КРУПНОБЛОЧНЫХ И КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ СТЕН

2.21. Марки растворов по пределу прочности на сжатие приведены в п. [2.1в].

Марка раствора определяется испытанием на сжатие образцов-кубов размером 70,7×70,7×70,7 мм или половинок балочек размером 40×40×160 мм, полученных после испытания их на изгиб в возрасте 28 дней при температуре твердения 20±2°С. Изготовление, выдерживание и испытание образцов производится по [ГОСТ 5802-86](#). Временные сопротивления (пределы прочности) при сжатии, определяемые испытанием образцов-кубов или половинок балочек, принимаются одинаковыми. При сроках и условиях твердения растворов, отличающихся от принятых в [ГОСТ 5802-86](#) (виброкирпичные панели и крупные блоки из кирпича и камней, подвергаемые тепловой обработке, кладка в раннем или длительном возрасте, зимняя кладка и пр.), предел прочности раствора при сжатии (временное сопротивление) устанавливается лабораторными испытаниями.

Таблица 1

Возраст раствора, сут.	Прочность раствора, %, при температуре твердения, °С										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1	1	4	6	10	13	18	23	27	32	38	43
2	3	8	12	18	23	30	38	45	54	63	76
3	5	11	18	24	33	47	49	58	66	75	85
5	10	19	28	37	45	54	61	70	78	85	95
7	15	25	37	47	55	64	72	79	87	94	99
10	23	35	48	58	68	75	82	89	95	100	-
14	31	45	60	71	80	85	92	96	100	-	-
21	42	58	74	85	92	96	100	103	-	-	-
28	52	68	83	96	100	104	-	-	-	-	-

Примечания: 1. Данные таблицы относятся к растворам, твердеющим при относительной влажности воздуха 50-60 %.

2. При применении растворов, изготовленных на шлакопортландцементе и пуццолановом портландцементе, следует учитывать замедление нарастания их прочности при температуре твердения ниже 15 °С. Величина прочности этих растворов определяется умножением значений, приведенных в таблице, на коэффициенты: 0,3 - при температуре твердения 0°С; 0,7 - при 5 °С; 0,9 - при 9 °С и 1,0 - при 15 °С и выше.

3. Для промежуточных значений температуры твердения и возраста раствора прочность его определяется интерполяцией.

4. Растворы по плотности (в сухом состоянии) подразделяют на тяжелые - плотностью 1500 кг/м<sup>3</sup> и легкие - плотностью менее 1500 кг/м<sup>3</sup>. Тяжелые растворы изготавливают с применением плотных, а легкие - пористых заполнителей.

2.22. Прочность раствора зависит от температуры твердения. При температуре твердения, отличающейся от 20±2°С, прочность раствора, %, в возрасте 28 сут следует принимать по [табл. 1](#).

### 3. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НЕАРМИРОВАННОЙ И АРМИРОВАННОЙ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

#### ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.1. Каменная кладка является неоднородным телом, состоящим из камней и швов, заполненных раствором. Этим обуславливаются следующие особенности ее работы: при сжатии кладки усилие передается неравномерно вследствие местных неровностей и неодинаковой плотности отдельных участков затвердевшего раствора. В результате камни подвергаются не только сжатию, но также изгибу и срезу.

3.2. Характер разрушения кладки и степень влияния многочисленных факторов на ее прочность объясняются особенностями ее напряженного состояния при сжатии. Разрушение обычной кирпичной кладки при сжатии начинается с появления отдельных вертикальных трещин, как правило, над и под вертикальными швами, что объясняется явлениями изгиба и среза камня, а также концентрацией растягивающих напряжений над этими швами.

3.3. Первые трещины в кирпичной кладке появляются при нагрузках меньших, чем разрушающие, причем обычно отношение  $m = N_{сгс} : N_u$  тем меньше, чем слабее раствор ( $N_{сгс}$  - нагрузка, соответствующая моменту появления трещин;  $N_u$  - разрушающая нагрузка). Так например, для кладок на растворах марок:

50 и выше	$m = 0,7 - 0,8$
10 и 25	$m = 0,6 - 0,7$
0; 2 и 4	$m = 0,4 - 0,6$

Момент появления первых трещин зависит от качества выполнения горизонтальных швов и плотности применяемого раствора. При неровных швах и растворах малой объемной массы (например, с заполнителем в виде легкого песка) величина  $m$  может быть меньше приведенных значений.

В кладках из крупноразмерных изделий (например, из некоторых видов высокопустотных керамических камней, камней из ячеистого бетона) наступает хрупкое разрушение, первые трещины появляются при нагрузках 0,85-1 от разрушающей.

3.4. На прочность кладки при сжатии влияют следующие факторы: прочность камня; размеры камня; правильность формы камня; наличие пустот в пустотелых камнях; прочность раствора; удобоукладываемость (подвижность) раствора; упругопластические свойства (деформативность) затвердевшего раствора; качество кладки; перевязка кладки; сцепление раствора с камнем; степень заполнения раствором вертикальных швов кладки.

Прочность камня и раствора, размеры и форма камня имеют решающее значение для прочности кладки.

Большое влияние на прочность кладки оказывает сопротивление кирпича растяжению и изгибу. Поэтому государственный стандарт устанавливает требования к прочности кирпича как при сжатии, так и при изгибе. Прочность кирпича при изгибе оказывает меньшее влияние на прочность кладки, чем при сжатии.

Прочность кладки при сжатии вследствие возникновения в ней сложного напряженного состояния значительно меньше сопротивления камня сжатию. Например, прочность кирпичной кладки при слабых растворах составляет всего лишь 10-15 %, а при прочных растворах - 30-40% прочности кирпича.

Прочность кладки из камней неправильной формы во много раз меньше прочности камня и составляет даже для кладки на прочном растворе марки 100 из рваного бута высокой прочности лишь 5-8 % прочности камня. При одной и той же прочности камня и раствора прочность кладки из постелистого бута в 1,5 раза, а из камня правильной формы в 3,5 раза выше кладки из рваного бута.

3.5. Высокого качества кладки, равномерного и плотного заполнения швов раствором можно достичь, применяя вибрирование кирпичной кладки. В этом случае прочность кирпичной кладки в 1,5-2 раза выше прочности обычной кладки среднего качества.

Качество заполнения шва в значительной степени зависит от подвижности применяемого раствора. Прочность кладки, выложенной на подвижных (пластичных) растворах, выше прочности кладки на жестких растворах. В связи с этим в растворах применяют пластифицирующие и водоудерживающие добавки в виде извести, глины и других материалов.

3.6. Перевязка кирпичной кладки на прочном растворе при осевом сжатии несущественно влияет на прочность кладки, если она выполняется не реже чем в каждом шестом ряду. Однако при кладке, выполняемой в зимних условиях или в сейсмических районах, при большой внецентренности приложения нагрузки и больших местных нагрузках рекомендуется применять цепную перевязку.

3.7. Сцепление раствора с камнем и качество заполнения вертикальных швов влияют на прочность кладки при сжатии. Монолитность, трещиностойкость кладки и ее сопротивление усилиям изгиба и растяжения при неравномерной осадке фундаментов, изменении температуры и прочее существенно зависит от указанных факторов.

### ПРЕДЕЛ ПРОЧНОСТИ КЛАДКИ

3.8. Предел прочности всех видов кладок при кратковременном нагружении определяется по формуле профессора Л.И. Онищика:

$$R_u = R_1 \left( 1 - \frac{a}{b + R_2 / 2R_1} \right)^\gamma, \quad (1)$$

где  $R_u$  - предел прочности кладки при сжатии;

$R_1$  - предел прочности камня при сжатии;

$R_2$  - предел прочности раствора (кубиковая прочность).

Коэффициент  $A$  характеризует максимально возможную, так называемую «конструктивную», прочность кладки. Действительно, из формулы (1) следует, что при  $R_2 \rightarrow \infty$   $R_u = AR_1$ .

Коэффициент  $A$  (конструктивный коэффициент) определяется по формуле

$$A = \frac{100 + R_1}{100m + nR_1}, \quad (2)$$

где  $R_1$  выражен в кгс/см<sup>2</sup>.

Величины коэффициентов  $a$ ,  $b$ ,  $m$  и  $n$  приведены в табл. 2.

Таблица 2

Кладка	a	b	m	n
Кирпичная (высота ряда от 5 до 15 см) и из крупных кирпичных блоков	0,2	0,3	1,25	3
Из сплошных камней правильной формы (высота ряда 18-29 см)	0,15	0,3	1,1	2,5
То же, из пустотелых камней	0,15	0,3	1,5	2,5

Из сплошных крупных блоков (высота ряда 60 см и более)	0,09	0,3	См. примеч.	
Из рваного бутового камня (для кладки в возрасте 3 мес)	0,2	0,25	2,5	8,0

Примечание. При определении прочности кладки из сплошных легковесных крупных блоков принимается коэффициент  $A = 0,8$ , а из крупных блоков тяжелого бетона  $A = 0,9$ .

Если прочность кирпича при изгибе меньше предусмотренной ГОСТ 530-80, то конструктивный коэффициент  $A$  для кладки определяется по формуле

$$A = \frac{1,2}{1 + R_1 / 3R_{ub}}, \quad (3)$$

где  $R_{ub}$  - прочность кирпича при изгибе.

Коэффициент  $\gamma$  применяют при определении прочности кладки на растворах низких марок (25 и ниже). Эти коэффициенты принимают равными при:

$$R_2 > R_{2,1} \quad \gamma = 1$$

$$R_2 < R_{2,1} \quad \gamma = \frac{\gamma_0 R_{2,1} + (3 - \gamma_0) R_2}{R_{2,1} + 2R_2}, \quad (4)$$

Для кладки из кирпича и камней правильной формы  $R_{2,1} = 0,04R_1$ ;  $\gamma_0 = 0,75$ ; для бутовой кладки  $R_{2,1} = 0,08R_1$ ;  $\gamma_0 = 0,25$ .

**Формула (1)** установлена для случаев, когда качество кладки соответствует уровню массового строительства, а применяемые растворы достаточно подвижны и удобоукладываемы. Если эти условия не соблюдаются, то влияние ряда факторов учитывается применением дополнительных коэффициентов к значениям  $R_u$ , вычисленным по **формуле (1)**. В случае, например, применения жестких, неудобных для кладки цементных растворов (без добавки глины или извести), растворов на шлаковом или другом легком песке, а также сильно сжимаемых (в возрасте до 3 мес.) известковых растворов пределы прочности кладки понижаются на 15% по сравнению с вычисленными по **формуле (1)**. В среднем на 15% понижается предел прочности кладки из пустотелых крупных бетонных блоков по сравнению с пределом прочности кладки из сплошных крупных блоков той же марки. Предел прочности кладки из постелистого бута на 50 % выше кладка из рваного бута.

3.9. Предел прочности вибрированной кирпичной кладки, в которой обеспечено плотное и равномерное заполнение швов раствором, значительно (в 1,5-2 раза) выше обычного кладки.

3.10. Предел прочности кладки и бетона зависит также от длительности загрузки. Пределом длительного сопротивления кладки или бетона  $R_g$  является максимальное напряжение, которое может выдержать кладка или бетон неограниченное время без разрушения. Величина  $R_g$  для тяжелых бетонов равна 0,8-0,85 $R_u$ , а для ячеистых бетонов неавтоклавного твердения 0,55-0,60 $R_u$ . Для кирпичной кладки на прочных растворах, марок 50 и выше ориентировочно  $R_g = 0,8R_u$ , марок 10 к 25-0,7 $R_u$  и для кладок на известковом растворе 0,6 $R_u$ .

Следует однако учитывать, что после длительного периода твердения раствора под нагрузкой (более года) вследствие его пластических деформации происходит выравнивание поверхности раствора в швах кладки, что уменьшает местные концентрации напряжений и позволяет повысить расчетное сопротивление кладки на 15 %, см. п. [3.11г].

## РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

3.11. Принятое в стандарте СЭВ 384-76 понятие нормативного сопротивления материалов, связанное с контрольной или браковочной их характеристикой, устанавливаемой государственными стандартами на материалы, не применяется к кладке, так как она является композитным материалом и ее прочность не установлена стандартами.

При установлении расчетных сопротивлений для каменных конструкций принята



следующая система коэффициентов. Коэффициент изменчивости прочности кирпичной кладки на основании статистических данных принят равным  $C=0,15$ , а условное нормативное сопротивление  $R_n=R_u(1-2C)=0,7R_u$ , при этом обеспеченность величины  $C$  равна  $0,98$ . Вероятное понижение прочности кладки по сравнению с уровнем, принятым в нормах, учитывается делением  $R_n$  на коэффициент  $1,2$ , а другие второстепенные факторы, не учитываемые расчетом, и дефекты (ослабление кладки пустошовкой, гнездами, небольшие отклонения столбов и стен от вертикали и т. п.) - на коэффициент  $1,15$ . Таким образом, дополнительный коэффициент надежности для кирпичной кладки принят равным  $1,2 \times 1,15 = 1,4$  и расчетное сопротивление  $R=0,7R_u/1,4=0,5R_u$ .

Расчетные сопротивления кладки сжатию из всех видов каменных и бетонных изделий приведены в табл. [2-9], пп. [3.1-3.14]. Средние ожидаемые пределы прочности кладки могут быть определены, в случае необходимости, умножением расчетных сопротивлений на коэффициенты безопасности, приведенные в п. [3.20].

3.12. Расчетные сопротивление асимметрии  $\rho$ :

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad (5)$$

где  $\sigma_{\min}$  и  $\sigma_{\max}$  - соответственно наименьшее и наибольшее значения напряжений в кладке, возникающих от нормативных статических и повторяющихся нагрузок.

Таблица 3

$\rho \leq 0,1$ $D=0,5$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9

Примечание. Коэффициенты  $D$  даны для кладок в 28-дневном возрасте.

### СЦЕПЛЕНИЕ РАСТВОРА С КАМНЕМ И ПРОЧНОСТЬ КАМЕННЫХ КЛАДОК ПРИ РАСТЯЖЕНИИ И СРЕЗЕ

3.14. Прочность кладки при растяжении и срезе зависит, главным образом, от сцепления раствора с камнем. Прочность сцепления зависит от многих факторов, например, вида и состава раствора, прочности и усадки раствора, скорости поглощения камнем воды, чистоты поверхности камня, условий твердения раствора в кладке (температуры и влажности воздуха), содержания посторонних примесей в камне и растворе и др.

3.15. При осевом растяжении и растяжении при изгибе различают случаи сопротивления неперевязанных (горизонтальных швов) и перевязанных сечений. Во втором случае разрушение может происходить по ступенчатому сечению, т. е. по горизонтальным и вертикальным швам или же по плоскому сечению, т. е., по вертикальным швам и целому камню.

3.16. Расчетные сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению, растяжению при изгибе, а также при срезе принимают по пп. [3.15 и 3.16].

### ДЕФОРМАЦИИ КЛАДКИ

3.17. Каменная кладка является упругопластическим телом. Ее деформации зависят от длительности приложения нагрузки или же скорости загрузки кладки.

Различают:

а) упругие (или мгновенные) деформации. К этим деформациям близки также деформации кладки, получаемые при очень быстром загрузке (несколько секунд от начала загрузки до разрушения образца). Зависимость между напряжениями и деформациями в этом случае близка к прямолинейной;

б) кратковременные деформации, соответствующие обычной в лабораторных условиях длительности испытаний (до одного часа);

в) деформации при длительном загрузке в течение многих лет.

3.18. Полная относительная деформация кладки  $\epsilon_0$  (без учета усадки) может быть выражена формулой

$$\epsilon_0 = \epsilon_{e1} + \epsilon_g, \quad (6)$$

где  $\epsilon_{e1}$  - упругая относительная деформация кладки;

$\epsilon_g$  - относительная деформация при длительном приложении нагрузки.

При этом  $\epsilon_g$  может быть представлена в виде

$$\epsilon_g = \epsilon_{1g} + \epsilon_{2g}, \quad (7)$$

где  $\epsilon_{1g}$  - пластическая деформация, возникающая при кратковременной нагрузке (т. е. при нагрузке длительностью до 1 ч);

$\epsilon_{2g}$  - деформация ползучести.

Пластическая деформация  $\epsilon_{1g}$  бетонов и кладок на прочном растворе при напряжениях  $\sigma \leq 0,5R_u$  обычно не превышает 15 % упругой деформации. Полная предельная деформация (при  $t \rightarrow \infty$ )  $\epsilon_0$  обычно в 2-4 раза больше  $\epsilon_{e1}$ .

3.19. Относительные деформации кладки  $\epsilon$  при кратковременной нагрузке могут определяться при любых напряжениях по формуле

$$\epsilon = -\frac{1,1}{\alpha} \ln \left( 1 - \frac{\sigma}{1,1R_u} \right) = \frac{1000}{\alpha} B, \quad (8)$$

где  $\alpha$  - упругая характеристика кладки, принимаемая по п. [3.21];

$\sigma$  - напряжение, при котором определяется  $\epsilon$ ;

$R_u$  - средний предел прочности кладки, определяемый по п. [3.20].

Упругие характеристики кладки с сетчатым и продольным армированием принимаются по п. [3.20].

Значения коэффициента  $B$  приведены в табл. 4.

Таблица 4

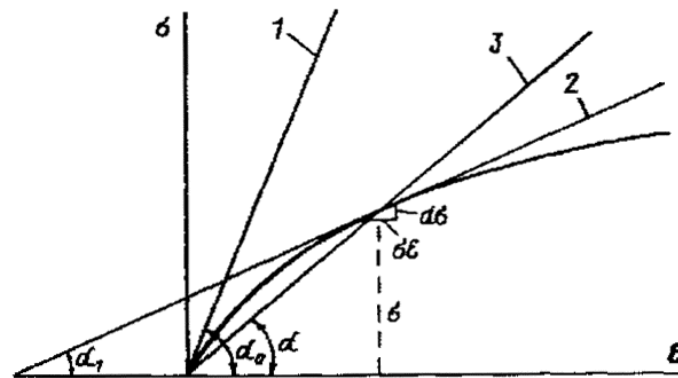
$\frac{\sigma}{R_u}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$B \cdot 10^{-3}$	0,11	0,22	0,35	0,50	0,67	0,86	1,11	1,43	1,87	2,64

3.20. Относительные полные деформации сжали (без учета усадки) при длительном приложении нагрузки, включающие кратковременные деформации и деформации ползучести, определяются во п. [3.23].

3.21. Модули упругости и деформации кладку из природных камней допускается принимать по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований, утвержденным госстроями союзных республик.

3.22. В зависимости от конструктивного решения менее благоприятные результаты могут быть получены как при кратковременных, так и при длительных нагрузках. Например, в многослойной конструкции наиболее напряженный при кратковременной нагрузке слой может с течением времени загружаться, а менее напряженный нагружаться. Поэтому необходимо учитывать деформации, возникающие как при кратковременной, так и при длительной нагрузках.

3.23. Зависимость между напряжениями и деформациями криволинейна, модуль деформации не является величиной постоянной (черт. 1).



Черт. 1. Модуль деформация

1 - начальный модуль деформаций (модуль упругости)  $E_0 = \operatorname{tg} \alpha_0$ ; 2 - касательный модуль деформаций  $E_{\tan} = \operatorname{tg} \alpha_1 =$

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon}; 3 - \text{средний (секущий) модуль деформаций } E = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Различают:

$E_0$  - начальный модуль деформации (модуль упругости) кладки, соответствующий малым напряжениям ( $\sigma < 0,3R_u$ ). Величина  $E_0$  определяется по формуле

$$E_0 = \alpha R_u, \quad (9)$$

касательный модуль деформаций (действительный)

$$E_{\tan} = d\sigma/d\varepsilon; \quad (10)$$

средний (секущий) модуль деформаций

$$E = \sigma/\varepsilon; \quad (11)$$

При зависимости между напряжениями и деформациями по [формуле \(8\)](#) модули деформаций определяются по формуле

$$E_{\tan} = E_0(1 - \sigma/1,1R_u). \quad (12)$$

3.24. При расчете конструкции с учетом длительного приложения нагрузке наиболее важной характеристикой является предельная полная деформация кладки  $\varepsilon_u$  (соответствующая  $t \rightarrow \infty$ ). Значение этой величины различно для разных видов бетонов и кладок. Для практических расчетов значения  $\varepsilon_u$  нормированы и определяются умножением упругой деформации  $\sigma/E_0$  на коэффициенты  $\nu$ , зависящие от вида кладки (см. п. [3.23]). Нормированные значения  $\nu$  относятся к деформациям при напряжениях  $\sigma \leq 0,5 R_u$ . При этих значениях напряжений деформации ползучести в основном развиваются в течение первого года после загрузки и затем постепенно затухают. При больших напряжениях деформации ползучести затухают медленнее, а при напряжениях, превышающих предел длительного сопротивления  $R_g$ , скорость деформаций с течением времени увеличивается и наступает разрушение. Скорость нарастания деформаций зависит от вида материалов и качества кладки, возраста кладки и момента ее загрузки, размеров сечения кладки и определяется по п. [3.23].

Деформации усадки кладки из глиняного обожженного кирпича и керамических камней не учитываются. Деформации усадки кладки из силикатного кирпича и камней, бетонных камней и блоков принимаются по п. [3.26].

### ОБЪЕМНАЯ МАССА (ПЛОТНОСТЬ) КЛАДКИ

3.25. Нормативная объемная масса кладки, принимаемая при расчете каменных конструкций на прочность, приведена в [табл. 5](#). При расчете должна учитываться также

собственная масса штукатурке равной  $15 \text{ кг/м}^2$ . В случае применения мокрой штукатурки ее толщина, при отсутствии специальных данных, принимается равной 1,5 см; нормативная объемная масса штукатурки из цементного или смешанного раствора -  $1800 \text{ кг/м}^3$ , а из известкового раствора -  $1600 \text{ кг/м}^3$ .

Таблица 5

Кладка	Нормативная объемная масса, $\text{кг/м}^3$
Сплошная из полнотелого кирпича	1800
Из пустотелого, пористо-дырчатого или пористого кирпича при объемной массе кирпича, $\text{кг/м}^3$ :	
1450	1550
1300	1400
Из пустотелых керамических камней при высоте камня 138 мм при объемной массе камня, $\text{кг/м}^3$ :	
1450	1500
1300	1300
Из легкобетонных камней с щелевидными пустотами (пустотность 26%) при объемной массе, $\text{кг/м}^3$ :	
1400	1100
1600	1230
Из легкобетонных трехпустотных камней со сквозными пустотами с засыпкой шлаком, керамзитом и т.п. (пустотность камня 35%, объемная масса засыпки $1000 \text{ кг/м}^3$ ) при объемной массе бетона, $\text{кг/м}^3$ :	
1400	1300
1600	1420
Бутовая из известняка при объемной массе известняка $2200-2500 \text{ кг/м}^3$	2100
Из крупных блоков из тяжелого бетона	2400
Из крупных блоков из легкого или ячеистого бетона	Принимается равной объемной массе бетона с учетом его влажности

Примечания: 1. Нормативная объемная масса кладки принята с учетом возможного ее изменения в пределах  $\pm 10\%$ , что учитывается коэффициентами перегрузки. Поэтому нормативная объемная масса, применяемая при расчете на прочность, может отличаться от объемной массы, принимаемой при теплотехнических расчетах.

2. Толщина штукатурки не включается в расчетное сечение при определении несущей способности элемента.

3. В табл. 5 указана объемная масса кладок, выполненная на тяжелых растворах, имеющих объемную массу  $1800 \text{ кг/м}^3$ .

#### 4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ (ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ)

##### ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.1. Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям первой группы (потеря несущей способности, потеря устойчивости формы, потеря устойчивости положения) производится, как правило, на воздействие расчетных нагрузок.

4.2. Расчет каменных и армокаменных конструкций незаконченных зданий и сооружений производится на воздействие нормативной ветровой нагрузки, а для других нагрузок принимаются их расчетные значения.

4.3. Влияние длительного приложения нагрузки на прочность каменной кладки учитывается при назначении расчетных сопротивлений п.[3.11г] и расчете гибких элементов по указаниям пп. [4.1 и 4.7].

4.4. Сцепление раствора с кирпичом и камнем отличается большой изменчивостью и зависит от многих случайных величин. Поэтому расчет неармированных каменных конструкций производится без учета сопротивления кладки растяжению и изгибу по неперевязанным сечениям (например, по горизонтальным швам), за исключением случаев расчета на сейсмические нагрузки.

4.5. Расчет каменных конструкций на внецентренное сжатие производится без учета

сопротивления растянутой зоны сечения. При больших эксцентриситетах, см. п. [4.8], производится дополнительная проверка сечения по образованию и раскрытию трещин; в этом случае условно учитывается сопротивление кладки растяжению по неперевязанному сечению как косвенная характеристика возможного раскрытия трещин.

4.6. Сопротивление кладки растяжению по неперевязанному сечению учитывается при расчете кладки на сейсмические воздействия. В этом случае при выполнении кладки должны соблюдаться специальные правила, повышающие надежность сцепления в соответствии со СНиП II-7-81. Прочность сцепления проверяется при этом контрольными испытаниями в лабораторных и натуральных условиях.

### ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

4.7. Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном и внецентренном сжатии производится по указаниям и формулам, приведенным в пп. [4.1-4.11].

При назначении расчетной высоты стены, если ее опорами являются перекрытия и примыкающие к ней поперечные стены, разрешается учитывать опирание стены по контуру (по трем или четырем сторонам), при выполнении следующих условий:

а) по четырем сторонам, если стена ослаблена проемами не более чем на 40 % как по вертикальному, так и по горизонтальному сечению. При ослаблении вертикального сечения более чем на 40%, но менее чем на 60 % разрешается учитывать опирание по четырем сторонам, при условии компенсации дополнительного (сверх 40 %) ослабления кладки - горизонтальными железобетонными поясами с жесткостью, равной жесткости пояса кладки высотой  $H_a - 0,4H$ , где  $H_a$  - высота проема. Закрепление по четырем сторонам разрешается учитывать, если  $m=H:l \geq 0,5$  ( $l$  - длина и  $H$  - высота участка стены, определяемая по указаниям п. 4.8);

б) если стена ослаблена проемами более, чем это указано в подп. «а», или опирается по трем сторонам вместе с тем  $m=H:l \geq 1$ , разрешается учитывать опирание стены по трем сторонам.

К случаям опирания стены по трем сторонам относятся, например:

участок стены от места примыкания внутренней стены к наружной до ближайшего дверного проема;

вертикальные участки самонесущей стены промышленного или общественного здания, примыкающей и закрепленной связями к поперечной раме железобетонного или металлического каркаса;

в) если связь между продольными и поперечными стенами осуществляется только перевязкой кладки, то опирание стены по трем или четырем сторонам разрешается учитывать при условии, если разница в напряжениях этих стен, определяемая без учета перераспределения напряжений между ними, не превышает 30 % расчетного сопротивления сжатию кладки (без учета сетчатого армирования, если оно имеется). При большей разнице в напряжениях стены следует соединять железобетонными или защищенными от коррозии металлическими связями не менее чем в трех уровнях по высоте этажа. В каркасных зданиях учет опирания стен по контуру разрешается при условии, если стена надежно связана со стойками и верхним ригелем каркаса.

Расчетная высота стен  $l_{0c}$ , если перекрытие (или другая горизонтальная конструкция) может рассматриваться как неподвижная в горизонтальном направлении опора стены с учетом опирания по контуру, определяется в зависимости от отношения  $m = H:l$  из условия  $l_{0c} = 1,2l_0/m\sqrt{K} \leq l_0$ , где  $H$  - высота этажа;  $l$  - длина участка стены;  $l_0$  - расчетная высота стены, принимаемая по п. [4.3] без учета опирания стены по боковым граням.

Величины  $K$  при закреплении участка стены по четырем сторонам равны:

$m=H:l$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1 и более
$K$	6,25	5,14	4,52	4,2	4,08	4

Величины  $K$  при закреплении участка стены по трем сторонам равны:

$m=H:l$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	3	4	5 и более
---------	---	-----	-----	-----	-----	---	-----	---	---	-----------

К 1,44 1,14 0,95 0,84 0,76 0,7 0,61 0,56 0,52 0,5

4.8. Указанное в п. [4.3а] шарнирное опирание принимается в зданиях с неподвижными жесткими опорами, см. п. [6.7], при опирании на стену перекрытий без заделки в кладку опорных участков плит, настилов, балок, прогонов и т. п., а также при деревянных перекрытиях независимо от заделки их на опорных участках.

Величина  $H$  при железобетонных сборных или монолитных перекрытиях, заделанных на опорах в кладку, принимается равной высоте этажа за вычетом толщины железобетонной плиты, настила или панели перекрытия. В остальных случаях  $H$  принимается равной высоте этажа.

В одноэтажных зданиях за нижнюю опору принимается уровень отмостки или пола, если он конструктивно связан со стеной или находится ниже уровня земли.

4.9. Если в стене или столбе имеются горизонтальные или наклонные борозды (одна или две с обеих сторон элемента в одном сечении), не превышающие в сумме по глубине  $1/3$  толщины стены, а по высоте -  $1/10$  высоты этажа, то при определении гибкости элемента следует приближенно принимать условную высоту этажа  $H_1 = 1,1H$ . Наличие этих борозд может не учитываться при определении  $\varphi$ , если они расположены в уровне междуэтажного перекрытия (в зданиях с неподвижными опорами).

Если борозды имеют большую указанных глубину или высоту, при определении гибкости принимается толщина стены в месте ее ослабления. При расчете ослабленного сечения на внецентренное сжатие эксцентриситет принимается относительно оси ослабленного сечения.

### КОСОЕ ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ

4.10. Расчет элементов неармированных каменных конструкций при косом внецентренном сжатии (внецентренное сжатие в двух направлениях) производится по указаниям п. [4.12].

### СМЯТИЕ (МЕСТНОЕ СЖАТИЕ)

4.11. Расчет сечений при смятии (местном сжатии) следует производить на нагрузки, приложенные к части площади сечения (при опирании на кладку ферм, балок, прогонов, перемычек, панелей перекрытий, колонн и др.).

Несущая способность кладки при смятии определяется с учетом характера распределения давления по площади смятия.

Расчет на смятие следует производить с учетом возможного опирания конструктивных элементов (балок, лестничных маршей и др.) в процессе возведения здания на свежую или оттаивающую зимнюю кладку.

4.12. Расчет сечений при смятии производится по указаниям и формулам пп. [4.13-4.17]. Конструктивные требования к участкам кладки, загруженным местными нагрузками, приведены в пп. [6.40- 6.43].

Кроме расчета на смятие опорные узлы должны быть рассчитаны также на центральное сжатие по указаниям пп. [6.44 и 6.45].

4.13. При необходимости повышения несущей способности опорного участка кладки при смятии могут применяться следующие конструктивные мероприятия:

а) сетчатое армирование опорного участка кладки, см. пп. [4.30 и 4.31], а также [пп. 5.12-5.17](#);

б) опорные распределительные плиты;

в) распределительные пояса при покрытиях больших пролетов, особенно в зданиях с массовым скоплением людей (кинотеатры, залы клубов, спортзалы и т. п.);

г) устройство пилястр;

д) комплексные конструкции (железобетонные элементы, забетонированные в кирпичную или каменную кладку);

е) выполнение из полнотелого кирпича верхних 4-5 рядов кладки в местах опирания элементов на кладку.

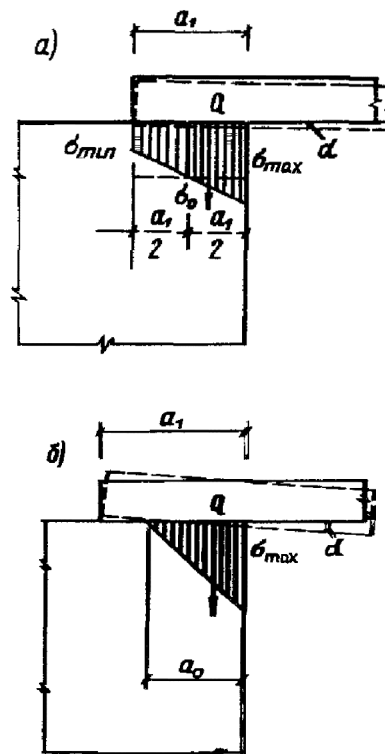
4.14. При местных краевых нагрузках, превышающих 80 % расчетной несущей способности кладки при смятии, следует под элементом, создающим местную нагрузку, усиливать кладку сетчатым армированием. Сетки должны иметь ячейки размером не более

100×100 мм и диаметр стержней не менее 3 мм.

В местах приложения местных нагрузок, в случаях, когда усиление кладки сетчатым армированием является недостаточным, следует предусматривать укладку распределительных плит толщиной, кратной толщине рядов кладки, но не менее 14 см, армированных по расчету двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5% в каждом направлении.

При краевом опорном давлении однопролетных балок, прогонов, ферм и т. п. более 100 кН укладка опорных распределительных плит (или поясов) является обязательной также и в том случае, если это не требуется по расчету. При таких нагрузках толщину распределительных плит следует принимать не менее 22 см.

4.15. Расчет кладки на смятие под опорами свободно лежащих изгибаемых элементов (балок, прогонов и т. п.), см. п. [4.17], производится в зависимости от фактической длины опоры  $a_1$ , и полезной длины  $a_0$ , черт. 2. Эпюра напряжений под концом балки принимается по трапеции (при  $a_1 < a_0$ ) или по треугольнику (при  $a_1 \geq a_0$ ). Допускается также приближенно принимать треугольную эпюру с основанием  $a_0 = a_1$ , если длина опорного конца балки меньше ее высоты.



Черт. 2. Распределение напряжений под концом балки

а - эпюра напряжений - трапеция ( $a_1 < a_0$ );

б - то же, треугольник ( $a_1 \geq a_0$ )

Полезная длина опоры определяется по формуле

$$a_0 = \sqrt{\frac{2Q}{cb \operatorname{tg} \alpha}} . \quad (13)$$

Краевые напряжения при эпюре в виде в виде трапеции:

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{ca_1}{2} \operatorname{tg} \alpha ; \quad (14)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_0 - \frac{ca_1}{2} \operatorname{tg} \alpha ; \quad (15)$$

$$\text{где } \sigma_0 = \frac{Q}{a_1 b} \quad (16)$$

; при эпюре в виде треугольника:

$$\sigma_{\max} = 2\sigma_0 \quad (17)$$

$$\text{где } \sigma_0 = \frac{Q}{a_0 b} \quad (18)$$

В формулах (13)-(18):

$a_0$  - полезная длина опоры;

$Q$  - опорная реакция балки;

$b$  - ширина опорного участка балки, плиты настила или распределительной плиты под концом балки;

$a_1$  - длина опоры балки;

$c$  - коэффициент постели при смятии кладки под концом балки;

$\alpha$  - угол наклона оси балки на опоре.

Коэффициент постели  $c$  определяется по формулам:

$$c = \frac{50R_u}{b} , \quad (19)$$

где  $R_u$  - временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки, определяемое по формуле [3] п. [3.20];

$$c = \frac{35R_{u1}}{b} , \quad (20)$$

$R_{u1}$  - временное сопротивление сжатию кладки на растворе марки 2.

При определении  $\operatorname{tg} \alpha$  принимается, что балка опирается на шарнир, расположенный посередине опорного конца. При неразрезных балках промежуточные опоры принимаются расположенными по оси соответствующих столбов или стен.

Для свободно лежащих балок при равномерной нагрузке

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{ql^3}{24EI} , \quad (21)$$

где  $l$  - пролет балки;

$EI$  - жесткость балки.

Для других нагрузок углы поворота см. в табл. 8.1.2 «Справочника проектировщика», т. 1 (расчетно-теоретический). - М.: Стройиздат, 1972.

В п. [4.13, формула (17)] величины коэффициента полноты эпюры давления и площади  $A_c$  при эпюре напряжений под концом балки в виде трапеции определяются до формулам:

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{ca_1 \operatorname{tg} \alpha}{2\sigma_0}} , \quad A_c = a_1 b. \quad (22)$$



При треугольной эпюре напряжений:

$$\psi=0,5; \quad A_c=a_1 b \quad (23)$$

Если по расчету несущая способность опорного участка при свежей кладке недостаточна, рекомендуется установка временных стоек, поддерживающих концы балок.

4.16. При загрузении кладки на смятие в двух направлениях учет ее работы производится путем перемножения коэффициентов полноты эпюр напряжений, см. п. [4.13].

Для нахождения формы распределения величины местных сжимающих напряжений под опорой перемычки в поперечном направлении определяется полезная ширина опоры  $b_0$  из условия равенства нулю суммы моментов относительно середины ширины опорной площадки перемычки. Тангенс угла поворота перемычки вокруг продольной оси определяется из формулы (13), в которой  $a_0$  заменяется на  $b_0$ , а  $b$  на  $a_1$ . Коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки определяется из отношения объема эпюры давления к объему  $\sigma_{\max} A_c$ .

4.17. Расчет кладки на смятие под опорами однопролетных балок или настилов с заделанными опорами производится по п. [6.46], при этом величина эксцентриситета  $e_0$  определяется по формуле

$$e_0 = \frac{M}{Q}, \quad (24)$$

где  $M$  - изгибающий момент в заделке;

$Q$  - опорная реакция балки.

При равномерно распределенной нагрузке на балку или плиту настила

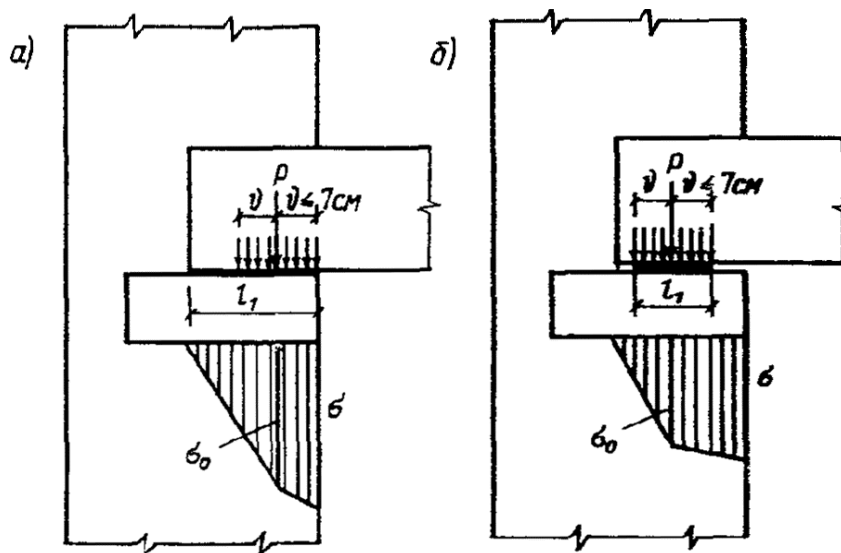
$$M = -\frac{ql^2}{12}. \quad (25)$$

Для других нагрузок величины изгибающих моментов в заделке см. в табл. 8.1.2 «Справочника проектировщика».

4.18. При расчете сечений кладки, расположенных под распределительной плитой, нагрузка на плиту от установленной на нее балки (фермы и т. п.) без фиксирующей прокладки принимается в виде сосредоточенной силы, равной опорной реакции опирающегося на плиту элемента. Точка приложения силы принимается на расстоянии  $l/3l_1$ , но не более 7 см от внутреннего края плиты (черт. 3, а).

При наличии прокладки, фиксирующей положение опорного давления, расстояние от точки приложения сосредоточенной силы до внутреннего края прокладки определяется по указаниям настоящего пункта, причем в этом случае  $l_1$  - длина прокладки (черт. 3, б).

Распределительная плита должна быть рассчитана на местное сжатие, изгиб и скалывание при действии местной нагрузки, приложенной сверху, и реактивного давления кладки снизу. При расчете распределительной плиты сосредоточенная сила заменяется нагрузкой, равномерно распределенной по площади смятия, имеющей ширину  $b$  опорного участка опирающегося на плиту элемента, и длину, равную  $2v$  где  $v$  - расстояние от внутреннего края плиты или фиксирующей прокладки до оси нагрузки (см. черт. 3).



Черт. 3. Схема нагрузок и напряжения при расчете опорной плиты  
 а - опирание балки без фиксирующей прокладки;  
 б - опирание балки с прокладкой

4.19. Если нагрузка передается на кладку через распределительные устройства (например, через железобетонную или металлическую плиту), то эти устройства в расчетной схеме заменяются поясом кладки или столбом), имеющим размеры в плане те же, что и распределительные устройства с эквивалентной по жесткости высотой, вычисленной по формуле

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{Ed}}, \quad (26)$$

где  $E_p$  - модуль упругости материала распределительного устройства (для железобетонных распределительных устройств  $E_p = 0,85 E_b$ , где  $E_b$  - начальный модуль упругости бетона);

$I_p$  - момент инерции распределительного устройства;

$E$  - модуль упругости кладки, принимаемый  $E=0,5E_0$ ;

$d$  - размер распределительного устройства в направлении, перпендикулярном направлению распределения.

4.20. Напряжения в кладке под распределительными устройствами определяются по формулам, приведенным в [табл. 6](#).

В этих формулах  $s$  - радиус влияния местной нагрузки, равный

$$s = \frac{\pi H}{2} = 1,57 H, \quad (27)$$

где  $H$  - расстояние от уровня, в котором приложена местная нагрузка, до рассчитываемого сечения.

При расчете сечения под распределительным устройством  $H=H_0$ , а в расположенных ниже сечениях  $H=H_0+H_1$ , где  $H_1$  - расстояние от нижней поверхности распределительного устройства до рассчитываемого сечения.

4.21. Если к распределительному устройству приложено несколько сосредоточенных и распределенных местных нагрузок, эпюры напряжений по его подошве могут быть определены как сумма эпюр, соответствующих каждой из этих нагрузок. Распределенные нагрузки могут заменяться несколькими эквивалентными по величине сосредоточенными силами.

4.22. Размеры распределительного устройства (или размеры основания конструкции, создающей местную нагрузку) должны выбираться такими, чтобы выполнялось условие

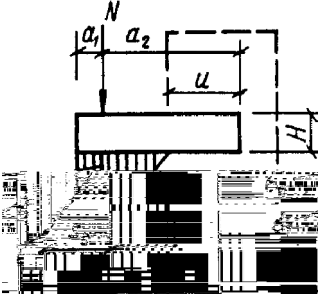
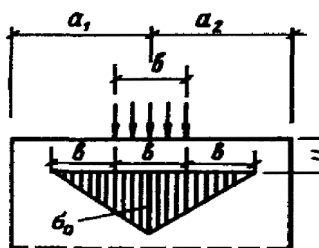
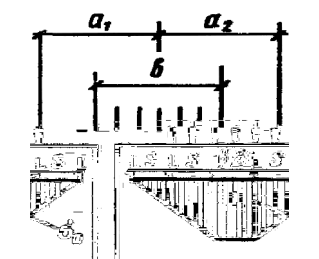
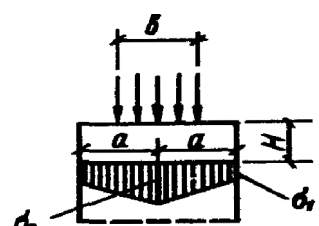
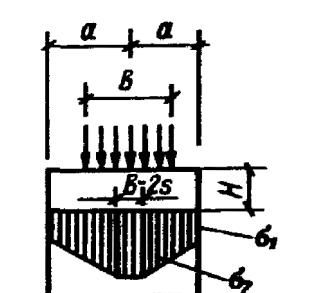
$$\sigma_{\max} \leq 0,8\xi R_u, \quad (28)$$

где  $\xi$  - определяется по формуле [19] п. [4.14];  
 $R_u$  - по формуле [3] п. [3.20].

Длина распределительной плиты (если она не ограничена размерами сечения кладки) должна быть больше длины опорного конца балки  $l_1$ , установленной на плиту без фиксирующей прокладки (черт. 4, а). Для определения необходимой длины распределительной плиты  $l_1$  принимается, что равнодействующая давления от конца балки на плиту приложена непосредственно на торце балки (черт. 4, б).

Таблица 6

Схема приложения нагрузки и распределения напряжений	Формулы применимы в сечениях, где	Напряжения $\sigma_0$ и $\sigma_1$
	$a_1 \text{ и } a_2 > s = \frac{\pi H}{2}$	$\sigma = 0,64 \frac{N}{Hd}$
2. 	$a < s$	$\sigma_0 = \frac{N}{2ad} \left( 1 + 0,41 \frac{a^2}{H^2} \right);$ $\sigma_1 = \frac{N}{2ad} \left( 1 - 0,41 \frac{a^2}{H^2} \right)$
3. 	$a_1 < s$ $a_1 \geq \frac{a_2}{2}$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right)$ $\sigma_1 = \frac{2Na_2}{(a_1 + a_2)a_1 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_2)}{2a_1};$ $\sigma_2 = \frac{2Na_2}{(a_1 + a_2)a_2 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_2)}{2a_2};$ $a_0 = \frac{(a_1 + a_2)^4}{8(a_1^3 + a_2^3)}$
4. 	$a_1 < s$ $a_1 < \frac{a_2}{2}$ $a_{2,0} < a_2$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right);$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_{2,0})}{a_1};$ $a_0 = 1,125a_1;$ $a_{2,0} = \sqrt{\frac{4Na_1}{\sigma_0 d}} - a_1$
5. 	$a_1 < s$ , $a_2 \geq s_0$ $a_1 < \frac{a_2}{2}$ , $s_0 < a_2$ для затвердевшей кладки: $u \geq 12 \text{ см} > H$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right);$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + s_0)}{a_1};$

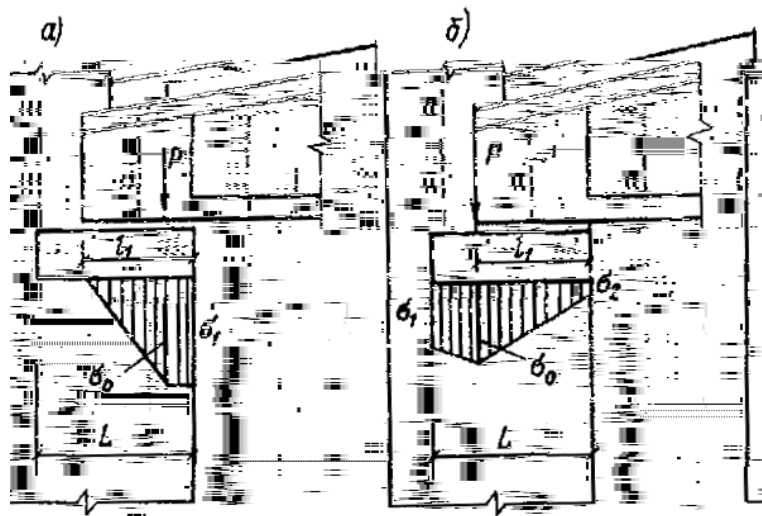
	<p>для свежей или оттаявшей кладки:  <math>u \geq 24 \text{ см} \geq 2H</math>          Нагрузка q погашает растягивающие напряжения под плитой</p>	$a_0 = 0,15s + 0,85a_1;$ $s_0 = 0,4a_1 + 0,6s$
<p>6.</p> 	<p><math>a_1</math> и <math>a_2</math> больше <math>s+b/2</math> и одновременно <math>b &lt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{q}{d} \frac{2}{1 + \frac{\pi H}{b}};$ $q = \frac{N}{b}$
<p>7.</p> 	<p><math>a_1</math> и <math>a_2 &gt; s+b/2</math> и одновременно <math>b &gt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{q}{d}$
<p>8.</p> 	<p><math>a &lt; s + \frac{b}{2}</math>          и одновременно <math>b &lt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{qb}{2ad} (1 + \beta^2);$ $\sigma_1 = \frac{qb}{2ad} (1 - \beta^2);$ $\beta = \frac{2a}{\pi H + b}$
<p>9.</p> 	<p><math>a &lt; s + \frac{b}{2}</math>          и одновременно <math>b &lt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{q}{d} \left[ 1 + \frac{(b + 2s - 2a)^2}{16as} \right];$ $\sigma_1 = \frac{q}{d} \cdot \frac{(b + 2s)^2 - 4a^2}{16as}$

Примечание: q – нагрузка; d – толщина элемента.

Этим учитывается возможность, например, неравномерной осадки опор. С учетом места расположения равнодействующей этого давления по формулам, приведенным в [табл. 6](#), определяется эпюра давления от распределительной плиты на кладку. При этом величина ординаты эпюры давления  $\sigma_1$  (см. [черт. 4, б](#)) на краю распределительной плиты, примыкающей к незагруженной части кладки, не должна превышать расчетного сопротивления кладки сжатию R. Если по конструктивным соображениям длина опорной плиты не может быть увеличена, то необходимо увеличить ее ширину.

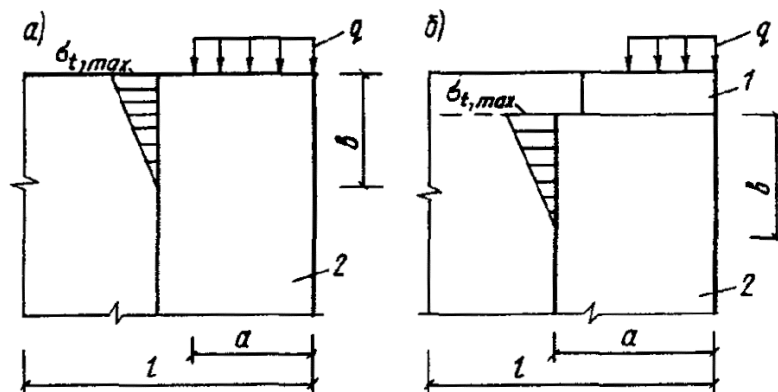
4.23. В зоне кладки, примыкающей к площади смятия, расположенной на краю стены, а также при установке распределительной плиты, под которой условно принимается равномерная эпюра напряжения, возникают горизонтальные растягивающие усилия. С точностью, достаточной для практических расчетов, эпюра растягивающих напряжений

может быть представлена в виде треугольника с максимальной ординатой в уровне приложения местной нагрузки и подошвы плиты, см. [черт. 5](#).



Черт. 4. Расчетная схема узла опирания балки на кладку

а - нагрузка и напряжения при расчете кладки на местное сжатие под опорной плитой; б - нагрузка и напряжения при определении длины опорной плиты



Черт. 5. Распределение растягивающих напряжений в кладке при смятии

а - при отсутствии распределительной плиты; б - при установке распределительной плиты; 1 - распределительная плита; 2 - кладка

Высота растянутой зоны  $b$  определяется по формуле

$$b = a(1,75v^2 - 2,75v + 1,25), \quad (29)$$

где  $a$  - длина загруженного участка;

$v = a/l$ ;

$l$  - длина элемента, включающая загруженный участок.

Наибольшая ордината эпюры растягивающих напряжений  $\sigma_{t,max}$  определяется по формуле

$$\sigma_{t,max} = 0,4q / (9,6v^2 - 1,7v + 1), \quad (30)$$

где  $q$  - величина нагрузки, МПа ( $\text{кгс}/\text{см}^2$ ), равномерно распределенной по площади местного сжатия.

При  $v < 0,2$  следует принимать этот коэффициент равным 0,2; при  $v \geq 0,8$  растягивающие напряжения не учитываются.

Величина наибольшей ординаты эпюры растягивающих напряжений неармированной кладки должна удовлетворять условию

$$\sigma_{t,max} \leq 0,8R_{tb,u}, \quad (31)$$

где  $R_{tb,u}$  - предел прочности кладки на растяжение при изгибе по перевязанному сечению, равный  $R_{tb,u} = kR_{tb}$  ( $k=2,25$ );

$R_{tb}$  - расчетное сопротивление растяжению при изгибе.

Величины растягивающих напряжений  $\sigma_{t,max}$  в пределах высоты растянутой зоны  $b$  при различных отношениях  $v = a/l$  можно определять по табл. 7.

Таблица 7

$v = a/l$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$\sigma_{t,max}$	0,383q	0,295q	0,216q	0,157q	0,116q	0,089q
$b$	0,770a	0,580a	0,430a	0,310a	0,230a	0,180a

Если [условие \(31\)](#) не удовлетворяется, то горизонтальное усилие  $\sigma_{t,max} \frac{hb}{2}$  ( $h$  – толщина стены) должно быть воспринято сетчатой арматурой, уложенной в горизонтальных швах кладки в пределах высоты растянутой зоны  $b$ . Длина арматурных сеток должна обеспечивать их достаточную анкеровку. Для этого сетки с одной стороны заводятся в пределы всей площади смятия и на такую же длину в противоположную сторону, при этом длина сеток должна ограничиваться краем стены.

**Примечание.** При опирании балок и ферм на стены и столбы, изгиб или смещение которых в направлении продольной оси балки ограничены, расчет опор следует производить с учетом температурно-влажностных деформаций этих балок и стен. Для этого расчета могут быть применены указания [прил. 11](#). При необходимости горизонтальные усилия должны быть восприняты арматурой.

4.24. Неразрезные распределительные устройства (например, железобетонные пояса) рассчитываются как балки на упругом основании.

Армирование железобетонных распределительных устройств производится в соответствии со [СНиП 2.03.01-84](#).

4.25. В случае сложных узлов опирания (например, при опирании на стену или столб прогонов, балок и плит в нескольких направлениях, в одном или близких уровнях), расчет которых может быть выполнен лишь ориентировочно, должны применяться конструктивные мероприятия, повышающие надежность опорного узла, приведенные в [п. 4.14](#), или узел должен быть замоноличен.

4.26. При опирании ферм, балок покрытий, подкрановых балок и т. п. на пилястры следует предусматривать связь распределительных плит на опорном участке кладки с основной стеной по [п. \[6.42\]](#).

Выполнение кладки, расположенной над плитами, следует предусматривать непосредственно после установки плит. Предусматривать установку плит в борозды, оставляемые при кладке стен, не допускается.

4.27. Фиксирующая прокладка должна быть закреплена на поверхности плиты при помощи выпущенных из нее анкеров. Внутренний край прокладки должен отстоять от края опорной плиты не менее чем на 100 мм.

4.28. Под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку, следует предусматривать слой раствора марки не ниже 50, толщиной не свыше 15 мм; установка этих элементов или же распределительных плит на кладку „насухо” не допускается.

Кладка стен под опорами на высоту не менее 10 рядов должна иметь цепную перевязку во всех рядах как в продольном, так и в поперечном направлении, а кладка столбов или пилястр - цепную или четырехрядную (системы Л.И. Онищика).

### ИЗГИБ, ЦЕНТРАЛЬНОЕ РАСТЯЖЕНИЕ И СРЕЗ

4.29. Расчет изгибаемых и центрально растянутых неармированных элементов, а также расчет неармированной кладки на срез производятся по указаниям и формулам, приведенным в [пп. \[4.18-4.20\]](#).

### МНОГОСЛОЙНЫЕ СТЕНЫ

4.30. Проектирование многослойных стен производится по пп. [4.21-4.29] и [6.30-6.31]. Многослойные стены состоят из конструктивных, облицовочных и теплоизоляционных слоев, соединенных жесткими или гибкими связями.

4.31. В двухслойных стенах при жесткой связи слоев эксцентриситет продольной силы, направленный в сторону теплоизоляционного слоя, не должен превышать  $0,5y$ .

4.32. Трехслойные стены с засылками или заполнением бетоном марки ниже 10 и двухслойные с утеплителем марки 15 и ниже рассчитываются по сечению кладки без учета несущей способности утеплителя.

4.33. Расчет и проектирование стен с облицовками производятся по указаниям, приведенным в пп. [4.28 и 4.29] и [6.32-6.34], а также в [пп. 7.122-7.162](#).

### УСТОЙЧИВОСТЬ ПОЛОЖЕНИЯ

4.34. При расчете стен в процессе их возведения, а также сооружений, не имеющих верхней горизонтальной опоры (например, промышленных дымовых труб, подпорных стен и т. п.), кроме расчета на прочность и трещиностойкость необходима проверка на устойчивость положения стены или сооружения. Это относится к сечениям, в которых не могут быть восприняты растягивающие усилия, как, например, в уровне опирания фундамента на грунт, стены - на гидроизоляционный слой и т. п.

Цель расчета - предупредить опрокидывание конструкций при малой продольной и значительной поперечной силе. В этом случае опрокидывание может произойти при обмятии или незначительном выкрашивании одной лишь кромки сечения.

Устойчивость положения стены обеспечивается при условии, если равнодействующая горизонтальных и вертикальных сил находится в пределах сечения на достаточном расстоянии от его сжатого края, т. е. при ограничении величины эксцентриситета.

Расчет производится по формуле

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq m_1 y, \quad (32)$$

где  $M$  - момент от расчетной поперечной нагрузки и внецентренного приложения нормальной силы;

$N$  - нормальная сила от расчетного собственного веса элемента, вычисленного с учетом коэффициента перегрузки 0,9;

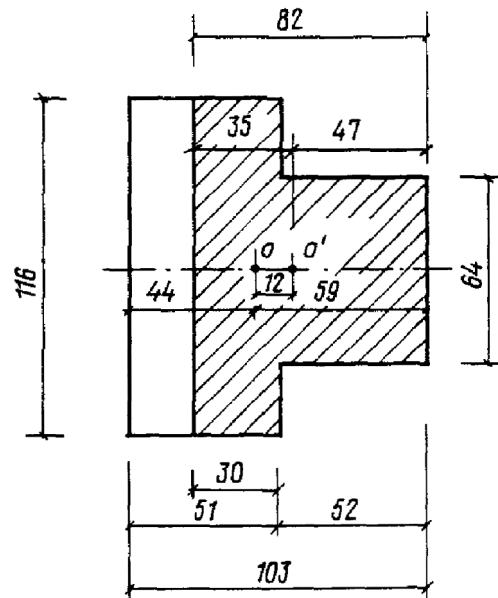
$m_1$  - коэффициент, принимаемый для стен в стадии их возведения и свободно стоящих стен равным  $m_1 = 0,9$ , а для сооружений - по специальным указаниям;

$y$  - расстояние от центра тяжести элемента до края сечения в сторону эксцентриситета.

**Пример 1.** Расчет участка стены таврового сечения на внецентренное сжатие (эксцентриситет в сторону ребра).

К тавровому сечению простенка приложена расчетная продольная сила  $N = 850$  кН (85 тс) и расчетный момент, направленный в сторону ребра  $M = 102$  кН·м (10,2 тс·м).

Размеры сечения приведены на [черт. 6](#). Высота этажа  $H = 5$  м. Кладка выполнена из глиняного кирпича пластического прессования марки 100 на растворе марки 50, расчетное сопротивление кладки  $R = 1,5$  МПа ( $15$  кгс/см<sup>2</sup>).



Черт. 6. Поперечное тавровое сечение

Перекрытие сборное железобетонное, заделанное на опорах в кладку стены, толщина перекрытия  $H_f = 0,22$  м.

Здание жесткой конструктивной схемы (перекрытие является неподвижной горизонтальной опорой стены).

Найти расчетную несущую способность  $N_{cc}$ .

Эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{102}{850} = 0,12 \text{ м.}$$

Расчет производим по указаниям п. [4.7, формула (13)]:

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega.$$

Определяем геометрические характеристики сечения.

Площадь сечения

$$A = 0,51 \cdot 1,16 + 0,52 \cdot 0,64 = 0,924 \text{ м}^2.$$

Определяем расстояние центра тяжести сечения от края полки по графику [прил. 5](#):

$$\alpha = \frac{0,51}{1,03} = 0,50; \quad \beta = \frac{0,64}{1,16} = 0,55;$$

$$x = 0,43; \quad z_0 = 0,43 \cdot 1,03 = 0,44 \text{ м.}$$

Расстояние от центра тяжести сечения до его края в сторону эксцентриситета

$$y = h - z_0 = 1,03 - 0,44 = 0,59 \text{ м.}$$

Момент инерции сечения относительно его центра тяжести определяем по графику [прил. 5](#):

$$I = 0,0605 \cdot 1,16 \cdot 1,03^3 = 7,67 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

Радиус инерции сечения

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{7,67 \cdot 10^{-2}}{0,924}} = 0,29 \text{ м}$$



Так как  $i > 0,087$  м, то согласно п. [4.7] принимается  $m_g = 1$ .

Определяем значение коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  для всего сечения.

Расчетная высота простенка  $l_0$  при условиях, указанных в задании в соответствии с п. [4.3, примеч. 1], принимается равной

$$l_0 = 0,9H = 0,9 (5 - 0,22) = 4,3 \text{ м.}$$

Гибкость простенка определяется по формуле

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{4,3}{0,29} = 15.$$

Упругая характеристика кладки из глиняного кирпича пластического прессования, выполненной на растворе марки 50,

$$\alpha = 1000 \text{ по табл. [15].}$$

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл.[18]

$$\varphi = 0,99.$$

Определяем площадь сжатой части сечения.

Для определения размеров этой площади применяем [формулу \(2\) прил. 6](#):

$$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1} (2e_2 - d) + (e_2 - d)^2},$$

где  $x$  - расстояние от точки приложения силы до края полки сжатой части сечения.

Точка приложения силы совпадает с центром тяжести сжатой части сечения

$$b_1 = 1,16 \text{ м; } b_2 = 0,64 \text{ м; } d = 0,52 \text{ м;}$$

$$e_2 = y - e_0 = 0,59 - 0,12 = 0,47 \text{ м;}$$

$$x = \sqrt{\frac{0,64 \cdot 0,52}{1,16} (2 \cdot 0,47 - 0,52) + (0,47 - 0,52)^2} = 0,35 \text{ м.}$$

Высота сжатой части сечения

$$h_c = e_2 + x = 0,47 + 0,35 = 0,82 \text{ м.}$$

Площадь сжатой части сечения

$$A_c = 0,64 \cdot 0,32 + 0,30 \cdot 0,26 \cdot 2 = 0,681 \text{ м}^2.$$

Определяем момент инерции сжатой части сечения относительно его центра тяжести по графику [прил. 5](#):

$$\alpha = \frac{h_0}{h} = \frac{0,30}{0,82} = 0,37;$$

$$\beta = \frac{0,64}{1,16} = 0,55; \eta = 0,061;$$

$$I_c = \eta b h^3 = 0,061 \cdot 1,16 \cdot 0,82^3 = 3,9 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

Радиус инерции сжатой части сечения

$$i_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{3,9 \cdot 10^{-2}}{0,681}} = 0,24 \text{ м}$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения при  $\lambda_{ic} = \frac{l_0}{i_c} = \frac{4,3}{0,24} = 18$ ; по табл. [18]  $\varphi_c = 0,97$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,99 + 0,97}{2} = 0,98$$

Так как радиус инерции сечения  $i = 0,290 > 0,087$  м, то коэффициент  $m_g$  в формуле [13] принимаем равным единице. Коэффициент  $\omega$  принимаем по табл. [19]:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{0,12}{2 \cdot 0,59} = 1,1$$

Расчетная несущая способность простенка  $N_{cc}$ :

$$N_{cc} = m_g \varphi_1 R A_c \omega = 0,98 \cdot 1,5 \cdot 0,681 \cdot 1,1 \cdot 10^3 = 1100 \text{ кН} > 850 \text{ кН} (110 \text{ тс} > 85 \text{ тс}).$$

Расчетная продольная сила  $N$  меньше расчетной несущей способности  $N_{cc}$ , следовательно, простенок удовлетворяет требованиям прочности.

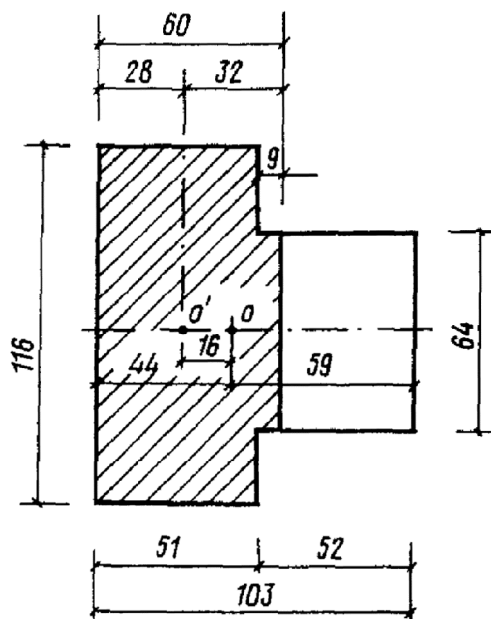
Относительный эксцентриситет

$$\frac{e_0}{y} = \frac{0,12}{0,59} = 0,20 < 0,7,$$

поэтому, согласно п. [4.8], расчет по раскрытию трещин не производится.

**Пример 2.** Расчет участка стены таврового сечения на внецентренное сжатие (эксцентриситет в сторону полки).

К тавровому сечению простенка приложена продольная сила с эксцентриситетом  $e_0 = 0,16$  м в сторону полки. Размеры простенка и все остальные данные см. на [черт. 7](#).



Черт. 7. Поперечное тавровое сечение

Найти расчетную несущую способность  $N_{cc}$ .

Расчет производим по формуле [13] п. [4.7]:

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega.$$

Следующие величины, не зависящие от эксцентриситета, вычисленные в [примере 1](#), остаются без изменений:

$$z_0 = 0,44\text{м}; \alpha = 1000; l_0 = 4,30\text{м};$$

$$m_g = 1; \varphi = 0,99; R = 1,5 \text{ МПа (15 кгс/см}^2\text{)};$$

$$A = 0,924 \text{ м}^2; I = 7,67 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета

$$y = z_0 = 0,44\text{м}.$$

Нормальная сила приложена на расстоянии

$$e_1 = z_0 - e_0 = 0,44 - 0,16 = 0,28\text{м}$$

от наружного края полки сечения.

Определяем площадь сжатой части сечения.

Для определения размеров этой площади применяем [формулу \(1\) прил.6](#):

$$x = \sqrt{\frac{b_1 c}{b_2} (2e_1 - c) + (e_1 - c)^2},$$

где  $x$  - расстояние от точки приложения силы до края ребра расчетной части сечения;

$$b_1 = 1,16\text{м}; b_2 = 0,64\text{м}; c = 0,51\text{м}; e_1 = 0,28 \text{ м};$$

$$x = \sqrt{\frac{1,16 \cdot 0,51}{0,64} (2 \cdot 0,28 - 0,51) + (0,28 - 0,51)^2} = 0,314 \text{ м}$$

Размеры расчетной сжатой части сечения показаны на [черт. 7](#).

Площадь сжатой части сечения

$$A_c = 1,16 \cdot 0,51 + 0,09 \cdot 0,64 = 0,649 \text{ м}^2.$$

Определяем момент инерции сжатой зоны сечения относительно его центра тяжести по графику [прил. 5](#):

$$\alpha = \frac{h_0}{h} = \frac{0,51}{1,03} = 0,495;$$

$$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{0,64}{1,16} = 0,55; \eta = 0,060;$$

$$I_c = \eta b h^3;$$

$$I_c = 0,060 \cdot 1,16 \cdot 0,60^3 = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4$$

Радиус инерции сжатой части сечения

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^{-2}}{0,649}} = 0,152 \text{ м}.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения при гибкости

$$\lambda_{ic} = \frac{l_0}{i} = \frac{4,30}{0,152} = 28$$

Принимаем по табл. [18]  $\varphi_c = 0,92$  и определяем

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,99 + 0,92}{2} = 0,96$$

Коэффициент  $\omega$  принимаем по табл. [19].

Так как  $2y = 2 \cdot 0,44 = 0,88 < h = 1,03$ , то коэффициент  $\omega$  равен

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,16}{1,03} = 1,15$$

Расчетная несущая способность сечения определяется по формуле [13]:

$$N_{cc} = m_g \varphi_1 R A_c \omega = 0,96 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,649 \cdot 1,15 = 1080 \text{ кН} > 850 \text{ кН} \quad (108 \text{ тс} > 85 \text{ тс}).$$

Расчетная продольная сила  $N$  меньше расчетной несущей способности  $N_{cc}$  следовательно, простенок удовлетворяет требованиям прочности.

Относительный эксцентриситет

$$\frac{e_y}{y} = \frac{0,16}{0,44} = 0,36 < 0,7$$

Поэтому согласно п. [4.8] расчет по раскрытию трещин не производится.

**Пример 3.** Расчет участка стены таврового сечения по несущей способности и по раскрытию трещин.

К тавровому сечению простенка приложена продольная сила с эксцентриситетом  $e_0 = 0,45$  м в сторону ребра.

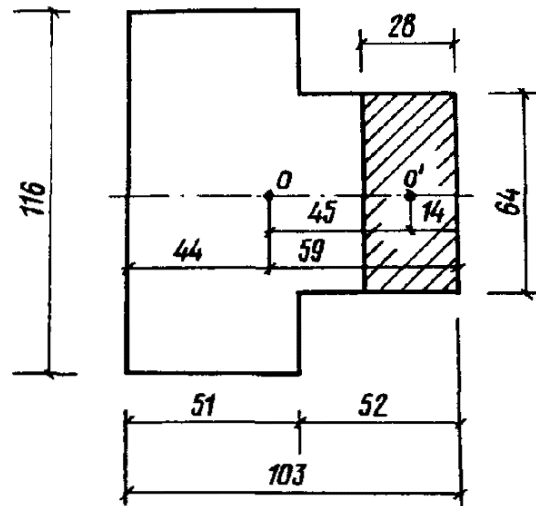
Размеры простенка и все остальные данные см. на [черт.8](#).

Найти расчетную несущую способность  $N_{cc}$ . Следующие величины, не зависящие от эксцентриситета, вычисленные в [примере 1](#), остаются без изменения:

$$z_0 = 0,44 \text{ м}; \alpha = 1000; l_0 = 4,30 \text{ м};$$

$$m_g = 1; \varphi = 0,99; R = 1,5 \text{ МПа} \quad (15 \text{ кгс/см}^2);$$

$$A = 0,924 \text{ м}^2; I = 7,67 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$



Черт. 8. Поперечное тавровое сечение

Расстояние от центра тяжести до края сечения в сторону эксцентриситета

$$y = h - z_0 = 1,03 - 0,44 = 0,59 \text{ м};$$

$$\frac{e_0}{y} = \frac{0,45}{0,59} = 0,76 > 0,7,$$

следовательно, простенок должен быть рассчитан не только по несущей способности, но и по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения.

А. Вычисление  $N_{cc}$  по несущей способности.

Расчет производим по формуле [13]:

$$N_{cc} = m_g \varphi_1 R A_c \omega.$$

Расстояние  $s$  от точки приложения силы до края ребра сечения равно

$$s = y - e_0 = 0,59 - 0,45 = 0,14 \text{ м} < \frac{0,52}{2},$$

т. е. меньше половины высоты ребра. Поэтому сжатая часть сечения прямоугольная и высота ее определяется по формуле

$$h_c = 2s = 2 \cdot 0,14 = 0,28 \text{ м.}$$

Расчетная сжатая часть сечения показана на [черт.8](#):

$$A_c = 0,28 \cdot 0,64 = 0,179 \text{ м}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения при гибкости

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h_c} = \frac{4,30}{0,28} = 15,4$$

по табл. [18]  $\varphi_c = 0,76$ :

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,99 + 0,76}{2} = 0,88.$$

Коэффициент  $\omega$  принимаем по табл. [19]:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{0,45}{2 \cdot 0,59} = 1,38$$

Расчетная несущая способность простенка

$$N_{cc} = 0,88 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,179 \cdot 1,38 = 326 \text{ кН (32,6 тс)}.$$

Б. Определение  $N_{cc}$  по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения производим по формуле [33] п. [5.3]:

$$N \leq \frac{v_r R_{tb} A}{\frac{A(h-y)e_0}{I} - 1}$$

Согласно табл. [24] при предполагаемом сроке службы конструкции 50 лет  $v_r = 2,0$ .

По табл. [10] принимаем  $R_{tb} = 0,12$  МПа и определяем

$$N_{cc} = \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 10^3 \cdot 0,924}{\frac{0,924(1,03 - 0,59) \cdot 0,45}{7,67 \cdot 10^{-2}} - 1} = 160 \text{ кН (16 тс)}.$$

Таким образом, предельная нагрузка на простенок определяется в данном случае расчетом по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения, а не расчетом по несущей способности.

**Пример 4.** Расчет несущей способности участка несущей стены здания с жесткой конструктивной схемой.

К участку стены прямоугольного сечения приложена расчетная продольная сила  $N = 165$  кН (16,5 тс), от длительных нагрузок  $N_g = 150$  кН (15 тс), кратковременных  $N_{st} = 15$  кН (1,5 тс). Размер сечения  $0,24 \times 1,00$  м, высота этажа 3 м, нижние и верхние опоры стены - шарнирные, неподвижные. Стена запроектирована из газобетонных блоков двухрядной разрезки, смонтированных на растворе проектной марки М50; газобетон вида А плотностью  $8 \text{ кН/м}^3$  ( $800 \text{ кгс/м}^3$ ) проектной марки по прочности М50. Расчетная установившаяся влажность газобетона  $W = 10 \%$  (по массе).

Требуется проверить несущую способность элемента стены в середине высоты этажа при возведении здания в летних условиях.

В соответствии с п. [4.9] для несущих стен толщиной 0,24 м следует учитывать случайный эксцентриситет  $e_v = 0,02$  м. Следовательно, продольная сила будет действовать с эксцентриситетом  $e_0 = e_{0g} = e_v = 0,02$  м. Расчет производим по формуле [13]:

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega.$$

Находим геометрические характеристики сечения. Площадь сечения элемента

$$A = 0,24 \cdot 1,0 = 0,24 \text{ м}^2.$$

Площадь сжатой части сечения по формуле [14]:

$$A_c = A \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) = 0,24 \left( 1 - \frac{2 \cdot 0,02}{0,24} \right) = 0,2 \text{ м}^2.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление сжатию кладки  $R$  по табл. [4] с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_c = 0,8$ , см. п. [3.11], равно

$$R = 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 1,32 \text{ МПа (13,2 кгс/см}^2\text{)}.$$

Расчетная длина элемента согласно черт. [4, а], п. [4.3] равна

$$l_0 = H = 3 \text{ м.}$$

Гибкость элемента равна

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3}{0,24} = 12,5.$$

Упругая характеристика кладки  $\alpha$ , принимаемая по табл. [15], равна

$$\alpha = 750.$$

Коэффициент продольного изгиба определяем по табл. [18]:

$$\varphi = 0,775.$$

Гибкость сжатой части сечения

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{H}{h - 2e_0} = \frac{3}{0,24 - 2 \cdot 0,02} = 15.$$

Коэффициент продольного изгиба сжатой части сечения по табл. [18]:

$$\varphi_c = 0,705.$$

По формуле [15] определяем коэффициент  $\varphi_1$ :

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,775 + 0,705}{2} = 0,74.$$

Коэффициент  $\omega$  для ячеистого бетона принимается по табл. [19] равным 1,0.

Коэффициент  $\eta$  при  $\lambda_{hc} = 15$  по табл. [20] принимаем равным 0,115.

Коэффициент  $m_g$  по формуле [16] равен

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left( 1 + \frac{1,2e_{0g}}{h} \right) = 1 - 0,115 \frac{150}{165} \left( 1 + \frac{1,2 \cdot 0,02}{0,24} \right) = 0,885.$$

Расчетная несущая способность участка стены  $N_{cc}$  равна

$$N_{cc} = m_g \varphi_1 R A_c \omega = 0,885 \cdot 0,74 \cdot 1,32 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 1 = 172,9 \text{ кН (17,29 тс)}.$$

Расчетная продольная сила  $N$  меньше  $N_{cc}$ :

$$N = 165 \text{ кН} < N_{cc} = 172,9 \text{ кН}.$$

Следовательно, стена удовлетворяет требованиям по прочности. Эксцентриситет  $e_0 = 0,02$  м, что меньше  $0,7 y = 0,7 \cdot 0,12 = 0,084$  м, поэтому в соответствии с п. [4.8] не следует производить расчет по раскрытию трещин.

**Пример 5.** Расчет участка внутренней несущей стены здания с жесткой конструктивной схемой на внецентренное сжатие.

К участку стены прямоугольного сечения приложена расчетная продольная сила  $N = 200$  кН (20 тс) от длительных нагрузок  $N_g = 180$  кН (18 тс), кратковременных  $N_{st} = 20$  кН (2 тс) и

расчетный момент  $M = 3,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$  ( $0,39 \text{ тс}\cdot\text{м}$ ). Размер сечения  $0,24 \times 1,00 \text{ м}$ , высота этажа  $H = 3 \text{ м}$ , нижние и верхние опоры стены - шарнирные неподвижные. Стена запроектирована из газобетонных блоков двухрядной разрезки, смонтированных на растворе проектной марки М50; газобетон вида А плотностью  $10 \text{ кН/м}$  ( $1000 \text{ кгс/м}^3$ ), проектной марки по прочности М100. Расчетная установившаяся влажность газобетона  $W = 10\%$  (по массе).

Требуется проверить несущую способность элемента стены в середине высоты этажа при возведении здания в летних условиях. Эксцентриситет от расчетной продольной силы равен

$$e_0 = M/N = 3,9:200 = 0,0195 \text{ м.}$$

Случайный эксцентриситет в соответствии с п. [4.9] для несущих стен толщиной  $0,24 \text{ м}$  равен  $e_v = 0,02 \text{ м}$ . Эксцентриситет от действия длительных нагрузок  $e_{0g1} = M/N_g = 3,9:180 = 0,0217 \text{ м}$ .

Расчетный эксцентриситет принимаем равным:

от расчетной продольной силы с учетом случайного эксцентриситета

$$e_0 = e_{01} + e_v = 0,0195 + 0,02 = 0,0395 \text{ м} \cong 0,04 \text{ м};$$

от действия длительных нагрузок с учетом случайного эксцентриситета

$$e_{0g} = e_{0g1} + e_v = 0,0217 + 0,02 = 0,0417 \text{ м} \cong 0,042 \text{ м.}$$

Расчет производим по формуле [13]

$$N \leq m_g \phi_1 R A_c \omega.$$

Находим геометрические характеристики сечения. Площадь сечения элемента

$$A = 0,24 \cdot 1,0 = 0,24 \text{ м}^2.$$

Площадь сжатой части сечения по формуле [14]

$$A_c = A \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) = 0,24 \left( 1 - \frac{2 \cdot 0,04}{0,24} \right) = 0,16 \text{ м}^2.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ м.}$$

Расчетное сопротивление сжатию кладки  $R$  по табл. [4] с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_c = 0,8$  п. [3.11] равно

$$R = 2,7 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 2,376 \text{ МПа} (23,76 \text{ кгс/см}^2).$$

Расчетная длина элемента  $l_0$  согласно черт. [4, а], п. [4.3]

$$l_0 = H = 3 \text{ м.}$$

Гибкость элемента по формуле [12]

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3}{0,24} = 12,5.$$

Упругая характеристика  $\alpha$  по табл. [15] равна 750.

Гибкость сжатой части сечения  $\lambda_{hc}$  равна

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{H}{h - 2e_0} = \frac{3}{0,24 - 2 \cdot 0,04} = 18,75.$$



Коэффициент продольного изгиба сжатой части сечения  $\varphi_c$  по табл. [18] равен 0,611.

По формуле [15] коэффициент  $\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,775 + 0,611}{2} = 0,693$ .

Коэффициент  $\omega$  для ячеистого бетона принимаем по табл. [19] равным 1,0.

Коэффициент  $\eta$  при  $\lambda_{hc} = 18,75$  по табл. [20] принимаем равным 0,209.

Коэффициент  $m_g$ , по формуле [16] равен

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left( 1 + \frac{1,2e_{0g}}{h} \right) = 1 - 0,209 \frac{180}{200} \left( 1 + \frac{1,2 \cdot 0,042}{0,24} \right) = 0,772$$

Расчетная несущая способность элемента стены

$$N_{cc} = m_g \varphi_1 R A_c \omega = 0,772 \cdot 0,693 \cdot 2,376 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 1 = 203,4 \text{ кН (20,34 тс)}.$$

Расчетная продольная сила  $N$  меньше расчетной несущей способности  $N_{cc}$ :

$$N = 200 \text{ кН} < N_{cc} = 203,4 \text{ кН}.$$

Следовательно, стена удовлетворяет требованиям по прочности. Относительный эксцентриситет  $e_0/y = 0,04:0,12 = 0,33 < 0,7$ , поэтому в соответствии с п. [4.8] расчет по раскрытию трещин производить не требуется.

**Пример 6.** Расчет кладки на смятие под опорами свободно лежащей однопролетной стальной двутавровой балки чердачного перекрытия.

Балка № 20 с моментом инерции поперечного сечения  $I = 1840 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$  длиной 6,4 м с пролетом (в свету)  $b$  м, шириной полки  $b = 0,1$  м и длинами опорных концов  $a_1 = 0,2$  м с каждой стороны. Балка нагружена равномерно распределенной нагрузкой  $q = 5 \text{ кН/м (500 кгс/м)}$ , включая ее собственный вес. Балки чердачного перекрытия опираются на кирпичные стены толщиной 0,51 м, выполненные из кирпича марки 100 на растворе марки 50. Расчетное сопротивление кладки 1,5 МПа. Расстояние между балками 1,5 м. Опорная реакция балки  $Q = 15 \text{ кН (1,5 тс)}$ .

Расчет кладки на смятие под опорами балки производим по п. [4.15].

Полезную длину опоры  $a_0$  определяем по [формуле \(13\)](#):

$$a_0 = \sqrt{\frac{2Q}{cb \operatorname{tg} \alpha}}$$

Коэффициент постели при смятии кладки под концом балки при затвердевшей кладке определяется по формуле

$$c = \frac{50R_u}{b} = \frac{50 \cdot 2 \cdot 1,5}{0,1} = 1,5 \cdot 10^3 \text{ МН/м}^3 \text{ (1,5} \cdot 10^5 \text{ тс/м}^3\text{)}$$

При равномерно распределенной нагрузке тангенс угла наклона оси балки в середине опорного конца определяется по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{ql^3}{24EI} = \frac{5 \cdot 6,2^3 \cdot 10^{-3}}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1840 \cdot 10^{-8}} = 0,0128;$$

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 15 \cdot 10^{-3}}{1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,0128}} = 0,125 \text{ м} < 0,2 \text{ м}.$$

Расчет кладки на смятие под опорами балки производится по формуле [17] п. [4.13]:

$$N_c \leq \psi d R_c A_c.$$

Так как полезная длина опоры балки  $a_0$  меньше ее полной длины  $a_1$ , то эпюра распределения напряжений принимается по треугольнику с коэффициентом полноты  $\psi=0,5$ ;  $d=1,5-0,5\psi=1,25$ . По п. [4.14] расчетное сопротивление кладки при смятии  $R_c=\xi R$ . Расчетная площадь сечения  $A$  принимается по п. [4.16в]:

$$A = (0,1+0,51 \cdot 2)0,125 = 0,14 \text{ м}^2.$$

Площадь смятия  $A_c = 0,1 \cdot 0,125 = 0,0125 \text{ м}^2$ .

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = \sqrt[3]{\frac{0,14}{0,0125}} = 2,24 > \xi_1 = 2.$$

Расчетное сопротивление кладки на смятие  $R_c = \xi R$ .

$$R_c = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ МПа}.$$

Расчетная несущая способность затвердевшей кладки при смятии

$$N_{cc} \leq \psi d R_c A_c = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 3 \cdot 0,0125 \cdot 10^3 = 23,4 > Q = 15 \text{ кН (2,34 тс} > 1,5 \text{ тс)}.$$

Расчетная нагрузка на стену при смятии меньше расчетной несущей способности кладки, следовательно, затвердевшая кладка под опорой балки удовлетворяет требованиям прочности.

Определяем расчетную несущую способность свежей кладки при смятии.

Коэффициент постели  $c_1$  для свежей кладки при прочности раствора 0,2 МПа и расчетном сопротивлении кладки 0,8 МПа определяется по формуле

$$c_1 = \frac{35 R_{u1}}{b} = \frac{35 \cdot 2 \cdot 0,8}{0,1} = 0,56 \cdot 10^3 \text{ МН/м}^3 \text{ (} 0,56 \cdot 10^5 \text{ тс/м}^3 \text{);}$$

$$\text{tg } \alpha = 0,0128;$$

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 15 \cdot 10^{-3}}{0,56 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,0128}} = 0,205 \text{ м} > 0,2 \text{ м}.$$

Краевые напряжения при эпюре в виде трапеции определяются по формулам:

$$a_0 = \frac{Q}{a_1 b} = \frac{15}{0,2 \cdot 0,1} = 0,75 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 + \frac{c a_1}{2} \text{tg } \alpha = 0,75 + \frac{0,56 \cdot 10^3 \cdot 0,2}{2} 0,0128 = 1,47 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_0 - \frac{c a_1}{2} \text{tg } \alpha = 0,75 - \frac{0,56 \cdot 10^3 \cdot 0,2}{2} 0,0128 = 0,03 \text{ МПа}$$

Коэффициент полноты эпюры давления при эпюре напряжений под опорой балки в виде трапеции определяется по формуле

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{c a_1 \text{tg } \alpha}{2 \sigma_0}} = \frac{1}{1 + \frac{1,56 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,0128}{2 \cdot 0,75}} = 0,51;$$

$$d = 1,5 - 0,5 \cdot 0,51 = 1,245.$$

Расчетная площадь сечения  $A = (0,1+0,51 \cdot 2)0,2 = 0,224 \text{ м}^2$ .

Площадь смятия  $A_c = 0,1 \cdot 0,2 = 0,02 \text{ м}^2$ .

Коэффициент определяем по формуле [19]:

$$\xi = \sqrt{\frac{0,224}{0,02}} = 2,24 > \xi_1 = 2 ;$$

$$R_c = 0,8 \cdot 2 = 1,6 \text{ МПа.}$$

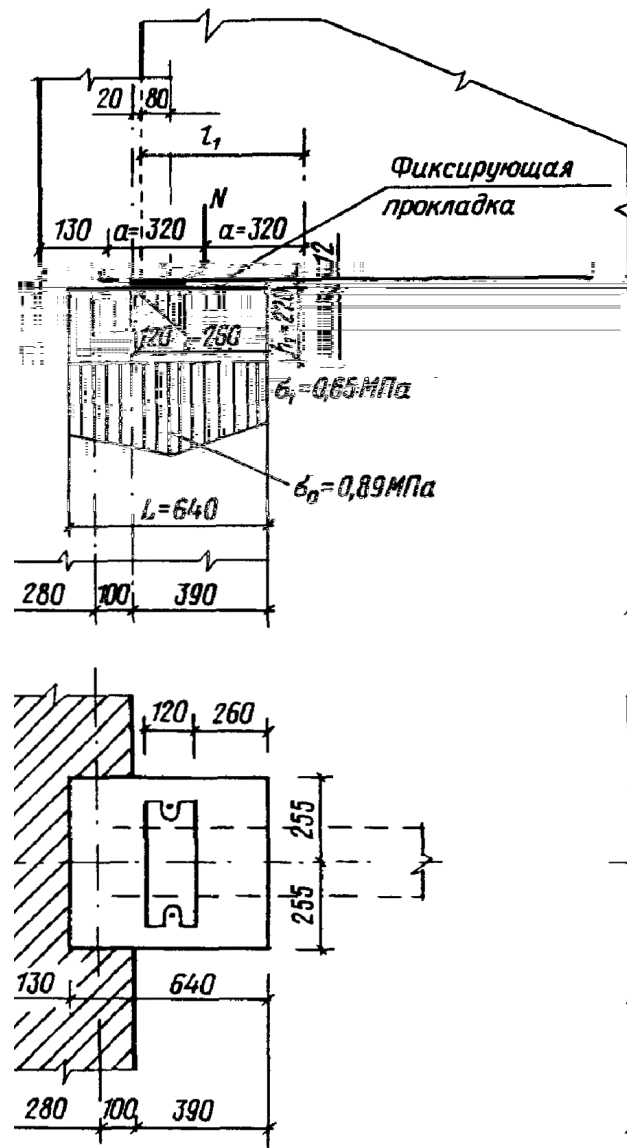
Расчетная несущая способность свежей кладки при смятии

$$N_{cc} = 0,51 \cdot 1,245 \cdot 1,6 \cdot 10^3 \cdot 0,02 = 20,3 \text{ кН} > Q = 15 \text{ кН} (2,03 \text{ тс} > 1,5 \text{ тс}).$$

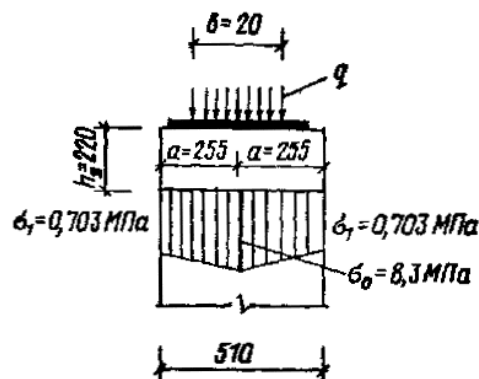
Расчетная нагрузка на стену при смятии меньше расчетной несущей способности кладки, следовательно, свежая кладка под опорой балки также удовлетворяет требованиям прочности.

**Пример 7.** Расчет на смятие кладки под опорным участком балки покрытия.

Рассчитать и сконструировать опоры для двускатных балок покрытия над одноэтажным промышленным зданием пролетом 15 м. Балки опираются на наружные стены с пилястрами, шаг - 6м. Стены толщиной 0,38 м возводятся из кирпича марки 75 на растворе марки 50, сечение пилястр 0,39×0,51 м, см. [черт. 9](#) и [10](#). Учитывая, что монтаж покрытия может быть произведен через 7-10 сут после возведения кладки и при температуре, равной 10°С, принимаем прочность раствора с коэффициентом 0,5 (см. [табл. 1](#)), т. е. марки 25.



Черт. 9. Схема узла опирания балки на стену под опорной пятой в направлении оси балки



Черт. 10. Распределение напряжений в кладке под опорной плитой в поперечном направлении

Вертикальная расчетная нагрузка на опору  $N = 250$  кН (25 тс). Балки опираются на кладку через железобетонные распределительные плиты, расположенные по всему сечению пилястр и на части сечения наружной стены.

Принимаем предварительные размеры опорной плиты: ширину, равную ширине пилястры, длину 0,64 м и высоту 0,22 м. Армирование плиты производим в соответствии с

требованиями [п. 4.14](#).

Балка на опорную плиту опирается через фиксирующую прокладку, размеры которой определяются из условия местного смятия бетона плиты.

Наиболее благоприятное распределение напряжений под опорной плитой будет при размещении фиксирующей прокладки по центральным осям опорной плиты. В этом случае коэффициент неравномерности распределения напряжений под опорной плитой определяется в основном жесткостью этой плиты.

Напряжения вдоль оси опорной плиты, перпендикулярной оси стены, определяем по формулам [табл. 6 поз. 2](#) (см. [черт. 9](#)):

$$a = 0,32\text{ м}; d = 0,51\text{ м}.$$

Модуль упругости опорной плиты

$$E = 0,85E_b = 0,85 \cdot 265 \cdot 10^2 = 225 \cdot 10^2\text{ МПа}.$$

Момент инерции распределительной плиты

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,51 \cdot 0,22^3}{12} = 4,53 \cdot 10^{-4}\text{ м}^4.$$

Модуль упругости кладки

$$E = 0,5 E_0 = 0,5 \alpha R_u = 0,5 \cdot 1000 \cdot 2,2 = 1100\text{ МПа}.$$

Высота распределительной плиты

$$H = H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{Ed}} = 2\sqrt[3]{\frac{225 \cdot 10^2 \cdot 4,53 \cdot 10^{-4}}{1100 \cdot 0,51}} = 2\sqrt[3]{0,0182} = 2 \cdot 0,26 = 0,52\text{ м}.$$

По [табл. 6 поз. 2](#) принимаем

$$\sigma_0 = \frac{N}{2ad} \left( 1 + 0,41 \frac{a^2}{h^2} \right) = \frac{250 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,32 \cdot 0,51} \left( 1 + 0,41 \frac{0,32^2}{0,52^2} \right) = 0,885\text{ МПа (8,8 кгс/см}^2\text{);}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{2ad} \left( 1 - 0,41 \frac{a^2}{h^2} \right) = \frac{250 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,32 \cdot 0,51} \left( 1 - 0,41 \frac{0,32^2}{0,52^2} \right) = 0,657\text{ МПа (6,50 кгс/см}^2\text{)}.$$

Определяем коэффициент полноты эпюры давления  $\psi_1$ , учитывая, что объем эпюры давления равен N

$$\psi_1 = \frac{N}{\sigma_{\max} A_c} = \frac{250}{0,885 \cdot 10^3 \cdot 0,51 \cdot 0,64} = 0,87.$$

Напряжения вдоль оси опорной плиты, параллельной оси стены, определяем по [табл. 6, поз. 8](#) (см. [черт. 10](#)):

$$q = \frac{N}{b} = \frac{250}{0,20} = 1250\text{ кН/м};$$

$$b=0,20\text{ м}; d_1=0,64\text{ м}; a=0,255\text{ м}.$$

По формуле (26) находим

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{Ed}} = 2\sqrt[3]{\frac{225 \cdot 10^2 \cdot 4,53 \cdot 10^{-4}}{1100 \cdot 0,64}} = 2\sqrt[3]{0,0145} = 2 \cdot 0,244 = 0,488\text{ м};$$

$$\beta = \frac{2a}{\pi H + b} = \frac{2 \cdot 0,255}{3,14 \cdot 0,488 + 0,20} = \frac{0,51}{1,732} = 0,29;$$

$$\sigma_0 = \frac{qb}{2ad}(1 + \beta^2) = \frac{1250 \cdot 0,2 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,255 \cdot 0,64}(1 + 0,29^2) = \frac{250 \cdot 10^{-3}}{0,326} \cdot 1,084 = 0,830 \text{ МПа (8,30 кгс/см}^2\text{)};$$

$$\sigma_1 = \frac{qb}{2ad}(1 - \beta^2) = \frac{1250 \cdot 0,2 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,255 \cdot 0,64}(1 - 0,29^2) = 0,767 \cdot 0,916 = 0,703 \text{ МПа (7,03 кгс/см}^2\text{)};$$

$$\sigma_1 = 0,703 \text{ МПа} < R = 1,1 \text{ МПа (11 кгс/см}^2\text{)}$$

$$\psi_2 = \frac{N}{\sigma_{\max} A_c} = \frac{250 \cdot 10^{-3}}{0,830 \cdot 0,51 \cdot 0,64} = 0,92;$$

$$\psi = \psi_1 \psi_2 = 0,87 \cdot 0,92 = 0,80.$$

Расчетную несущую способность опоры определяем в соответствии с формулой [17]:

$$N_{cc} = \psi d R_c A_c;$$

$$d = 1,5 - 0,5 \psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,80 = 1,1;$$

$$\psi d = 0,80 \cdot 1,1 = 0,88;$$

$$R_c = \xi R = 1 \cdot 1,1 \text{ МПа};$$

$$A_c = 0,51 \cdot 0,64 = 0,326 \text{ м}^2;$$

$$N_{cc} = 0,88 \cdot 1,1 \cdot 0,326 \cdot 10^3 = 316 \text{ кН} > N = 250 \text{ кН (31,6 тс} > 25 \text{ тс)}.$$

Кирпичную кладку под опорной плитой в соответствии с [пп. 4.14](#) и [4.23](#) армировать не требуется, так как  $N < 0,8N_{cc}$  и  $v > 0,8$ .

## 5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ, КОМПЛЕКСНЫХ И УСИЛЕННЫХ ОБОЙМАМИ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

5.1. В строительстве применяются следующие виды армирования и усиления каменных конструкций:

поперечное (сетчатое с расположением арматурных сеток в горизонтальных швах кладки);

продольное с расположением арматуры снаружи под слоем цементного раствора или в бороздах,

армирование (усиление) посредством включения в кладку железобетона (комплексные конструкции);

усиление посредством включения элемента в железобетонную или металлическую обойму из уголков.

Армирование каменных конструкций значительно повышает их несущую способность и монолитность, обеспечивает совместную работу отдельных частей зданий, а также является основным способом увеличения сейсмостойкости каменных конструкции и здания в целом.

5.2. Для армокаменных элементов применяется кирпич всех видов, керамические и силикатные пустотелые камни, природные и искусственные камни, удовлетворяющие требованиям государственных стандартов на соответствующие материалы.

Марка кирпича, применяемая для армокаменных конструкций, должна быть не менее 75, камня - не менее 35 и раствора - не менее 50.

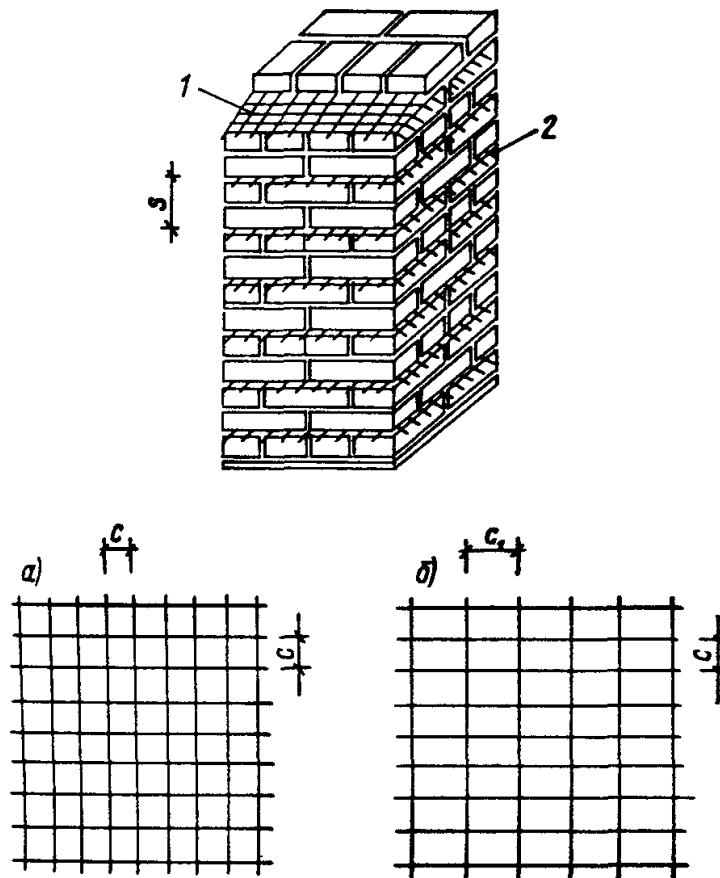
5.3. Расчетные сопротивления кладки для элементов с сетчатым армированием (пп. [4.30 и

4.31) принимаются по п. [3.4]. При кладке из камней марки 35 и выше (п. [3.4]) эффективность сетчатого армирования снижается, и расчетное сопротивление кладки принимается  $R_{sk} \leq 1,5R$ .

5.4. Расчетные сопротивления сжатию бетона принимаются по [СНиП](#)

### ОТДЕЛЬНЫЕ УЧАСТКИ)

5.11. Расчет и проектирование элементов с сетчатым армированием производится по указаниям, приведенным в пп. [4.30 и 4.31] и [6.75-6.77]. Наряду с квадратными применяются также прямоугольные сетки ([черт. 11](#)).



Черт. 11. Сетчатое армирование каменных конструкций  
1 - арматурная сетка; 2 - выпуск арматурной сетки для контроля ее укладки;  
а - квадратная сетка; б - прямоугольная сетка

5.12. Не допускается применять сетчатое армирование стен помещений с влажным и мокрым режимами.

5.13. При армировании кладки сетками с прямоугольными ячейками (см. [черт. 11, б](#)) процент армирования кладки определяется по формуле

$$\mu = \frac{A_{st} + (c + c_1)}{cc_1s} 100 \quad (33)$$

5.14. Эффективность сетчатого армирования кирпичной кладки при расположении сеток реже чем через 45 см снижается. Такое армирование может применяться: как конструктивное с расположением сеток по высоте элемента на расстоянии до 1 м. Сетки в этом случае в расчет не вводятся, но они препятствуют расслоению кладки и внезапному ее разрушению.

5.15. Для подбора размеров ячеек сеток и расстояния между сетками по высоте элемента при заданном проценте армирования (или расположении их в каждом шве кладки при высоте ряда 7,7; 10 и 15 см) рекомендуется пользоваться [табл. 9](#).

Таблица 9

Размер ячейки с, см	Диаметр арматуры, мм			
	3	4	5	6
	% армирования сетками			
	s = 7,7 см (обычный кирпич h = 65 мм)			
3×3	0,61	1,09	1,7	2,45



3,5×3,5	0,53	0,93	1,45	2,15
4×4	0,46	0,82	1,27	1,84
4,5×4,5	0,41	0,73	1,13	1,64
5×5	0,37	0,66	1,02	1,47
5,5×5,5	0,34	0,6	0,92	1,34
6×6	0,31	0,55	0,85	1,23
6,5×6,5	0,28	0,5	0,78	1,13
7×7	0,26	0,47	0,73	1,05
7,5×7,5	0,25	0,44	0,68	0,98
8×8	0,23	0,41	0,64	0,92
8,5×8,5	0,22	0,39	0,6	0,87
9×9	0,21	0,36	0,57	0,82
9,5×9,5	0,19	0,34	0,54	0,77
10×10	0,18	0,33	0,51	0,74
s = 10 см (утолщенный кирпич h = 88 мм)				
3×3	0,47	0,84	131	1,89
3,5×3,5	0,41	0,72	112	1,62
4×4	0,36	0,63	0,98	1,42
4,5×4,5	0,32	0,56	0,87	1,26
5×5	0,28	0,5	0,78	1,13
5,5×5,5	0,26	0,46	0,71	1,03
6×6	0,24	0,42	0,65	0,94
6,5×6,5	0,22	0,39	0,6	0,87
7×7	0,2	0,36	0,56	0,81
7,5×7,5	0,19	0,34	0,52	0,76
8×8	0,18	0,32	0,49	0,71
8,5×8,5	0,17	0,3	0,46	0,67
9×9	0,16	0,28	0,44	0,63
9,5×9,5	0,15	0,27	0,42	0,6
10×10	0,14	0,25	0,39	0,57
s = 15 см (камень h=138 мм)				
3×3	0,32	0,56	0,87	1,26
3,5×3,5	0,27	0,48	0,75	1,08
4×4	0,24	0,42	0,65	0,94
4,5×4,5	0,21	0,37	0,58	0,84
5×5	0,19	0,34	0,52	0,75
5,5×5,5	0,17	0,31	0,48	0,69
6×6	0,16	0,28	0,44	0,63
6,5×6,5	0,15	0,26	0,4	0,58
7×7	0,14	0,24	0,37	0,54
7,5×7,5	0,13	0,22	0,35	0,5
8×8	0,12	0,21	0,33	0,47
8,5×8,5	0,11	0,2	0,31	0,44
9×9	0,1	0,19	0,29	0,42
9,5×9,5	0,1	0,18	0,28	0,4
10×10	0,09	0,17	0,26	0,38

Примечание. При расположении сеток не в каждом шве кладки, а через 2-5 рядов, приведенный в таблице процент армирования уменьшается пропорционально числу рядов.

### ЭЛЕМЕНТЫ С ПРОДОЛЬНОМ АРМИРОВАНИЕМ

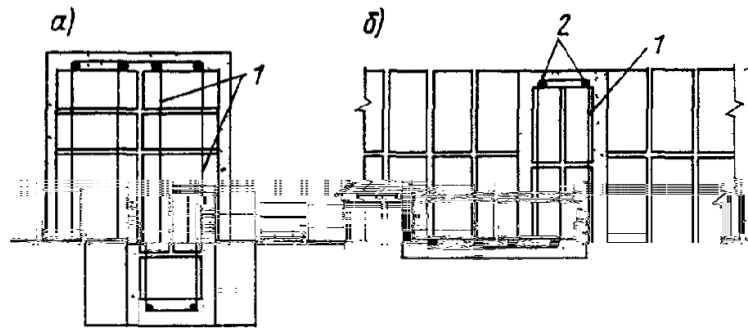
5.16. Продольное армирование каменных конструкций может применяться в отдельных конструктивных элементах (стенах, столбах, перемычках, подпорных стенах и т. п.) для восприятия растягивающих усилий во внецентренно сжатых (при больших эксцентриситетах) и изгибаемых элементах, а также для повышения прочности и устойчивости тонких стен при

$$\frac{l_0}{h} \geq 15$$

Продольное армирование каменных конструкций применяют с целью повышения сопротивляемости кладки растягивающим усилиям и обеспечения монолитности и

устойчивости отдельных частей и всего сооружения в целом.

При продольном армировании каменных конструкций арматура укладывается снаружи под слоем цементного раствора или в штрабе кладки с заполнением штрабы раствором ([черт. 12](#)).



Черт. 12. Продольное армирование кирпичных конструкций (столбов, стен и др.)

а - наружное расположение арматуры; б - расположение арматуры в штрабе кладки; 1 - поперечные хомуты; 2 - продольная арматура

5.17. Количество арматуры, учитываемой при расчете столбов и простенков, должно составлять не менее, %:

для сжатой продольной арматуры . . . . . 0,1

для растянутой продольной арматуры . . . . . 0,05

5.18. При расчете элементов, работающих на центральное и внецентренное сжатие, учитывается неполное использование прочности кладки при сжатии, работающей совместно с арматурой, введением коэффициента условий работы кладки 0,85, на который умножается расчетное сопротивление кладки, а также неполное использование работы сжатой продольной арматуры, расчетное сопротивление которой определяется по п. [3.19].

При расчете элементов, работающих на внецентренное сжатие, расчетное сопротивление кладки принимается равным  $\omega R$  ( $\omega$  - коэффициент, принимаемый по п. [4.7]).

5.19. В изгибаемых элементах применение сжатой арматуры, учитываемой в расчете, допускается только в исключительных случаях, например, при ограниченной высоте сечения, при действии знакопеременных моментов и т.п.

5.20. В элементах с продольной арматурой, расположенной снаружи кладки, площадь сечения защитных (растворных) слоев в расчете не учитывается.

5.21. Расчет армированных каменных конструкций с продольной арматурой по трещинам производится по указаниям [разд. 6](#).

5.22. Расчет элементов с продольной арматурой при центральном сжатии ([черт. 13, а](#)) производится по формулам:

$$N \leq \varphi(0,85m_g RA + R_{sc} A_s'); \quad (34)$$

$$A_s' = \frac{N - \varphi 0,85 m_g RA}{\varphi R_{sc}}; \quad (35)$$

$$\mu = \frac{A_s'}{A} 100, \quad (36)$$

где  $N$  - продольная расчетная сила;

$\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, принимаемый по п. [4.2];

$m_g$  - коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки, см. п. [4.1];

$R$  - расчетное сопротивление кладки;

$A$  - площадь сечения кладки;

$R_{sc}$  - расчетное сопротивление продольной сжатой арматуры, принимаемое по п. [3.19];

$A_s'$  - площадь сечения продольной арматуры.

Упругая характеристика кладки  $\alpha$  с продольным армированием принимается по п. [3.21]

как для неармированной кладки, п. [3.20].

5.23. При внецентренном сжатии различают случаи внецентренно сжатых элементов (черт. 13, б, в):

случай 1, когда соблюдается условие:  
при любой форме сечения

$$S_c < 0,8S_0; \quad (37)$$

при прямоугольной форме сечения

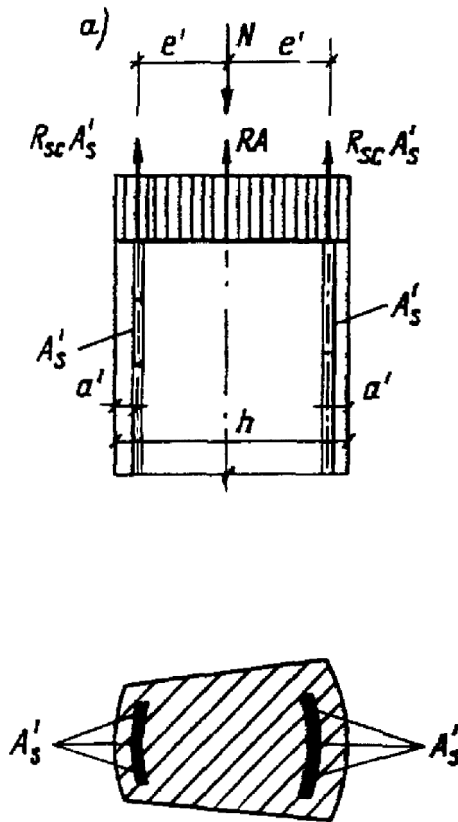
$$x < 0,55h_0; \quad (38)$$

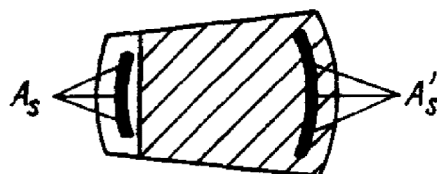
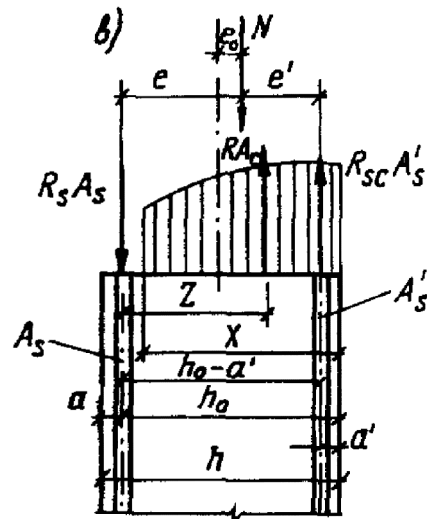
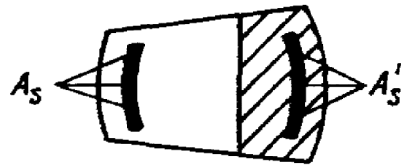
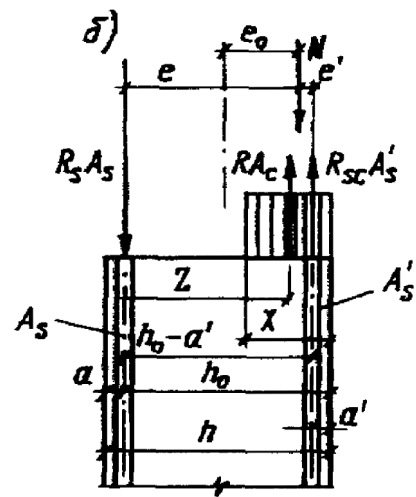
случай 2, когда соблюдается условие:  
при любой форме сечения

$$S_c \geq 0,8S_0; \quad (39)$$

при прямоугольной форме сечения

$$x \geq 0,55h_0; \quad (40)$$





Черт. 13. Внецентренное сжатие армированной кладки  
 а - центральное сжатие; б - случай  $1S_c < 0,8S_0$ ; в - случай  $2S_c > 0,8S_0$

В формулах (34)-(40):

$S_c$  - статический момент сжатой зоны сечения кладки относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры  $A_s$ ;

$S_0$  - статический момент всего сечения кладки относительно центра тяжести растянутой  $A_s$  или менее сжатой арматуры;  
 $x$  - высота сжатой зоны сечения, определяемая по [прил. 7, табл. 1](#).  
 Статический момент  $S_0$  при любой форме сечения определяется по формуле

$$S_0 = A(h_0 - y), \quad (41)$$

где  $A$  - площадь сечения кладки;  
 $h_0$  - рабочая высота сечения  $h_0 = h - a$ ;  
 $h$  - высота всего сечения;  
 $a$  - толщина защитного слоя со стороны арматуры  $A_s$ ;  
 $y$  - расстояние от центра тяжести всего сечения до края наиболее сжатой грани.  
 При прямоугольной форме сечения

$$S_0 = bh_0^2, \quad (42)$$

где  $b$  - ширина прямоугольного сечения.

Статический момент  $S_c$  зависит от формы и размеров сечения, положения нейтральной оси и защитного слоя. Формулы для наиболее часто встречающихся случаев при определении  $S_c$  приведены в табл. 7 прил. 7. В [табл. 2, 3](#) и [4](#) этого приложения приведены формулы для расчета внецентренно сжатых элементов с продольной арматурой, а также пояснения к таблицам.

5.24. Расчет армированных изгибаемых элементов прямоугольного сечения со стержневой арматурой производится по формулам:

а) при двойной арматуре

$$M \leq Rbx \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (43)$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = Rbx; \quad (44)$$

б) при одиночной арматуре

$$M \leq Rbx \left( h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (45)$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$R_s A_s = 1,25Rbx. \quad (46)$$

Высота сжатой зоны кладки должна во всех случаях удовлетворять условиям:

$$x \leq 0,55h_0 \text{ и } x \geq 2a'. \quad (47)$$

5.25. Расчет изгибаемых элементов на поперечную силу производится по формуле

$$Q \leq R_{tw} bz. \quad (48)$$

При прямоугольном сечении

$$z = h_0 - \frac{x}{2}. \quad (49)$$

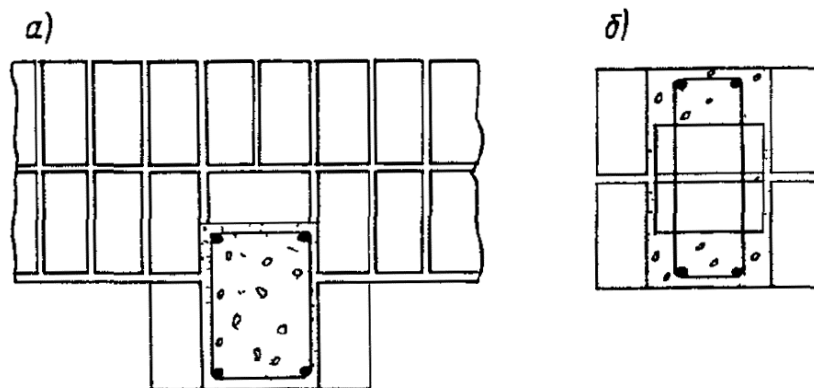
**Примечание.** Если прочность кладки при расчете на поперечную силу окажется недостаточной, необходима установка хомутов или устройство отгибов в арматуре, расчет которых производится в соответствии с указаниями [СНиП 2.03.01-84](#).

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

$$N \leq R_s A_s. \quad (50)$$

### КОМПЛЕКСНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ (ЭЛЕМЕНТЫ ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ, УСИЛЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНОМ)

5.27. Комплексными называются элементы каменной кладки с включением в них железобетона, работающего совместно с кладкой. При этом железобетон рекомендуется располагать с внешней стороны кладки ([черт. 14](#)), что позволяет проверить плотность уложенного бетона и является более рациональным при внецентренном сжатии, продольном изгибе и изгибе конструкции.



Черт. 14. Схемы сечений комплексных элементов

а - одностороннее расположение железобетона, б - расположение железобетона в штрабе

5.28. Комплексные конструкции применяются в тех же случаях, что и кладка с продольным армированием, а также когда требуется значительно увеличить несущую способность сильно нагруженных элементов при центральном или внецентренном сжатии. Применение в этом случае комплексных конструкций позволяет уменьшить размеры сечений элементов.

Для комплексных конструкций применяются материалы, указанные в [п. 5.2](#) и бетон марки не выше 150.

5.29. При конструировании комплексных элементов площадь сечения всей продольной арматуры должна составлять не более 1,5 % площади сечения бетона.

5.30. При расчете комплексных элементов на центральное сжатие следует соблюдать следующее условие

$$N \leq \varphi_{cs} [0,85m_g (RA + R_b A_b) + R_{sc} A'_s], \quad (51)$$

где  $N$  - продольная сила;

$m_g$  - коэффициент, учитывающий влияние длительности нагрузки, см. п. [4.1];

$R$  - расчетное сопротивление кладки;

$A$  - площадь сечения кладки;

$R_b$  и  $R_{sc}$  - расчетные сопротивления бетона и арматуры при центральном сжатии,

принимаемые по [СНиП 2.03.01-84](#);

$A_b$  - площадь сечения бетона;

$A'_s$  - площадь сечения арматуры;

$\varphi_{cs}$  - коэффициент продольного изгиба комплексной конструкции, принимаемый по п. [4.2] при упругой характеристике кладки

$$\alpha_{cs} = \frac{E_{0,red}}{R_{red}}, \quad (52)$$

Приведенный модуль упругости комплексных элементов и приведенное временное сопротивление комплексного сечения определяются по формулам:

$$E_{0,red} = \frac{E_{0k}I_k + E_bI_b}{I_k + I_b}; \quad (53)$$

$$R_{red} = \frac{R_u A + R_{ub} A_b}{A + A_b}. \quad (54)$$

В формулах (53) и (54):

$E_{0k}$ ,  $E_b$  - начальные модули упругости кладки и бетона, определяемые для кладки по п. [3.20], для бетона - по [СНиП 2.03.01-84](#);

$I_k$ ,  $I_b$  - моменты инерции сечения кладки и бетона;

$R_u = 2R$  - временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки;

$R_{ub}$  - нормативная призменная прочность бетона при сжатии, принимаемая по [СНиП 2.03.01-84](#).

5.31. Различают случаи внецентренно сжатых комплексных элементов (аналогично каменным элементам с продольным армированием):

а) случай 1, когда соблюдается условие

$$S_c \geq 0,8S_0; \quad (55)$$

б) случай 2, когда соблюдается условие

$$S_c < 0,8S_0; \quad (56)$$

В случае 1 расчет производится по формуле

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85m_g (RS_k + R_b S_b) + R_{sc} S_s]}{e}. \quad (57)$$

При этом, если сила  $N$  приложена между центрами тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'_s$ , то должно быть удовлетворено дополнительное условие:

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} [0,85m_g (RS_{k1} + R_b S_{b1}) + R_{sc} S'_s]}{e'}. \quad (58)$$

При одиночной арматуре ( $A'_s = 0$ ) расчет производится по формуле

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} m_g (RS_k + R_b S_b)}{e}. \quad (59)$$

В [формулах \(55\) - \(59\)](#):

$S_0 = S_k + \frac{R_b}{R} S_b$  - статический момент площади комплексного сечения (приведенного к кладке) относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры  $A_s$ ;

$S_c = S_{cs} + \frac{R_b}{R} S_{bc}$  - статический момент площади сжатой зоны комплексного сечения относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ ,

$S_{kc}$  и  $S_{bc}$  - статические моменты площадей сжатой части сечения кладки и бетона относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ ;

$S_k$ ,  $S_b$  и  $S_s$  - статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры  $A'_s$  относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ ;

$S_{k1}$ ,  $S_{b1}$  и  $S'_s$  - статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры  $A_s$  относительно центра тяжести арматуры  $A'_s$ ;

$e$  и  $e'$  - расстояния от точки приложения силы  $N$  до центра тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'_s$ .

Если центры тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'_s$  находятся на расстоянии свыше 5 см от граней сечения, то в [формулах \(58\)](#) и [\(59\)](#) статические моменты и эксцентриситеты  $e$  и  $e'$  определяются относительно грани сечения.

При внецентренно сжатых элементах комплексных конструкций с большими эксцентриситетами (с расположением бетона с внешней стороны кладки), при которых соблюдается условие  $S_c < 0,8S_0$ , расчет производится по формуле

$$N \leq \varphi_{cs} [m_g (0,85RA_{cs} + R_b A_{bc}) - R_{sc} A'_s - R_s A_s]. \quad (60)$$

Положение нейтральной оси в этом случае определяется из уравнения

$$m_g (0,85RS_{cs,N} + R_b S_{bc,N}) \pm R_{sc} A'_s e' - R_s A_s e = 0. \quad (61)$$

В [формуле \(61\)](#) знак „плюс" принимается, если сила  $N$  приложена за пределами расстояния между центрами тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'_s$ ; знак „минус" - если сила  $N$  приложена между центрами тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'_s$ .

При одиночной арматуре ( $A'_s = 0$ ) расчет производится по формуле

$$N \leq \varphi_{cs} [m_g (0,85\omega RA_{cs} + R_b A_{bc}) - R_s A_s]. \quad (62)$$

и положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$m_g (0,85\omega RS_{cs,N} + R_b S_{bc,N}) - R_s A_s e = 0. \quad (63)$$

В [формулах \(60\)](#) - [\(63\)](#):

$A_{cs}$  - площадь сжатой зоны кладки;

$A_{bc}$  - площадь сжатой зоны бетона;

$S_{cs,N}$  - статический момент сжатой зоны кладки относительно точки приложения силы;

$S_{bs,N}$  - статический момент сжатой зоны бетона относительно точки приложения силы.

5.32. Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций производится по формуле

$$M \leq RS_{cs} + R_b S_{bc} + R_s S_s; \quad (64)$$

положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = RA_{cs} + R_b A_{bc}. \quad (65)$$

Высота сжатой зоны комплексного сечения должна во всех случаях удовлетворять условиям:

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

При этом значения  $S_0$  и  $S_c$ , а также  $S_{cs}$  и  $S_{bc}$  принимаются такими же, как при внецентренном сжатии, а плечо внутренней пары сил  $z$  принимается равным расстоянию от



точки приложения равнодействующей усилий  $RA_{cs}$  и  $R_bA_{bs}$  до центра тяжести арматуры  $A_s$ .

При одиночной гибкой арматуре ( $A'_s = 0$ ) расчет производится по формуле

$$M \leq RS_{cs} + R_b S_{bc}; \quad (67)$$

и положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_s A_s = RA_{cs} + R_b A_{bc}. \quad (68)$$

5.33. Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций на поперечную силу производится по формуле

$$Q \leq R_{tw} bz, \quad (69)$$

где  $R_{tw}$  - расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям. принимаемое по табл. [10] и [11] и п. [3.14];

$b$  - ширина сечения;

$z$  - плечо внутренней пары сил при прямоугольном сечении:

$$z = h_0 - \frac{x}{2}. \quad (70)$$

В случае когда прочность кладки при расчете на поперечную силу недостаточна, требуется установка хомутов или часть продольных стержней отгибается в соответствии с указаниями [СНиП 2.03.01-84](#).

### ЭЛЕМЕНТЫ, УСИЛЕННЫЕ ОБОЙМОЙ

5.34. Несущая способность существующих каменных конструкций (столбов, простенков, стен и др.) может оказаться недостаточной при реконструкции зданий, надстройках, а также при наличии дефектов в кладке. Одним из наиболее эффективных методов повышения несущей способности существующей каменной кладки является включение ее в обойму. В этом случае кладка работает в условиях всестороннего сжатия, что значительно увеличивает ее сопротивляемость воздействию продольной силы.

Применяются три основных вида обойм: стальные, железобетонные и армированные растворные.

Основными факторами, влияющими на эффективность обойм, являются: процент поперечного армирования обоймы (хомутами), марка бетона или штукатурного раствора и состояние кладки, а также схема передачи усилия на конструкцию.

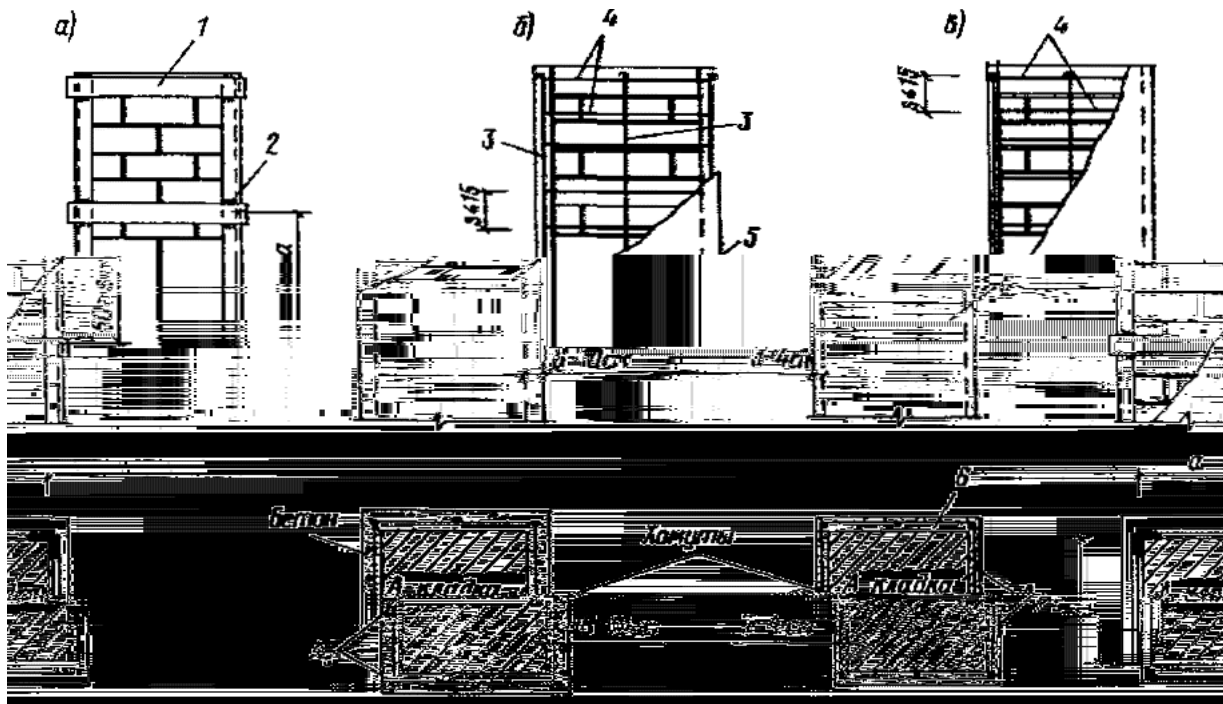
С увеличением процента армирования хомутами прирост прочности кладки растет непропорционально, а по затухающей кривой.

Опытами установлено, что кирпичные столбы и простенки, имеющие трещины, а затем усиленные обоймами, полностью восстанавливают свою несущую способность.

5.35. Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента, и хомутов из полосовой стали или круглых стержней, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не свыше 50 см ([черт. 15, а](#)). Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25-30 мм. Для надежного сцепления раствора стальные уголки закрываются металлической сеткой.

5.36. Железобетонная обойма выполняется из бетона марок 150-200 с армированием вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не свыше 15 см. Толщина обоймы назначается по расчету и принимается от 6 до 10 см ([черт. 15, б](#)).

5.37. Обойма из раствора армируется аналогично железобетонной, но вместо бетона арматура покрывается слоем цементного раствора марки 50-100 ([черт. 15, в](#)).



Черт. 15. Схема усиления кирпичных столбов обоями.

а - металлической; б - железобетонной; в - армированной штукатуркой; 1 – планка  $f_1$  сечением 35×5 - 60×12 мм; 2 - сварка; 3 - стержни диаметром 5-12 мм; 4 - хомуты диаметром 4-10мм; 5 - бетон класса В7,5 -В15; 6 - штукатурка (раствор марки 50-100)

5.38. Расчет конструкций из кирпичной кладки, усиленной обоями, при центральном и внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, производится по формулам:

при стальной обойме

$$N \leq \psi \varphi \left[ \left( m_g m_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + R_{sc} A'_s \right]; \quad (71)$$

при железобетонной обойме

$$N \leq \psi \varphi \left[ \left( m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1+3\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + m_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right]; \quad (72)$$

при армированной растворной обойме

$$N \leq \psi \varphi \left( m_g m_k R + \eta \frac{2,8\mu}{1+2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A. \quad (73)$$

Коэффициенты  $\psi$  и  $\eta$  принимаются при центральном сжатии  $\psi = 1$  и  $\eta = 1$ ; при внецентренном сжатии (по аналогии с внецентренно сжатыми элементами с сетчатым армированием):

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h}; \quad (74)$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h}; \quad (75)$$

В формулах (71) - (75):

N - продольная сила;

$A$  - площадь сечения усиливаемой кладки;

$A'_s$  - площадь сечения продольных уголков стальной обоймы или продольной арматуры железобетонной обоймы;

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

$R_{sw}$  - расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы;

$R_{sc}$  - расчетное сопротивление уголков или продольной сжатой арматуры;

$\varphi$  - коэффициент продольного изгиба (при определении  $\varphi$  значение  $\alpha$  принимается как для неусиленной кладки);

$m_g$  - коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки, пп.[4.1, 4.7];

$m_k$  - коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным 1 для кладки без повреждений и 0,7 - для кладки с трещинами;

$m_b$  - коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным 1 - при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы, 0,7 - при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы и 0,35 - без непосредственной передачи нагрузки на обойму;

$\mu$  - процент армирования хомутами и поперечными планками, определяемый по формуле

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} 100, \quad (76)$$

где  $h$  и  $b$  - размеры сторон усиливаемого элемента;

$s$  - расстояние между осями поперечных связей при стальных обоймах ( $h \geq s \leq b$ , но не более 50 см) или между хомутами при железобетонных и штукатурных обоймах ( $s \leq 15$  см).

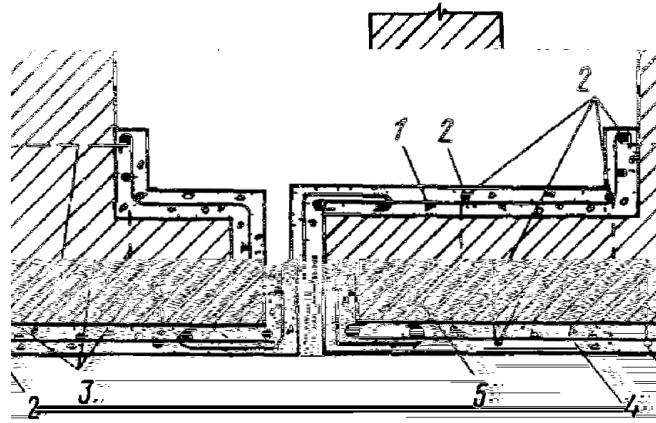
5.39. Расчетные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве обойм, принимаются по [табл.10](#).

Таблица 10

Армирование	Расчетные сопротивления арматуры, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	
	сталь класса А-I	сталь класса А-II
Поперечная арматура	150 (1500)	190 (1900)
Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	43 (430)	55 (550)
То же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	130 (1300)	160 (1600)
То же, при передаче нагрузки с двух сторон	190 (1900)	240 (2400)

5.40. С увеличением размеров сечения (ширины) элементов при соотношении их сторон от 1:1 до 1:2,5 эффективность обойм несколько уменьшается, однако это уменьшение незначительно и практически его можно не учитывать.

Когда одна из сторон элемента, например, стена ([черт. 16](#)), имеет значительную протяженность, то необходима установка дополнительных поперечных связей, пропускаемых через кладку и располагаемых по длине стены на расстояниях не более  $2d$  и не более 100 см, где  $d$  - толщина стены. По высоте стены расстояние между связями должно быть не более 75 см. Связи должны быть надежно закреплены. Расчет дополнительных поперечных связей производится по [формуле \(72\)](#), при этом коэффициент условий работы связей принимается равным 0,5.



Черт. 16. Схема усиления стены железобетонной облоймой

1 - металлическая сетка; 2 - дополнительные стержни, расположенные сверх сетки; 3 - хомуты (связи); 4 - бетон облоймы; 5 - кладка стены

**Пример 8.** Определение несущей способности кирпичного столба с сетчатым армированием.

Определить расчетную несущую способность и необходимое сетчатое армирование кирпичного столба размером в плане  $0,51 \times 0,64$  м с расчетной высотой 3 м. Расчетная продольная сила  $N = 800$  кН (80 тс) и приложена с эксцентриситетом  $e_0 = 5$  см в направлении стороны сечения столба, имеющей размер 0,64 м. Столб выполнен из глиняного кирпича пластического прессования марки 100 на растворе марки 75.

Площадь сечения столба  $A = 0,51 \cdot 0,64 = 0,3264$  м<sup>2</sup>. Упругая характеристика кладки по п. [3.21, табл. 15]  $\alpha = 1000$ ; коэффициент продольного изгиба по п. [4.2, табл. 18]  $\varphi = 0,98$ . Расчетное сопротивление кладки по п. [3.1, табл. 2]  $R = 1,7$  МПа (при  $A > 0,3$  м<sup>2</sup>). Расчетную несущую способность  $N_{cc}$  для столба из неармированной кладки определяем по формуле [13]

$$N_{cc} < m_g \varphi_1 R A_c \omega = 1 \cdot 0,97 \cdot 1,7 \cdot 0,3264 \cdot 0,844 \cdot 1,08 \cdot 10^3 = 490 \text{ кН} < N = 800 \text{ кН.}$$

$\varphi_1$ ,  $A_c$  и  $\omega$  определены по формулам [14] и [15], табл. [19] п. [4.7];  $m_g = 1$ , так как толщина столба более 30 см.

Расчетная несущая способность столба  $N_{cc}$  оказалась в 1,7 раза меньше расчетной продольной силы  $N$ , следовательно, необходимо усиление кладки сетчатым армированием.

Определяем необходимое  $R_{skb} = 1,7 \cdot 1,7 = 2,9$  МПа.

Принимаем арматуру Вр-1 диаметром 4 мм. Расчетное сопротивление  $R_s = 219$  МПа по п. 5.6.

Процент сетчатого армирования определяем по п. [4.31]

$$\mu = \frac{R_{skb} - R}{2R_s \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right)} 100 = \frac{(2,9 - 1,7)}{2 \cdot 219 \left(1 - \frac{2 \cdot 0,05}{0,32}\right)} 100 = 0,40 \%$$

По формуле [6] п. [3.20] определяем

$$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100} = 1,7 \cdot 2 + \frac{2 \cdot 243 \cdot 0,40}{100} = 5,3 \text{ МПа.}$$

$R_{sn} = 243$  МПа принимается по п. 5.6.

По формуле [4] п. [3.20] определяем

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 1000 \frac{3,4}{5,3} = 640$$

При  $\lambda_{hc}=4,7$  по формуле [15] и табл. [18] пп. [4.2] и [4.7] определяем по интерполяции  $\varphi=0,97$ ;  $\varphi_c=0,5$  и  $\varphi_1=0,96$ .

По формуле [31] п. [4.31] определяем

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) = 1,7 + \frac{2 \cdot 0,40 \cdot 219}{100} \left(1 - \frac{2 \cdot 0,05}{0,32}\right) = 2,9 \text{ МПа} < 2R = 3,4 \text{ МПа.}$$

Проверяем расчетную несущую способность столба по формуле [30] п. [4.31]

$$N_{cc} \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega = 0,96 \cdot 2,9 \cdot 0,3264 \cdot 0,844 \cdot 1,08 \cdot 10^3 = 828 \text{ кН (83 тс} > 80 \text{ тс).}$$

Дополнительно проверяем расчетную несущую способность столба при центральном сжатии в плоскости, перпендикулярной к действию изгибающего момента по формуле [27] п. [4.30]

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} = 1,7 + \frac{2 \cdot 0,40 \cdot 219}{100} = 3,5 \text{ МПа} > 2R = 3,4 \text{ МПа}$$

Принимаем  $R_{sk} = 3,4 \text{ МПа.}$

$$\lambda = \frac{3,0}{6,51} = 5,9$$

По табл. [18] п. [4.2]  $\varphi = 0,96$ . По формуле [26] п. [4.30]

$$N_{cc} \leq m_g \varphi R_{sk} A = 0,96 \cdot 3,4 \cdot 0,3264 \cdot 10^3 = 1060 \text{ кН} > N = 800 \text{ кН (106 тс} > 80 \text{ тс).}$$

Следовательно, расчетная несущая способность столба, армированного сетчатой арматурой, при  $\mu=0,40\%$  достаточна.

Принимаем диаметр проволоки для сеток 4 мм с расположением через два ряда кладки и исходя из 0,40% армирования по [табл. 9](#) определяем размер ячейки в плане 3,2×3,2 см. Крайние стержни располагаются от наружных граней столба (защитный слой) на 1,5 см.

### Пример 9. Расчет усиления кирпичного простенка стальной обоймой.

Требуется запроектировать усиление простенка в существующем жилом доме. Кладка простенков выполнена из глиняного кирпича пластического формования марки 75 на растворе марки 25. Размер сечения простенка 54×103 см, высота 180 см; расчетная высота стены - 2,8 м. Кладка простенка выполнена с утолщенными швами низкого качества, в кладке имеются небольшие начальные трещины в отдельных кирпичах и вертикальных швах. Это свидетельствует о том, что напряжение в кладке достигло примерно  $0,7R_u$  (временного сопротивления). На простенок действует вертикальное усилие, равное 600 кН (60 тс), приложенное с эксцентриситетом 5 см по отношению к толщине стены.

По архитектурным соображениям усиление кладки принимается посредством включения простенка в стальную обойму из уголков, согласно указаниям [п. 5.35, 5.38](#).

Необходимое увеличение несущей способности простенка за счет поперечной арматуры обоймы определяем из [формулы \(71\)](#):

$$N \leq \psi \varphi \left( m_g m_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R}{100} \right) A + R_{sc} A'_s,$$

$$\text{где } \psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{10}{54} = 0,815.$$

По п. [4.2, табл. 18] при  $\lambda=5,2$  и  $\alpha=1000$   $\varphi_1 \approx \varphi=0,98$ ;  $m_g=1$  принимаем согласно п. [4.7]; по п. [3.1, табл. 2]  $R=1,1$  МПа;  $m_k=0,7$ .

Принимаем для обоймы сталь класса А-I. Вертикальная арматура обоймы (уголки) принимается по конструктивным соображениям 41\_50×50 мм

$$A'_s = 4 \cdot 4,8 = 19,2 \text{ см}^2.$$

По табл. 10  $R_{sc}=43,0$  МПа и  $R_{sw}=150$  МПа.

По формуле (75)

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 5}{54} = 0,63.$$

Согласно формуле (71)

$$\eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} A = \frac{N}{\psi\varphi} - m_g m_k R A - R_{sc} A'_s;$$

$$\frac{0,63 \cdot 2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{150}{100} 0,55 \cdot 10^3 = \frac{600}{0,815 \cdot 0,98} - 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,55 \cdot 10^3 - 43,0 \cdot 19,2 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3,$$

откуда  $\mu=0,35$  %.

Принимаем расстояние между осями поперечных хомутов обоймы 35 см и определяем их

$$\text{сечение из условия } \frac{v_{sk}}{v_k} 100 = 0,35 \text{ \%}.$$

По формуле (76)

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} 100;$$

$$0,35 = \frac{2A_s(54+103)100}{54 \cdot 103 \cdot 35};$$

$$A_s = \frac{0,35 \cdot 1946}{314} = 2,17 \text{ см}^2.$$

Принимаем полосу сечением 30×8 мм;  $A_s=2,4$  см<sup>2</sup>; Ст А-I.

**Пример 10.** В связи с надстройкой здания требуется запроектировать усиление внутренней несущей кирпичной стены толщиной в 1,5 кирпича (38 см). Высота стены от уровня пола до низа перекрытия сборного настила 3,0 м. Кладка стены выполнена из сплошного глиняного кирпича пластического формования марки 75 на растворе марки 25. Состояние кладки удовлетворительное. После надстройки на 1 м стены будет передаваться нагрузка  $N = 750$  кН (75т).

$$A_c = 0,38 \text{ м}^2.$$

По табл. [2, 15 и 18], пп. [3.1, 3.21, 4.2]  $R=1,1$  МПа;  $\alpha=1000$ ;  $\lambda = \frac{300}{38} = 7,9$ ;  $\varphi=0,92$ ; по формуле [16] п. [4.7]  $m_g=1$ .

Расчетная несущая способность 1 м стены

$$N_{cc} = \varphi m_g R A = 0,92 \cdot 1,1 \cdot 0,38 \cdot 10^3 = 385 \text{ кН} < N = 750 \text{ кН}.$$

Требуется усиление стены, которое осуществляем посредством включения стены в двухстороннюю железобетонную обойму с установкой дополнительных поперечных стальных связей.

Толщину железобетонных стенок по конструктивным соображениям принимаем минимальной, равной 6 см. Бетон класса В12,5 и армирование стальной сеткой из стержней диаметром 5 мм с ячейкой 15×15 см. Кроме того, для обеспечения работы железобетонных стенок как обоймы сверх сеток ставим вертикальные стержни из круглой стали диаметром 16 мм через каждые 50 см и поперечные связи диаметром 16 мм через 50 см по высоте и длине стены.

Расчетную несущую способность 1 м стены, усиленной железобетонной обоймой, определяем по [формуле \(72\)](#). При этом принимаем, что усилие непосредственно на железобетонную обойму не передается; коэффициент условий работы железобетона принимаем  $m_b = 0,35$ . При определении поперечного армирования обоймы учитываем только поперечные связи диаметром 16 мм, расположенные через 50 см по длине и высоте стены.

Определяем процент армирования поперечными связями:

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} 100 = \frac{A_s l_s}{A h_w} 100 = \frac{2,01 \cdot 38}{50 \cdot 50 \cdot 38} 100 = 0,08 \%$$

где  $V_s$  и  $V_k$  - соответственно объем стержня (связей) и объем кладки;

$A = 2,01 \text{ см}^2$  - площадь сечения одного стержня;

$h_w$  - толщина стены.

Вертикальное армирование обоймы принято: Ст А-I, 7Ø5 мм в 2Ø16 мм на каждые 50 см длины стены. Площадь арматуры на 1 м стены

$$A_s' = 2(1,37 + 4,02) = 10,78 \text{ см}^2;$$

$$A_b = 2 \cdot 6 \cdot 100 = 1200 \text{ см}^2.$$

Коэффициент  $\varphi$  принимаем в запас прочности как для кирпичной кладки, учитывая высоту сечения с учетом обоймы

$$\alpha = 1000; \lambda_h = \frac{300}{48} = 6,25;$$

$$\varphi = 0,96; R_b = 7,0 \text{ МПа}.$$

По [табл. 10](#) для связей  $R_s$  - 150 МПа.

По [формуле \(72\)](#) с учетом коэффициента условий работы 0,5 согласно [п. 5.40](#) определяем расчетную несущую способность

$$\begin{aligned} N_{cc} &= \psi \varphi \left[ \left( m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1+\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + m_b R_b A_b + R_{sc} A_s' \right] = \\ &= 0,96 \left[ \left( 1,1 + \frac{3 \cdot 0,08 \cdot 0,5}{1 + 0,08} \cdot \frac{150}{100} \right) 0,38 + 0,35 \cdot 7,0 \cdot 0,12 + 43 \cdot 10,8 \cdot 10^{-4} \right] 10^3 = \\ &= 790 > N = 750 \quad (79 > 75). \end{aligned}$$

Таким образом, принятое усиление стены достаточно.

## 6. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

## (ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН И ДЕФОРМАЦИЯМ)

6.1. Расчет элементов конструкций по предельным состояниям второй группы производится по указаниям и формулам, приведенным в пп. [5.1-5.5].

Расчет по раскрытию трещин при учете особых нагрузок или воздействий не требуется.

6.2. Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям второй группы производится:

по деформациям на воздействие нормативных нагрузок;

по раскрытию трещин на воздействие расчетных или нормативных нагрузок.

6.3. Если деформации растяжения кладки вызваны перемещениями каркаса или ветровых поясов, поддерживающих самонесущие или навесные стены, то предельные деформации растяжения кладки принимаются равными  $\epsilon_u=0,15 \cdot 10^{-3}$  в зданиях с предполагаемым сроком службы конструкций не менее 100 лет,  $\epsilon_u=0,2 \cdot 10^{-3}$  в зданиях с предполагаемым сроком службы конструкций не менее 50 лет.

При наличии продольного армирования в количестве  $\mu \geq 0,03\%$ , а также при оштукатуривании неармированных конструкций по сетке приведенные выше значения  $\epsilon_u$  увеличиваются на 25%.

6.4. При расчете по трещинам конструкций из неармированной и армированной кладки, в которых раскрытие швов может вызвать появление трещин в штукатурке, но не является опасным для прочности и устойчивости конструкций, в формулах расчета на прочность по растяжению всех видов  $R_t$ ,  $R_{tb}$  и  $R_{tw}$  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. 6.4, следует производить с учетом расчленения конструкций после возникновения трещин или образования шарниров в сечениях с раскрытием швов.

2. При невыполнении требований расчета по трещинам, указанных в п. 6.4, в местах раскрытия швов необходимо предусматривать деформационные швы.

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

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

расчетные сопротивления арматуры  $R_s$ , МПа (кгс/см<sup>2</sup>), принимаются по [табл. 11](#).

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

$$n_{red} = \frac{E_0}{E_s} \quad (77)$$

Площадь сечения, расстояние центра тяжести сечения до сжатой грани и момент инерции приведенного сечения определяются по формулам:

$$A_{red} = n_{red} A + A_s + A_{s1}; \quad (78)$$

$$y_{red} = \frac{n_{red} A y + A_s h_0 + A_{s1} a_1}{A_{red}}; \quad (79)$$

$$I_{red} = n_{red} I + n_{red} A (y_{red} - y)^2 + A_s (h_0 - y_{red})^2 + A_{s1} (y_{red} - a_1)^2. \quad (80)$$

В [формулах \(77\)-\(80\)](#):

$n_{red}$  - отношение модулей упругости кладки и стали;



$A, y, I$  - площадь сечения, расстояние от центра тяжести сечения до сжатой грани и момент инерции сечения кладки;

$A_{red}, V_{red}, I_{red}$  - те же величины для приведенного сечения;

$A_s$  - площадь сечения растянутой арматуры;

$A_{s1}$  - площадь сечения сжатой арматуры;

$h_0=h-a$  - рабочая высота сечения;

$a$  - расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до растянутого края сечения;

$a_1$  - расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до сжатого края сечения.

Таблица 11

Конструкции	Условия работы	Расчетные сопротивление арматуры при предполагаемом сроке службы конструкций, лет		
		100	50	25
Продольно армированные изгибаемые и растянутые элементы в условиях агрессивной для арматуры среды	Растяжение кладки в горизонтальном направлении (по перевязанному сечению)	42 (420)	60 (600)	60 (600)
	Растяжение кладки в вертикальном направлении (по непереязанному сечению)	25 (250)	35 (350)	35 (350)
Продольно армированные емкости при наличии требований непроницаемости покрытий каменных конструкций	Гидроизоляционная штукатурка	17 (170)	25 (250)	35 (350)
	Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле и однослойное покрытие из плиток каменного литья на кислотоупорной замазке	12 (120)	15 (150)	15 (150)
	Двух- и трехслойное покрытие из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке:			
	растяжение вдоль длинной стороны плиток	30 (300)	35 (350)	35 (350)
	растяжение вдоль короткой стороны плиток	17 (170)	25 (250)	25 (250)

6.7 Расчет по раскрытию трещин продольно армированных каменных конструкций производится по формулам:

$$N \leq \gamma_r R_s A_{red}; \quad (81)$$

на изгиб

$$M \leq \frac{\gamma_r R_s I_{red}}{h_0 - y_{red}}; \quad (82)$$

на внецентренное сжатие

$$N \leq \frac{\gamma_r R_s A_{red}}{\frac{A_{red}(h_0 - y_{red})e_0}{I_{red}} - 1}; \quad (83)$$

на внецентренное растяжение

$$N \leq \frac{\gamma_r R_s A_{red}}{\frac{A_{red}(h_0 - y_{red})e_0}{I_{red}} + 1}. \quad (84)$$

В формулах (81)-(84):

$R_s$  - расчетное сопротивление арматуры от раскрытию трещин;

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

$\gamma_r$  - коэффициент условия работы кладки при расчете по раскрытию трещин по табл. [24] с учетом примечания к ней;

$A_{red}, y_{red}, I_{red}$  – параметры приведенного сечения [по формулам \(78\)-\(80\)](#);

$$e_0 = \frac{M}{N} - \text{эксцентриситет продольной силы } N$$

## 7. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КОНСТРУКЦИЙ

### ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

7.1. Проектирование конструкций производится по указаниям, приведенным в пп. [6.1-6.82] и в настоящем разделе.

7.2. Вертикальные и горизонтальные конструкции здания (стены, столбы, рамы каркаса, перекрытия, покрытия и др.) образуют пространственную систему, элементы которой воспринимают действующие на здание нагрузки.

7.3. Распределение усилий между элементами здания зависит от жесткости перекрытий (материала, конструкции и длины участков перекрытий между поперечными вертикальными конструкциями), толщины и высоты стен и наличия в них проемов, материалов кладки [группы кладок, п. 65], а также от соединений между конструктивными элементами здания.

### КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ЗДАНИЙ

7.4. К зданиям с жесткой конструктивной схемой относятся здания, имеющие жесткие (неподвижные) горизонтальные опоры в виде перекрытий, опирающихся на поперечные стены или другие конструкции, удовлетворяющие требованиям п. [6.7 а, б, в].

Жесткую конструктивную схему имеют, как правило, жилые дома и большая часть общественных зданий.

7.5. К зданиям с упругой конструктивной схемой относятся здания, в которых расстояния между поперечными стенами или другими жесткими опорами для перекрытий и покрытий превышают указанные в табл. [27] при отсутствии ветровых связей, указанных в п. [6.7 в].

Независимо от расстояния между поперечными конструкциями к упругим опорам относятся также покрытия из легких конструкций (например, из асбестоцементных плит), опирающихся на металлические или железобетонные фермы, прогоны, балки.

Упругую конструктивную схему имеют, как правило, производственные, складские и сельскохозяйственные здания, а также часть общественных зданий.

### РАСЧЕТ СТЕН ЗДАНИЙ С ЖЕСТКОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМОЙ

7.6. Стены и столбы, имеющие в плоскостях междуэтажных перекрытий жесткие опоры, рассчитываются согласно указаниям, приведенным в пп. [6.10-6.14]. Эпюры изгибающих моментов при расчете стен как неразрезных или однопролетных балок с шарнирными опорами приведены на [черт. 17](#). Величины эксцентриситетов, возникающих в стенах при действии вертикальных и горизонтальных (ветровых) нагрузок относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стены, определяются по формуле

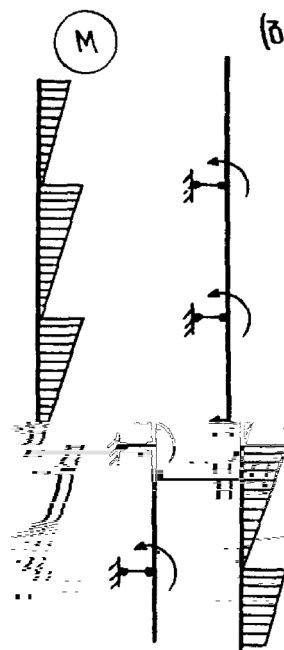
$$e_0 = \frac{M}{N}, \quad (85)$$

где  $M$  - изгибающий момент в сечении;

$N$  - нормальная сила от вертикальной нагрузки.

Изгибающие моменты в стенах учитываются от нагрузок, приложенных в пределах рассматриваемого этажа, т. е. от перекрытия над этим этажом, балконов и т. п., а также от ветровой нагрузки. Моменты от нагрузок вышележащих этажей учитываются, если сечение стены изменяется в уровне перекрытия над данным этажом. При изменении сечения стены в пределах рассматриваемого этажа следует учитывать момент, вызванный смещением оси стены.

Расчетные формулы для определения нормальных сил и моментов от вертикальных нагрузок приведены в [табл. 12](#).



Черт. 17. Расчетные схемы и эпюры изгибающих моментов от вертикальных внецентренно приложенных нагрузок

а - стена рассчитывается как неразрезная балка; б - стена рассчитывается в пределах каждого этажа как однопролетная балка

Указания по расчету сечений на центральное и внецентренное сжатие приведены в пп. [4.7-4.11].

При одновременном действии вертикальной и горизонтальной (ветровой) нагрузок в поперечных стенах (или на отдельных участках между проемами) возникают усилия, приложенные с эксцентриситетом в направлении продольной оси стены. Такие же эксцентриситеты могут возникать при несовпадении равнодействующей вертикальных усилий с центром тяжести рассчитываемого горизонтального сечения. Одновременно вертикальные нагрузки могут создавать усилия, приложенные с эксцентриситетом в поперечном направлении. В этом случае расчет сечений производится на косое внецентренное сжатие по п. [4.12]. При наличии проемов в стенах усилия сжатия, возникающие в простенках, определяются с учетом нагрузки, приложенной между осями соседних проемов.

В стене с проемами каждый простенок рассчитывается на нагрузку, соответствующую

участку стены, расположенному над этим простенком между осями соседних проемов. При этом не учитывается возможное перераспределение этой нагрузки на соседние, менее напряженные простенки через перемычки. Разгрузка этих простенков за счет перераспределения нагрузки на смежные простенки не учитывается в связи с возможным появлением трещин в перемычках при неравномерной осадке здания, изменениях температуры и др.

Если на простенок опирается сплошная стена (или стена с редкими нерегулярно расположенными проемами), обеспечивающая перераспределение давления между простенками, то сечение стены допускается рассматривать как одно целое с учетом ослаблений проемами (сечение „нетто“).

При этом если равнодействующая вертикальных нагрузок приложена к центру рассчитываемого сечения, то напряжения распределяются равномерно по длине сечения; если же равнодействующая смещена по отношению к центру сечения (например, при несимметричном расположении проемов), то при расчете следует учитывать эксцентриситет в плоскости стены.

7.7. Расчет стен зданий на ветровые нагрузки, направленные параллельно стенам, производится в последовательности:

определяются расчетные значения ветровой нагрузки;

производится распределение ветровой нагрузки между поперечными или продольными стенами, расположенными в направлении действия нагрузки;

определяются усилия (напряжения), возникающие в стенах здания и их элементах (перемычках, соединениях) при действии ветровой нагрузки.

Величины нормативной и расчетной ветровой нагрузок определяются по [СНиП 2.01.07-85](#).

7.8. Ветровая распределенная нагрузка на  $j$ -ю стену здания определяется по формуле

$$q_j = q \left( \frac{v_1 l}{\delta_j \sum_{i=1}^n \frac{1}{\delta_i}} + v_2 \frac{L_{j-1} + L_j}{2} \right), \quad (86)$$

где  $q_j$  - нагрузка на 1 м высоты рассчитываемой стены  $j$  на рассматриваемом уровне по высоте здания;

$q$  - интенсивность ветровой нагрузки, МПа ( $\text{кгс/м}^2$ ), на том же уровне;

$v_1$  и  $v_2$  - коэффициенты, зависящие от вида перекрытия: при монолитном железобетонном перекрытии  $v_1=0,9$  и  $v_2=0,1$ ; при сборных замоноличенных перекрытиях  $v_1=0,65$  и  $v_2=0,35$ ; при деревянных перекрытиях  $v_1=0,1$   $v_2=0,9$ ;

$L_{j-1}+L_j$  - расстояния между рассматриваемой  $j$ -й стеной и соседними стенами (справа и слева);

$\delta_i$  и  $\delta_j$  - горизонтальные перемещения стен на уровне  $2/3$  высоты стены относительно планировочной отметки земли, вызванные равномерно распределенной по высоте этих стен нагрузкой  $q=1$ ;

Таблица 12

Конструкция стены, расчетные схемы и эпюры моментов	Формулы
	$N_x = N + N_1 + N_2;$ $M_x = N_1 e_1 \left( 1 - \frac{x}{H_{st}} \right);$ $e_1 = a_1 - \frac{t}{3} \leq 7 \text{ см}$



$$\gamma = K \frac{Q}{GA}, \quad (87)$$

где  $Q$  - поперечная сила в рассматриваемом сечении;

$G$  - модуль сдвига кладки ( $G=0,4E_0$ );

$A$  - площадь сечения;

$K$  - коэффициент, учитывающий влияние неравномерности распределения касательных напряжений на деформации изгибаемого элемента (для сечений, состоящих из нескольких прямоугольников в плане), в общем случае определяется по формуле

$$K = \frac{A}{I_0^2} \int_{y_1}^{y_2} \frac{S(y)dy}{b(y)}, \quad (88)$$

здесь  $A$  и  $I_0$  - площадь сечения и момент инерции относительно оси  $x$ , проходящей через центр тяжести сечения;

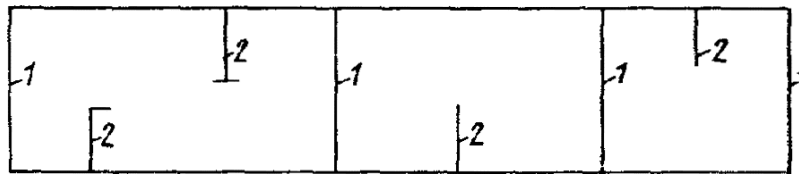
$y_1$  и  $y_2$  - ординаты верхней и нижней границы сечения;

$S(y)$  - статический момент части площади сечения от уровня  $y$  до края сечения относительно оси сечения;

$b(y)$  - ширина сечения на уровне  $y$ .

Для прямоугольного сечения коэффициент  $K$  принимается равным 1,2.

При значительной разнице в жесткости стен одного направления более жесткие стены 1 (черт. 18) могут рассматриваться как диафрагмы жесткости зданий, воспринимающие всю ветровую нагрузку. При этом участки малой жесткости стены 2 (см. черт. 18) допускается не учитывать.



Черт. 18. Схема поперечных стен здания  
1 - диафрагмы; 2 - стены малой жесткости

Ветровые нагрузки, воспринимаемые диафрагмами, определяются по формуле (86) при значениях  $v_1$  и  $v_2$ , указанных выше, при этом учитывается сумма характеристик жесткости

$$\sum \frac{1}{\delta_i} \text{ всех диафрагм.}$$

7.9. Каждая стена рассматриваемого направления рассчитывается как консоль, заделанная в основании под действием горизонтальных нагрузок от активного и пассивного давления ветра.

Расчет поперечных стен на главные растягивающие напряжения от горизонтальной (ветровой) нагрузки производится по формулам, приведенным в пп. [6.12; 6.13].

7.10. Если стена имеет расположенные друг над другом проемы (например, дверные), то она рассматривается как система вертикальных консолей (полос между проемами), связанных друг с другом перемычками. При расчете, как правило, перемычка рассматривается как абсолютно жесткие ригели (распорки), шарнирно связанные со стенами [п. 6.14]. При этом расчет перемычек производится только на вертикальные нагрузки, расположенные над ними. В этом случае нагрузку, воспринимаемую каждым участком (вертикальной полосой) стены, допускается определять по формуле

$$q_i = q_{j1} \frac{1}{\delta_j \sum_{i=1}^r \frac{1}{\delta_i}}, \quad (89)$$

где  $q_j$  – горизонтальная распределенная нагрузка, воспринимаемая рассчитываемой стеной  $j$ ;

$q_{j1}$  – горизонтальная распределенная нагрузка, воспринимаемая рассчитываемым участком  $j_1$  стены  $j$ ;

$\delta_j$  – прогиб рассчитываемого  $j$ -го участка стены при единичной распределенной нагрузке в уровне  $2/3$  высоты стены;

$\delta_i$  – то же, для участка стены  $i$ ;

$r$  – число вертикальных участков, на которые стена разделена проемами.

В поперечных стенах с проемами число этих участков обычно равно двум или трем, а в продольных – более трех.

Прогибы следует определять с учетом указаний п. 7.8.

Расчет стены с проемами с учетом совместной работы вертикальных участков стен (полос между проемами) допускается при условии достаточной прочности перемычек, воспринимающих изгибающие моменты и поперечные силы, что должно быть подтверждено расчетом, см. пп. [6.14; 6.15].

При нерегулярном расположении в стене отдельных проемов, разделенных перемычками с отношением  $H/l \geq 0,75$  ( $H$  и  $l$  – высота и пролет перемычки) при площади «нетто» любого вертикального или горизонтального сечения, составляющей не менее 70% его полной площади, допускается при определении усилий рассчитывать стену как сплошную. При расчете на прочность сечений, пересекающих проемы, принимаются момент инерции, момент сопротивления и площадь сечения «нетто».

7.11. Если стены взаимно перпендикулярного направления соединены перевязкой или другими достаточно жесткими и прочными связями, то следует учитывать совместную работу рассчитываемой стены и участков примыкающих к ней стен. В этом случае расчетное горизонтальное составное сечение может иметь форму двутавра, швеллера, тавра и т.п. Достаточная прочность или трещиностойкость перевязки или соединений должна быть подтверждена расчетом на горизонтальные и вертикальные нагрузки [п. 6.11]. При учете совместной работы поперечных и продольных стен при действии горизонтальной нагрузки, в случае если поперечная и продольная стены выполнены из материалов различной жесткости, при вычислении  $A$  и  $I$  принимается ширина полки  $b_{red}$ , приведенная к материалу поперечной стены по формуле

$$b_{red} = b \frac{E_2}{E_1}, \quad (90)$$

где  $b$  – ширина полки;

$E_2$  – модуль деформаций материала полки (например, кладки учитываемого участка продольной стены);

$E_1$  – модуль деформаций материала стенки (кладки рассматриваемого участка поперечной стенки).

При соединении стен гибкими (металлическими) связями, при расчете на ветровую нагрузку участки стен перпендикулярного направления не включаются в сечение рассчитываемой стены. В случае необходимости связь между примыкающими стенами может быть обеспечена рассчитанными на сдвиг железобетонными или металлическими шпонками.

7.12. Поперечные стены, воспринимающие действующие в их плоскости горизонтальные (ветровые) нагрузки, должны быть рассчитаны на главные растягивающие напряжения по пп. [6.12; 6.13]. Если прочность поперечных стен с проемами обеспечивается только с учетом

жесткости перемычек, то перемычки должны быть рассчитаны на возникающие в них перерезывающие силы, см. пп. [6.14; 6.15].

При расчете стен на горизонтальные нагрузки, действующие в их плоскости, расчетную ширину полок составных сечений следует принимать по указаниям, приведенным в п. [6.9].

### **РАСЧЕТ СТЕН ЗДАНИЙ С УПРУГОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМОЙ**

7.13. При упругих опорах (здания с упругой конструктивной схемой), см. п. [6.8], производится расчет рамной системы, стойками которой являются стены и столбы (железобетонные, кирпичные и др.), а ригелями - перекрытия и покрытия, которые рассматриваются как жесткие распорки, шарнирно связанные со стенами. При упругих опорах принимается, что стойки заделаны в грунт в уровне пола здания (при наличии бетонного подстилающего слоя под полы и отмостки).

7.14. В зданиях с упругой конструктивной схемой жесткость стен или столбов, выполненных из кирпичной или каменной кладки, при статическом расчете рамы определяется, принимая модуль упругости кладки  $E=0,8E_0$ .

7.15. При значительных сосредоточенных нагрузках (таких, как опорные реакции ферм, балок больших пролетов, прогонов, подкрановых балок и пр.) стены, как правило, усиливаются пилястрами.

В этом случае стойки имеют тавровое сечение. Если нагрузка от перекрытия или покрытия распределена равномерно по длине стены (например, при покрытии из железобетонного настила), за ширину полки может приниматься вся ширина простенка или же, при глухих стенах, - вся длина стены между осями примыкающих к пилястре пролетов.

Если нагрузка от перекрытия сосредоточена на отдельных участках (опирание ферм, балок и пр.), при статическом расчете допускается принимать ширину полки тавра согласно указаниям п. [6.9]. Если толщина стены меньше 0,1 высоты сечения пилястры, то сечение рассматривается как прямоугольное без учета примыкающих участков стены.

7.16. Каждая поперечная рама, состоящая из вертикальных и горизонтальных элементов, расположенных на одной оси, рассчитывается, как правило, независимо от других рам, если нет специальных условий, при которых возможна существенная перегрузка какой-либо рамы при загрузке других пролетов. Расчет производится на все нагрузки, расположенные между средними осями пролетов здания, примыкающих к рассчитываемой раме.

7.17. Расчет стен и столбов законченного здания упругой конструктивной схемы производится с учетом разных условий работы этих элементов при нагрузках, приложенных до и после установки перекрытий. Стены и столбы рассчитываются на нагрузки, приложенные до установки перекрытий или покрытий (собственный вес стен, некоторые виды оборудования и др.) как свободно стоящие стойки, заделанные в грунт. На нагрузки, приложенные после устройства перекрытий, стены и столбы рассчитываются как элементы рам. Усилия, вычисленные при этих двух нагрузках, суммируются.

Опорные реакции в шарнирной верхней опоре каждой стойки определяются последовательно от всех приложенных нагрузок, и полученные значения суммируются.

*Примечание.* Расчет однопролетных и многопролетных рам с шарнирно опертыми ригелями и ступенчатыми защемленными стойками может производиться по таблицам справочников.

### **РАСЧЕТ СТЕН МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ КИРПИЧА ИЛИ КЕРАМИЧЕСКИХ КАМНЕЙ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН ПРИ РАЗЛИЧНОЙ ЗАГРУЗКЕ ИЛИ РАЗНОЙ ЖЕСТКОСТИ СМЕЖНЫХ УЧАСТКОВ СТЕН**

7.18. При различии наружных и примыкающих к ним внутренних стен по степени загрузки или выполнении их из различных материалов (например, из силикатного и глиняного кирпича или керамических камней) участки стен, близкие к местам их взаимного примыкания, должны быть рассчитаны по образованию и раскрытию трещин.

7.19. При расчете условно принимается, что обе стены (или смежные участки одной и той же стены) не связаны друг с другом, и определяется свободная деформация каждой из двух стен отдельно при действии расчетных длительных нагрузок. Разность свободных



деформаций этих стен должна удовлетворять условию

$$\delta_1 - \delta_2 \leq \delta_u, \quad (91)$$

где  $\delta_1$  - абсолютная свободная деформация сжатия одной из стен (или участка стены);

$\delta_2$  - то же, второй стены;

$\delta_u$  - предельная допустимая разность деформаций согласно [табл. 13](#).

Величины свободных деформаций определяются как сумма деформаций кладки во всех этажах здания от уровня верха фундамента до верха стены по формулам:

Т а б л и ц а 13

Число этажей	5	6	7	8	9	12 и более
Высота стены, Н	15	18	21	24	27	36 и более
$\delta_u$ , мм	7	8	9	10	12	15

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{1i} h_i}{E_{1i}} + \delta_{sh1}; \quad (92)$$

$$\delta_2 = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{2i} h_i}{E_{2i}} + \delta_{sh2};$$

где  $\sigma_{1i}$  - напряжения в кладке первой свободно стоящей стены в  $i$ -м этаже;

$\sigma_{2i}$  - то же, второй стены;

$E_{1i}$  - модули деформации кладки первой стены на  $i$ -м этаже;

$E_{2i}$  - то же, второй стены;

$h_i$  - высота  $i$ -го этажа;

$\delta_{sh1}$  и  $\delta_{sh2}$  - абсолютные деформации усадки первой и второй стены, вычисленные по относительным значениям усадок материалов стен [см. п. 3.26], умноженным на высоту соответствующих участков стен;

$n$  - число этажей от пола подвала до верхнего или рассматриваемого промежуточного этажа.

Напряжения определяются в середине каждого этажа и вычисляются при расчетных значениях всех длительных нагрузок. Модули упругости  $E_i$  входящие в [формулы \(92\)](#), вычисляются во формуле [1] п. [3.20]