

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

---

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Пензенский государственный университет  
архитектуры и строительства»

**Д.В. Артюшин, А.В. Туманов**

## **РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Рекомендовано Редсоветом университета  
в качестве учебного пособия  
для студентов, обучающихся  
по направлению 270800.62 «Строительство»

Пенза 2013

УДК 624.012.25 (075.8)

ББК 38.51 я73

А86

Рецензенты: директор ООО «АкадемПроект»  
А.А. Полежай;  
доктор технических наук, профессор  
С.В. Бакушев (ПГУАС)

**Артюшин Д.В.**

А86 Расчет и конструирование каменных и армокаменных конструкций: учеб. пособие / Д.В. Артюшин, А.В. Туманов. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 119 с.

Учебное пособие составлено в соответствии с программой дисциплины «Каменные и армокаменные конструкции» и отражает вопросы проектирования конструкций здания, выполненных из каменных и армокаменных кладок, рассмотрены механические свойства материалов, применяемых для каменных и армокаменных конструкций; изложены основные положения расчета и конструирования в соответствии с действующими нормами.

Учебное пособие подготовлено на кафедре «Строительные конструкции» и предназначено для использования студентами, обучающимися по направлению 270800.62 «Строительство» при выполнении дипломного проекта, а также при научно-исследовательской работе.

© Пензенский государственный университет  
архитектуры и строительства, 2013  
© Артюшин Д.В., Туманов А.В., 2013

## ПРЕДИСЛОВИЕ

В настоящее время наряду со строительством зданий и сооружений различного назначения с применением несущих сборных и монолитных железобетонных конструкций все более широко применяются каменные и армокаменные конструкции. Этому способствуют как большие запасы природных камней, так и материалов для искусственных камней и наличие развитой промышленности этих строительных материалов.

В пособии рассмотрены: виды материалов, применяемых для каменных и армокаменных конструкций; физико-механические свойства каменных кладок с отражением основ экспериментальных исследований; общие положения по расчету рассматриваемых конструкций по методу предельных состояний с приведением расчетных характеристик каменных кладок; основы расчета каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп; основы технико-экономической оценки каменных конструкций на стадии проектирования.

Пособие предназначено для студентов специальности 270102 «Промышленное и гражданское строительство», обучающихся по направлению 270800.62 «Строительство». Оно может быть полезным также инженерно-техническим работникам проектных и строительных организаций.

## ВВЕДЕНИЕ

Каменной кладкой называется материал, образованный из природных или искусственных камней, соединенных между собой раствором. Конструкции, выполненные из каменной кладки, называются каменными конструкциями.

Каменная кладка обладает сравнительно высокой прочностью при сжатии и значительно меньшей – при растяжении. Поэтому каменная кладка применяется преимущественно в случаях, когда в конструкциях она подвержена осевому сжатию или внецентренному сжатию при небольших эксцентриситетах.

Каменные материалы при возведении различных строительных объектов применяются практически с самого начала существования людей на земле. Их применению в строительстве способствовало ограниченное количество или полное отсутствие лесов на территориях, с которых началось развитие цивилизации – Месопотамия, Древний Египет, Индия, Китай, Древняя Греция, Древний Рим и др.

Античная строительная техника достигла больших высот. С IV века до нашей эры в Риме стали строиться каменные сооружения – виадуки и водопроводные линии. У римлян также как и в этрусской и греческой архитектуре применялась кладка насухо, т.е. без прослойки связующим раствором. Ко II веку до н.э. сложилась новая технология возведения монолитных стен и сводов на основе раствора и мелкого камня – заполнителя.

В древней Греции и Риме наряду с глиняным кирпичом в строительстве широко использовались известняк, песчаник, мрамор, материалы вулканического происхождения и др. На строительство храмов, дворцов, общественных и жилых зданий в Риме, как и в Греции, применялись сырцовый и обожженный кирпич.

Опыт применения каменных конструкций в древности насчитывают большое количество исключительно интересных сооружений. К ним, например, относится Колизей в Риме (I в.н.э.) высотой 48,5 м, многоярусные акведуки в Сеговии (Испания, II в.н.э.), Гардский мост вблизи Нима во Франции, имевший высоту 49 м, Пантеон в Риме (II в.н.э.) высотой 42,7 м, покрытый куполом диаметром 43,5 м. В VI в.н.э.

в Константинополе был построен Софийский собор с куполом диаметром 32,5 м.

Практика строительства из камня значительно опережала развитие науки о каменных конструкциях. В XIX веке вместо расчета каменных конструкций на прочность и устойчивость был выработаны эмпирические правила возведения здания и сооружений. После 30-х годов XX века начались исследования работы каменных и армокаменных конструкций. Профессором Л.И. Онищиком были изучены физико-механические свойства каменных кладок, профессором Н.А. Поповым разработаны основы теории прочности раствора, а профессором В.П. Некрасовым – армокаменных конструкций, усиленных сетчатой арматурой.

# 1. МАТЕРИАЛЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ДЛЯ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В настоящем пособии рассматриваются лишь сведения о некоторых свойствах материалов, необходимых при проектировании рассматриваемых конструкций, и не затрагиваются вопросы способов изготовления материалов, методов испытаний.

## 1.1. Каменные материалы и изделия для кладки

Номенклатура каменных материалов для каменных и армокаменных конструкций очень разнообразна и включает как искусственные, так и природные материалы.

Каменные конструкции выполняют из глиняного кирпича, керамических камней, силикатного кирпича, камней и крупных блоков из тяжелых цементных и силикатных бетонов, бетонов на пористых заполнителях, ячеистых бетонов, из камней осадочных и вулканических горных пород (главным образом плотных известняков-ракушечников и туфов), крупных блоков и панелей, изготовленных на заводах или полигонах из кирпича, керамических или природных камней.

На рис. 1.1 приведена общая схема применяемых для кладок каменных материалов.

Кроме того, каменные материалы и изделия можно классифицировать следующим образом:

- для ручной кладки массой до 31 кг;
- крупные блоки;
- стеновые панели;
- фасадные изделия.

Основной характеристикой каменных материалов, применяемых для несущих конструкций, является их прочность, характеризуемая марками. Марки камней означают их временное сопротивление (предел прочности) сжатию ( $\text{кгс}/\text{см}^2$ ) и предел прочности при изгибе. Временное сопротивление пустотелых камней определяется по площади брутто. Показатели прочности каменных материалов зависят от размеров и формы испытываемых образцов. Для различных видов каменных материалов размеры и формы образцов, а также методы испытаний регламентированы ГОСТами. Для кладки применяют марки камней прочностью от 0,4 до 100 МПа.

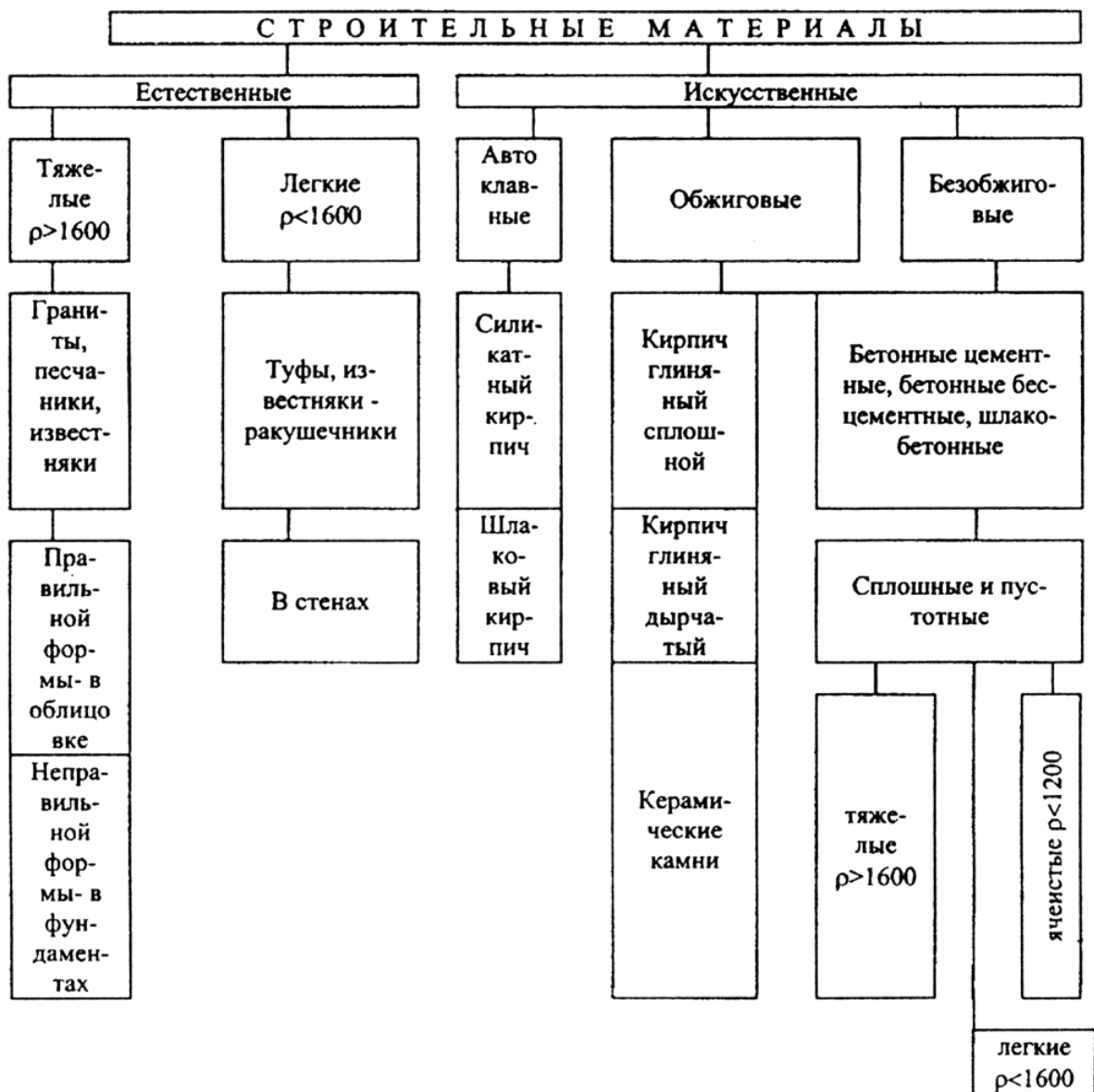


Рис. 1.1. Каменные материалы, применяемые для кладки

К каменным материалам, применяемым для кладки наружных стен и фундаментов, предъявляются также требования по морозостойкости, водостойкости, форме, размерам, внешнему виду (для фасадных поверхностей).

Морозостойкость каменных материалов в значительной степени определяет их долговечность. Кладка, находящаяся под воздействием атмосферных осадков и влаги, поступающей из внутренней (теплой) и наружной (холодной) частей стены, периодически увлажняется. Вода, проникшая в поры и трещины камня, замерзает при определенной температуре и, увеличиваясь в объеме, стремится разорвать стенки пор. Чем больше воды попадает внутрь кладки, тем более значительные внутренние напряжения возникают в материале при замерзании.

Морозостойкость каменных материалов определяется марками  $F$ , обозначающими количество циклов замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которое эти материалы выдерживают без видимых повреждений (разрушение, расслоение, растрескивание, выкрашивание), а также без снижения прочности при испытании образцов более 25 %, проведенных согласно требованиям ГОСТа.

Установлены следующие марки каменных материалов по морозостойкости:  $F10, 15, 25, 35, 50, 75, 100, 150, 200, 300$ .

Проектные марки по морозостойкости каменных материалов для наружной части стен (на толщину 12 см) и для фундаментов (на всю толщину), возводимых в средних климатических условиях, в зависимости от предполагаемого срока службы конструкций, приведены в табл. 1.1.

Т а б л и ц а 1 . 1

Требуемые марки каменных материалов по морозостойкости

Вид конструкций	Значения $F$ при предполагаемом сроке службы конструкций, лет		
	100	50	25
1. Наружные стены или их облицовка в зданиях с влажностным режимом помещений:			
а) сухим и нормальным	25	15	15
б) влажным	35	25	15
в) мокрым	50	35	25
2. Фундаменты и подземные части стен:			
а) из кирпича глиняного пластического прессования	35	25	15
б) из природного камня	25	15	15

П р и м е ч а н и я : 1. Марки по морозостойкости камней, блоков и панелей, изготовляемых из бетонов всех видов, следует принимать в соответствии с главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

2. Марки по морозостойкости, приведенные в поз. 1 для облицовок толщиной менее 35 мм, повышаются на одну ступень, но не выше  $F50$ , а облицовок зданий, возводимых в Северной строительно-климатической зоне, – на две ступени, но не выше  $F100$ .

3. Марки по морозостойкости каменных материалов, приведенные в поз. 2, применяемых для фундаментов и подземных частей стен, следует повышать на одну ступень, если уровень грунтовых вод ниже планировочной отметки земли менее чем на 1 м.

4. Марки камня по морозостойкости для кладки открытых конструкций, а также конструкций сооружений, возводимых в зоне переменного уровня грунтовых вод (подпорные стенки, резервуары, водосливы, бортовые камни и т.п.).



Степень надежности определяется по долговечности каменных конструкций. Установлены три степени надежности конструкций: I – со сроком службы не менее 100 лет; II – то же не менее 50 лет; III – то же не менее 25 лет.

Замкнутые воздушные пустоты являются более эффективной теплоизоляцией, чем плотная масса камня, поэтому для улучшения теплоизоляционных свойств камней, а также снижения их массы и расхода материалов в них устраиваются теплотехнические пустоты. При объеме таких пустот до 15-20 % теплотехнические показатели камня незначительно отличаются от показателей сплошного камня и их условно относят к сплошным. Для улучшения теплоизоляционных свойств в камнях устраивают возможно большее количество узких щелевидных пустот, расположенных перпендикулярно тепловому потоку в стене, или большое количество пустот другой формы, расположенных по всему объему камня. Важным условием для улучшения теплотехнических свойств камней является уменьшение их плотности. Применение для наружных стен отапливаемых зданий камней малой плотности и камней с эффективными в теплотехническом отношении пустотами во многих случаях позволяет значительно уменьшить толщину стен и, следовательно, достигнуть повышения их экономических характеристик. Однако снижение плотности камней часто уменьшает их прочность, а иногда и морозостойкость.

К каменным материалам и изделиям, применяемым при ручной кладке, относятся:

кирпич трех видов

– керамический (глиняный) одинарный и утолщенный полнотелый пластического прессования с размерами в плане 250×120 (288×138) мм, толщиной 65 и 88 мм;

– силикатный одинарный и утолщенный (рядовой, лицевой, декоративный);

– легковесный – включает самые разнообразные сорта кирпича, объединенные одним общим признаком – малой плотностью ( $\rho \leq 1500 \text{ кг/м}^3$ ); к ним относятся кирпич пористый, трепельный, глино-трепельный, пустотелый, дырчатый, шлаковый и др. (рис. 1.2).

Основные виды кирпича и их характеристики приведены в табл. 1.2.

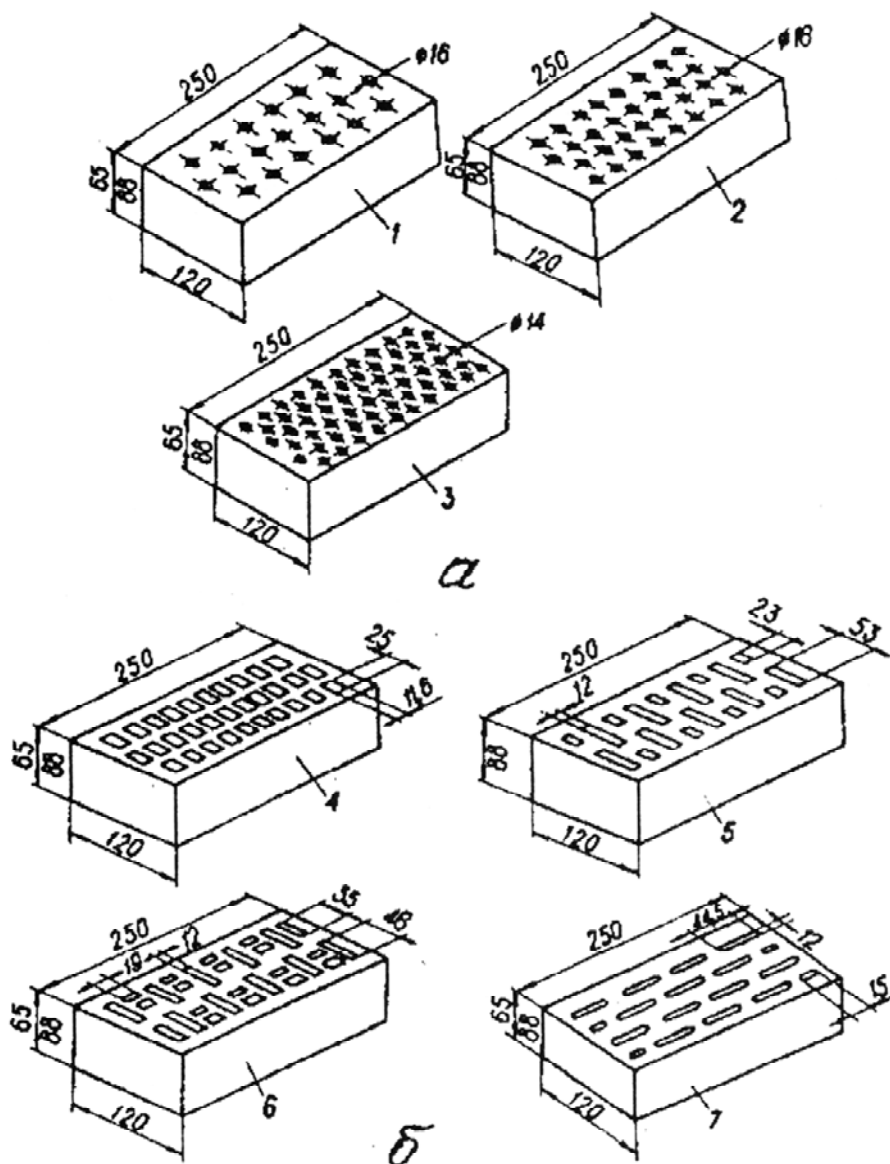


Рис. 1.2. Кирпич глиняный пластического формования с пустотами:  
 а – круглыми; б – щелевидными; 1...7 – типа кирпича

Таблица 1.2

Виды и характеристики кирпича

Вид кирпича	Плотность $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Марки
Глиняный обыкновенный пластического прессования	1700-1900	50-300
То же, полусухого прессования	1800-2000	75-200
Силикатный	1800-2000	75-200
Глиняный пустотелый (дырчатый, пористо-дырчатый) пластического прессования	1300-1450	50-150
Глиняный пустотелый полусухого прессования	Не более 1500	75-150
Строительный легковесный (глиняный пористый и трепельный)	700-1450	35-100
Шлаковый	1200-1800	25-75

*Керамический кирпич* изготавливают способом полусухого прессования или пластического формования из глинистых и кремнеземистых пород и промышленных отходов и обожженных в печах.

Одинарный и утолщенный кирпич может быть полнотелым (без пустот и с технологическими пустотами, объем которых составляет не более 13 %) и пустотелым. Марка кирпича по морозостойкости  $F15...F50$ . Условное обозначение керамических кирпичей, указываемое на рабочих чертежах, состоит из названия, вида, марки по прочности и морозостойкости, обозначения стандарта, например, К-100/1/15/ГОСТ530-95 – кирпич керамический полнотелый одинарный марки по прочности 100, марки по морозостойкости  $F15$ , или КП-У125/25/ГОСТ530-95 – кирпич керамический утолщенный марки по прочности 125, по морозостойкости  $F25$ .

Водопоглощение для керамических кирпичей должно быть не менее 8 % для полнотелых и не менее 6 % – для пустотелых.

Предел прочности кирпича определяется на образцах, состоящих из двух целых кирпичей или двух его половинок, которые укладываются друг на друга постелями. При этом участки среза кирпича должны быть направлены в противоположные стороны. Толщина растворного шва устанавливается не более 5 мм. Поверхности, соприкасающиеся со штампами прессы, выравниваются и притираются слоем раствора не более 3 мм (рис. 1.3).

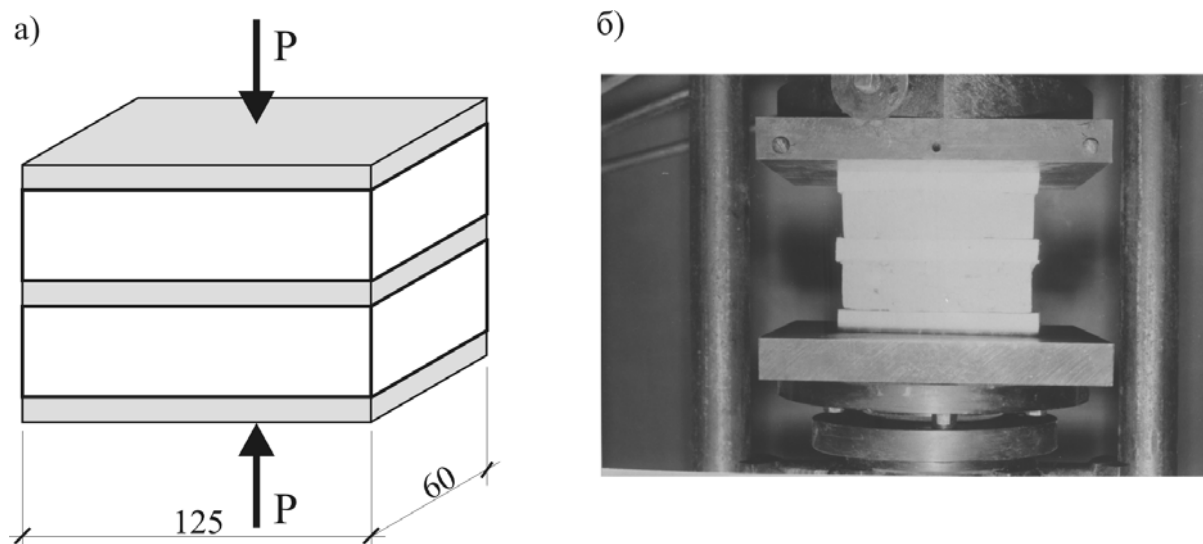


Рис. 1.3. Испытание кирпича на сжатие:  
а – схема испытания; б – общий вид испытания

После приготовления образец выдерживается в течение 3 суток при температуре  $20 \pm 5$  °С. При проведении испытаний нагрузка на образец должна возрастать непрерывно и равномерно со скоростью, обеспе-

чивающей его разрушение через 20-60 секунд после начала испытания. Предел прочности при сжатии  $R_{сж}$ , МПа (кгс/см<sup>2</sup>) вычисляется по формуле

$$R_{сж} = \frac{P}{F},$$

где  $P$  – наибольшая нагрузка, установленная при испытании образца, кН (кгс);

$F$  – площадь поперечного сечения образца, вычисляемая как среднее арифметическое значение площадей верхней и нижней его поверхностей, м<sup>2</sup> (см<sup>2</sup>).

При определении марки кирпича дополнительно устанавливают его прочность по временному сопротивлению изгибу.

При испытании на изгиб кирпич устанавливается на две цилиндрические опоры, расстояние между которыми 200 мм и загружается сосредоточенной силой в середине пролета (рис. 1.4).

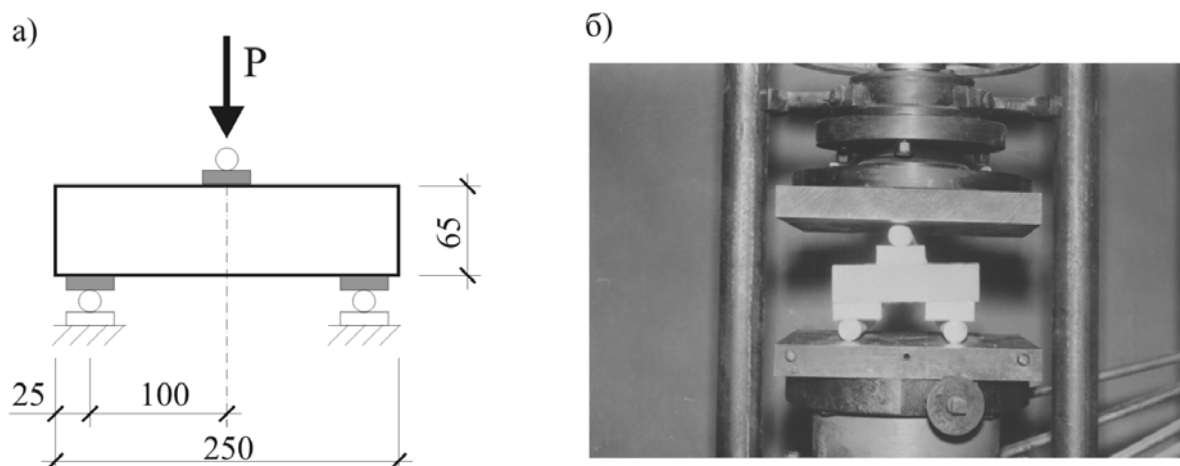


Рис. 1.4. Испытание кирпича на изгиб:  
а – схема испытания; б – общий вид испытания

Расчетное сопротивление при изгибе определяется по формуле

$$R_{изг} = \frac{M}{W} = \frac{3Pl_0}{2bh^2},$$

где  $l_0$  – расстояние между опорами, м (см);

$b$  и  $h$  – ширина и высота образца посередине пролета без выравнивающего слоя, м (см);

$P$  – наибольшая нагрузка, установленная при испытании образца, кН (кгс).

Предел прочности кирпича данной партии устанавливается испытанием не менее пяти образцов. По результатам испытаний опреде-

ляется среднее арифметическое значение, которое сравнивается с эталоном и назначается марка.

*Силикатный кирпич* изготавливают способом прессования увлажненной смеси из кремнеземистых материалов и извести или других известесодержащих вяжущих с применением пигментов и без них с последующим твердением под действием насыщенного пара в автоклаве. Кирпич может быть одинарным (толщина 65 мм) и утолщенным (толщина 88 мм), полнотелым и пустотелым. По прочности кирпич изготавливают марок 75, 100, 125, 150, 175, 200, 250, 300, а по морозостойкости – марок *F15, 25, 35, 50*.

В зависимости от назначения кирпич изготавливают рядовым или лицевым. Условное обозначение силикатного кирпича аналогично кирпичу керамическому. Например: СОР – 150/15 ГОСТ 379–95 – кирпич силикатный одинарный рядовой марки по прочности 150, марки по морозостойкости *F15*, или СУЛ-200/35 ГОСТ 379–95 – кирпич силикатный утолщенный лицевой марки по прочности 200, марки по морозостойкости *F35*.

*Лицевые керамические и силикатные кирпичи* изготавливают марки по прочности 75...300 (силикатного – марки не менее 125), а марки по морозостойкости *F25...F50*. По виду лицевой поверхности они подразделяются:

- с гладкой лицевой поверхностью;
- с рельефной лицевой поверхностью;
- с офактуренной лицевой поверхностью.

Водопоглощение лицевых кирпичей составляет 6–28 % в зависимости от применяемых для изготовления материалов.

## 1.2. Растворы для каменных кладок

Раствор для кладки – это правильно подобранная смесь вяжущего, мелкого заполнителя, воды и специальных добавок (в необходимых случаях) с последующим ее твердением после укладки в дело.

Растворы в каменной кладке предназначены для:

- связывания между собой отдельных камней;
- передачи усилий с одних камней на другие, распределяя их более равномерно по площади камня;
- уменьшения продуваемости и влагопроницаемости кладки.

Растворы для кладки очень разнообразны. Они различаются по виду вяжущего, заполнителей, плотности, назначению и прочности, которая зависит от количества вяжущего и его активности.

По виду вяжущего вещества строительные растворы подразделяются на цементные (на портландцементе или его разновидностях), известковые (на воздушной или гидравлической извести), гипсовые (на основе гипсовых вяжущих) и смешанные (на цементно-известковом, цементно-глиняном, известково-гипсовом вяжущем). Растворы, приготовленные на одном вяжущем, называют простыми, а на нескольких вяжущих – смешанными (сложными).

Вяжущие делятся на воздушные и гидравлические:

– воздушные вяжущие способны твердеть и сохранять свою прочность только на воздухе (воздушная известь, гипсовые вяжущие);

– гидравлические вяжущие способны твердеть и на воздухе, и в воде (цемент, гидравлическая известь).

По виду заполнителя и плотности растворы подразделяются на: тяжелые – на речном или горном песке и тяжелых шлаках с плотностью в сухом состоянии  $\rho \geq 1500$  кг/м<sup>3</sup>; легкие – на песках из легких шлаков или легких естественных каменных пород (пемза, туф, ракушечник и т.д.) с плотностью  $\rho \leq 1500$  кг/м<sup>3</sup>. Легкие растворы получают также с помощью пенообразующих добавок – поризованные растворы.

По назначению строительные растворы бывают кладочные (для каменной кладки, монтажа стен из крупнопанельных элементов), отделочные (для оштукатуривания помещений, нанесения декоративных слоев на стеновые блоки и панели), специальные, обладающие особыми свойствами (гидроизоляционные, акустические, рентгенозащитные).

Вяжущие выбирают в зависимости от назначения раствора, предъявляемых к нему требований, температурно-влажностного режима твердения и условий эксплуатации зданий и сооружений.

Цементные растворы, широко применяемые как в сухих, так и во влажных условиях, приготавливаются на портландцементе. Для подземных кладок при агрессивных грунтовых водах применяют растворы на пуццолановых цементах.

Вода для затворения растворов не должна содержать примесей, оказывающих вредное влияние на твердение вяжущего вещества. Для этих целей пригодна водопроводная вода.

В состав растворов, предназначенных для применения в зимних условиях, вводят ускорители твердения, а также добавки, снижающие температуру замерзания воды (хлористый кальций, хлористый натрий, поташ, нитрат натрия и др.).

Состав строительного раствора обозначают количеством (по массе или объему) материалов на 1 м<sup>3</sup> раствора или относительным соотношением (по массе или объему) исходных сухих материалов. При этом расход вяжущего принимают за 1. Для простых растворов, состоящих

из вяжущего и не содержащих минеральных добавок, состав обозначают, например 1:4, т.е. на 1 мас. ч. вяжущего приходится 4 мас. ч. песка. Смешанные растворы, состоящие из двух вяжущих или содержащие минеральные добавки, обозначают тремя цифрами, например 1:3:4 (цемент : известь : песок).

Для получения ровного шва в кладке с оптимальной толщиной 8–12 мм раствор должен обладать таким свойством, как удобоукладываемость, т.е. способность укладываться на основание тонким слоем с заполнением всех его неровностей без специального уплотнения.

Удобоукладываемость растворных смесей обуславливается их подвижностью и водоудерживающей способностью.

*Подвижность* – способность растворной смеси растекаться под действием собственной массы. Подвижность определяют (в см) глубиной погружения в растворную смесь эталонного конуса массой 300 г с углом вершины 30° и высоты 15 см. Конус погружают в растворную смесь вершиной: чем глубже он погружается, тем большей подвижностью обладает растворная смесь.

Степень подвижности смеси зависит от количества воды затворения, от состава и свойств исходных материалов. Для повышения подвижности растворных смесей в их состав вводят пластифицирующие добавки, а также поверхностно-активные вещества.

Подвижность строительных растворов в зависимости от их назначения и способа укладки должны быть следующей, см.

Кладка стен:

– из кирпича, бетонных камней, камней из легких горных пород – 9...13;

– из пустотелого кирпича, керамических камней – 7...8.

– заполнение горизонтальных швов при монтаже стен из бетонных блоков и камней; расшивка вертикальных и горизонтальных швов – 5...7;

– бутовая кладка – 4...6;

– заполнение пустот в бутовой кладке – 13...15.

*Водоудерживающая способность* – свойство растворной смеси удерживать воду при укладке ее на пористое основание и не расслаиваться в процессе транспортирования. Водоудерживающая способность зависит от соотношения составных частей растворной смеси. Она повышается при увеличении расхода цемента, замене части цемента известью, введении высокодисперсных добавок (золы, глины и др.), а также некоторых поверхностно-активных веществ.

*Прочность раствора* характеризуется его маркой, которая определяется временным сопротивлением в кг/см<sup>2</sup> при сжатии кубика из

раствора размером  $7 \times 7 \times 7$  см, испытанного в возрасте 28 суток. Кубик должен быть изготовлен с отсосом влаги. Для этого кубик изготавливается в форме без дна, поставленной на сухой красный кирпич и выдержанный при температуре  $20 \pm 2$  °С. Прочность изготовленных таким образом кубиков примерно в два раза выше, чем кубиков, изготовленных без отсоса влаги. В соответствии со СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции» установлены следующие марки раствора: 4, 10, 25, 75, 100, 150, 200. Прочность свежееуложенного раствора равна нулю (рис. 1.5).

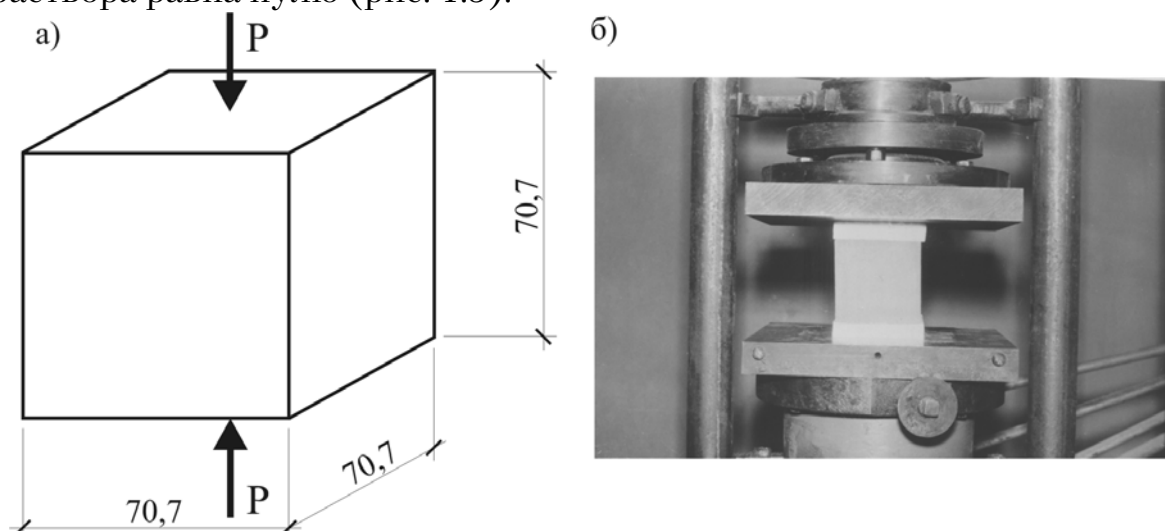


Рис. 1.5. Испытание раствора на сжатие:  
а – схема испытания; б – общий вид испытания

*Морозостойкость* растворов определяют числом циклов попеременного замораживания и оттаивания до потери 15 % первоначальной прочности (или 5 % массы). По морозостойкости растворы подразделяются на марки Мрз 10...300.

В растворах низких марок (4 и 10) вяжущее – известь. Такие растворы отличаются удобоукладываемостью и хорошим сцеплением с кладочным материалом, но медленно твердеет. Для ускорения твердения растворы готовят на тонкомолотой извести – кипелке. Гипсовые растворы (на гипсовом вяжущем) применяют при кладке гипсовых блоков. Цементы в растворах применяют, как правило, вместе с другими вяжущими.

### 1.3. Арматура для каменных кладок

Для армирования каменных конструкций следует применять:

- для сетчатого армирования арматуру классов А-I, Вр-I;
- для продольной и поперечной арматуры, анкеров и связей арматуры классов А-I, А-II, Вр-I;



– для закладных деталей и соединительных накладок сталь в соответствии с главой СНиП II-23-81\*.

Определение физико-механических свойств арматуры производится согласно ГОСТ 10446-80\* (рис. 1.6). Для каждой партии арматуры должно испытываться 6 образцов стержней. Деформации удлинения измеряется индикатором с ценой деления 0,001 мм на базе 150 мм. Сведения о сетках для армирования каменных кладок приведены в подразд.4.1.

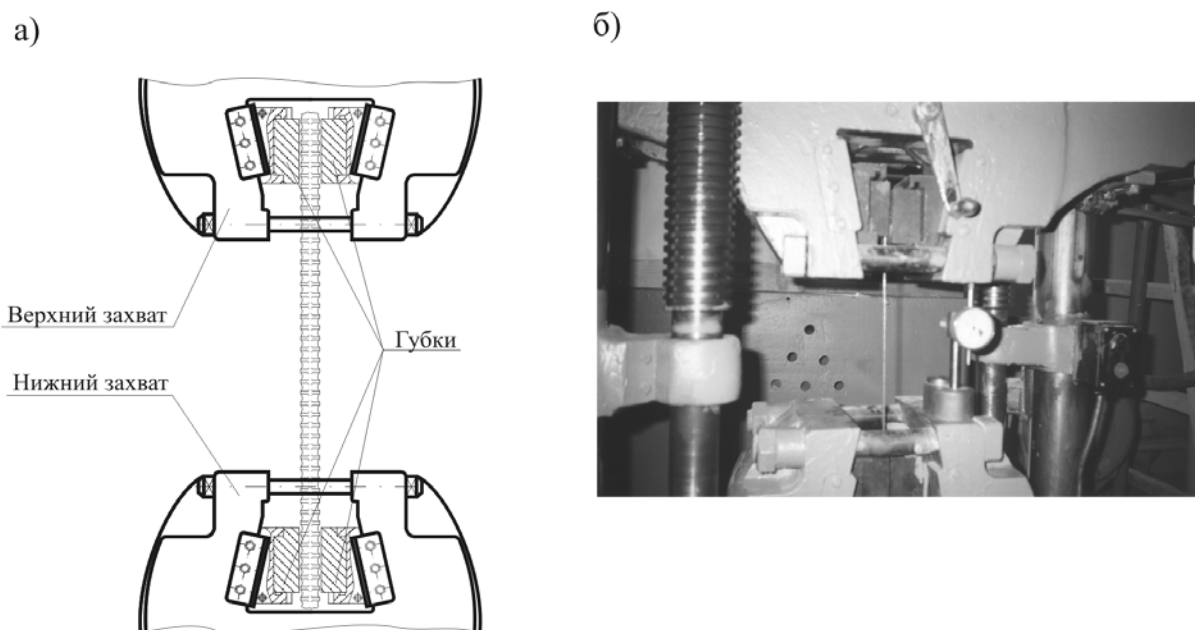


Рис. 1.6. Испытание арматуры на растяжение:  
а – схема испытания; б – общий вид испытания

## 1.4. Виды каменных кладок

### 1.4.1. Классификация каменных кладок.

#### Требования к перевязке кладки

Выбор типов наружных и внутренних стен каменных зданий производится с учетом климатических условий района строительства, наличия местных каменных материалов: кирпича, пустотелых керамических и бетонных камней, природных камней кирпичных панелей и крупных блоков, теплоизоляционных материалов, а также температурно-влажностного режима помещений.

При возведении каменных конструкций применяются следующие виды кладок.

*Кладки из камней правильной формы:*

- сплошная кладка из кирпича и камней;
- сплошная кладка из крупных блоков;
- облегченная кладка из кирпича и камней.

*Кладки из камней неправильной формы:*

- бутовые;
- бутобетонные.

Сплошные кладки выполняются из одного какого-либо каменного материала; многослойные, состоящие из двух или более слоев, из одного или разных материалов; в облегченных кладках часть основного несущего материала заменяется воздушной прослойкой, теплоизоляционными плитами, камнями из легких и ячеистых бетонов, минеральными засыпками и т.п.

Главное требование, предъявляемое к кладке, ее прочность на сжатие. Но установление марки кладки по пределу прочности на сжатие носило бы слишком условный характер, так как такая марка не смогла бы характеризовать такие показатели кладки, как ее прочность при растяжении, срезе, изгибе. Результаты исследований показывают, что кладки одинаковой прочности на сжатие отличаются прочностью при растяжении, срезе и другими показателями, зависящими, главным образом, от различных конструктивных факторов. Поэтому в действующих нормах отсутствуют марки кладки.

Для расчетов каменных конструкций пользуются расчетными сопротивлениями кладки при сжатии, растяжении, изгибе и срезе, которые определяются в зависимости от марки камня и марки раствора.

Обеспечение оптимальной прочности кладки из камней правильной формы достигается ее монолитностью, т.е. способностью не расслаиваться на отдельные участки. В свою очередь монолитность кладки обеспечивается сцеплением камней с раствором и перевязкой камней в горизонтальных рядах. При плохой перевязке вертикальных швов поперечное расширение, сопутствующее продольному сжатию, вызывает при относительно небольших сжимающих напряжениях разрыв камней, перекрывающих шов, и как следствие – преждевременное расслоение кладки на ряд тонких высоких столбиков, которые из-за продольного изгиба быстро выпучиваются, что и приводит к значительному снижению прочности кладки. Особенно опасна плохая перевязка при действии неравномерных сжимающих напряжений (внецентренном и местном сжатии), при изгибе, срезе и растяжении.

Поэтому к перевязке кладки предъявляются следующие требования:

– для кладки из полнотелого кирпича толщиной 65 мм – один тычковый ряд на шесть рядов кладки, из кирпича толщиной 88 мм и пустотелого толщиной 65 мм – один тычковый ряд на четыре ряда кладки, а для кладки из камней при высоте ряда до 200 мм – один тычковый ряд на три ряда кладки;

– тычки могут располагаться как в отдельных тычковых рядах, так и чередоваться с ложками;

– следует учесть, что уменьшение количества тычков против требуемого в два раза, снижает прочность кладки на 25 %.

### 1.4.2. Сплошные кладки

Наиболее часто в практике строительства применяются две системы перевязки: цепная и многорядная (рис. 1.7).

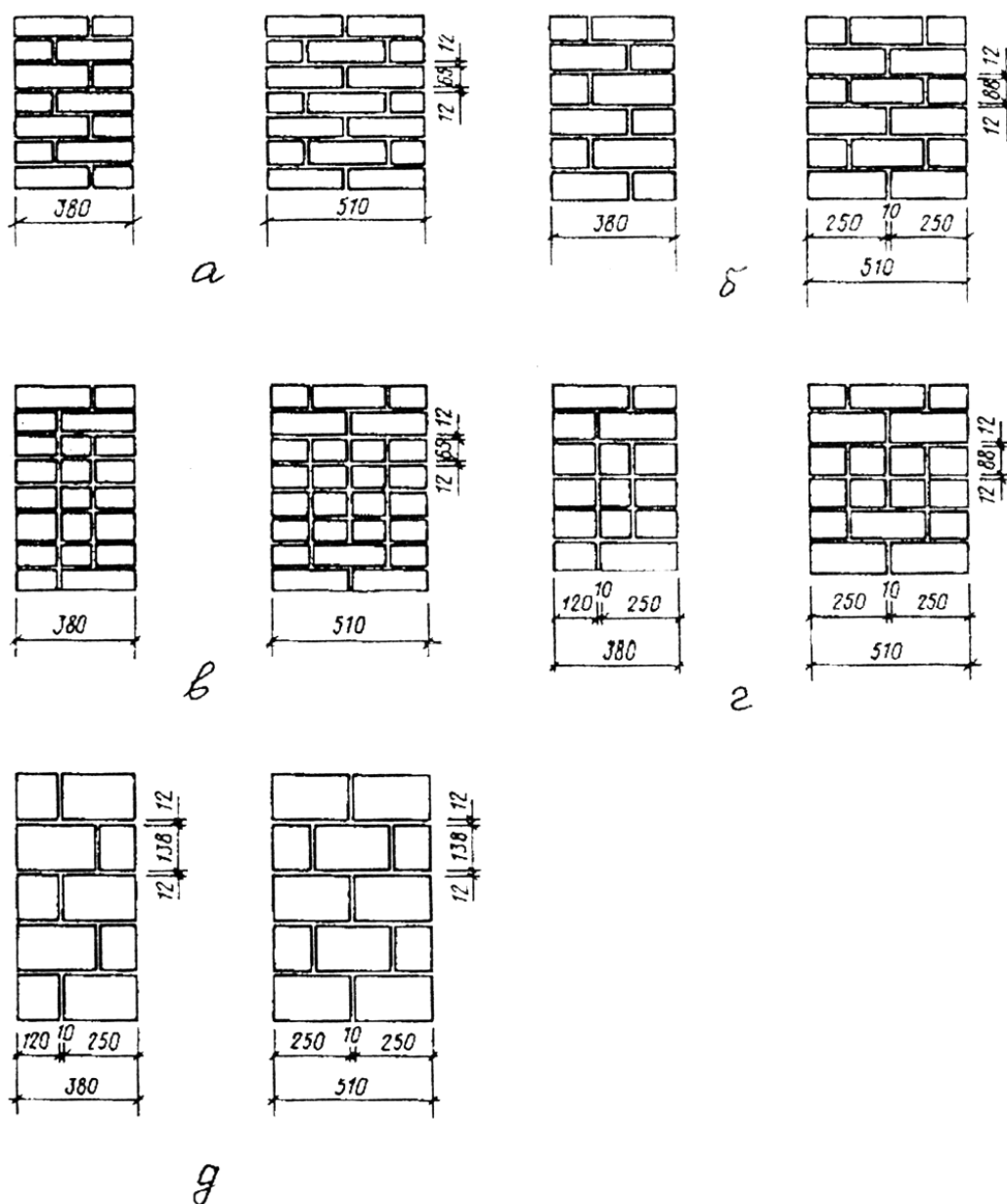


Рис. 1.7. Системы перевязок кладки из кирпича и керамических камней:  
 а – цепная перевязка кладки из кирпича толщиной 65 мм;  
 б – то же, из кирпича 88 мм; в – многорядная перевязка кладки из кирпича  
 толщиной 65 мм; г – то же, из кирпича 88 мм;  
 д – из пустотелых керамических камней

Следует отметить, что прочность кладки на сжатие практически одинакова для всех систем перевязки.

Однако многорядная система перевязки имеет ряд преимуществ против цепной:

– так как ложковые ряды придают кладке прочность в продольном направлении, а тычковые в поперечном, то многорядная перевязка придает кладке большую сопротивляемость в продольном направлении, а это весьма существенно для конструкций, имеющих значительную протяженность;

– при многорядной перевязке вертикальные швы обладают большим сопротивлением образованию трещин, так как вертикальные швы перекрываются в  $1/2$  кирпича (рис. 1.8,а), а при цепной перевязке только в  $1/4$  кирпича (рис. 1.8,б);

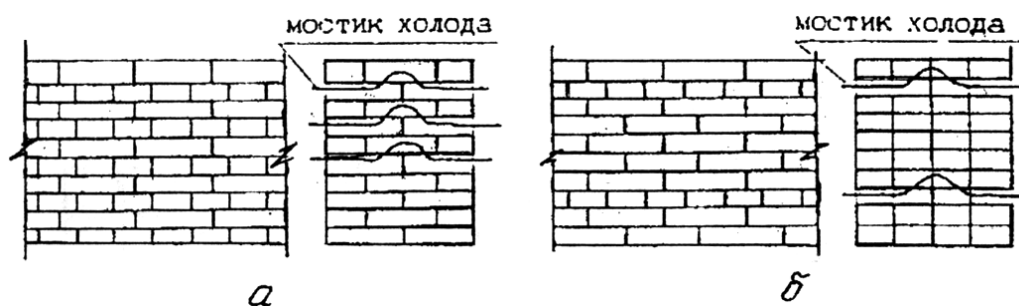


Рис. 1.8. Системы перевязок кладки:  
а – цепная; б – многорядная

– многорядная система перевязки улучшает сопротивляемость кладки растяжению и срезу, поскольку здесь раствор горизонтального шва перекрыт в  $1/2$  кирпича, а в цепной системе перевязки только на  $1/4$  кирпича;

– многорядная система перевязки создает внутренние вертикальные швы в кладке, что уменьшает ее теплопроводность по сравнению с цепной системой перевязки кладки: на рис. 1.8 видно, что «мостики холода» в кладке с многорядной системой перевязки идут через 5 рядов кладки, а при цепной перевязке – через один;

– кладка с многорядной системой перевязки более технологична, производительна и менее трудоемка (на 15...20 %), требует менее квалифицированных специалистов, так как эта система перевязки имеет больший объем забутки против цепной системы перевязки.

Эти преимущества и обеспечили кладке с многорядной системой перевязки больший объем каменных работ по сравнению с кладкой при цепной системе перевязки.

При кладке кирпичных столбов наиболее удобна трехрядная система перевязки, предложенная проф. Л.И. Онищиком. Она допускает

перекрытие отдельных швов через 2-3 ряда, в отличие от цепной, при которой швы перекрываются в каждом ряду, что приводит к меньшему количеству приколки кирпичей (рис. 1.9 и 1.10).

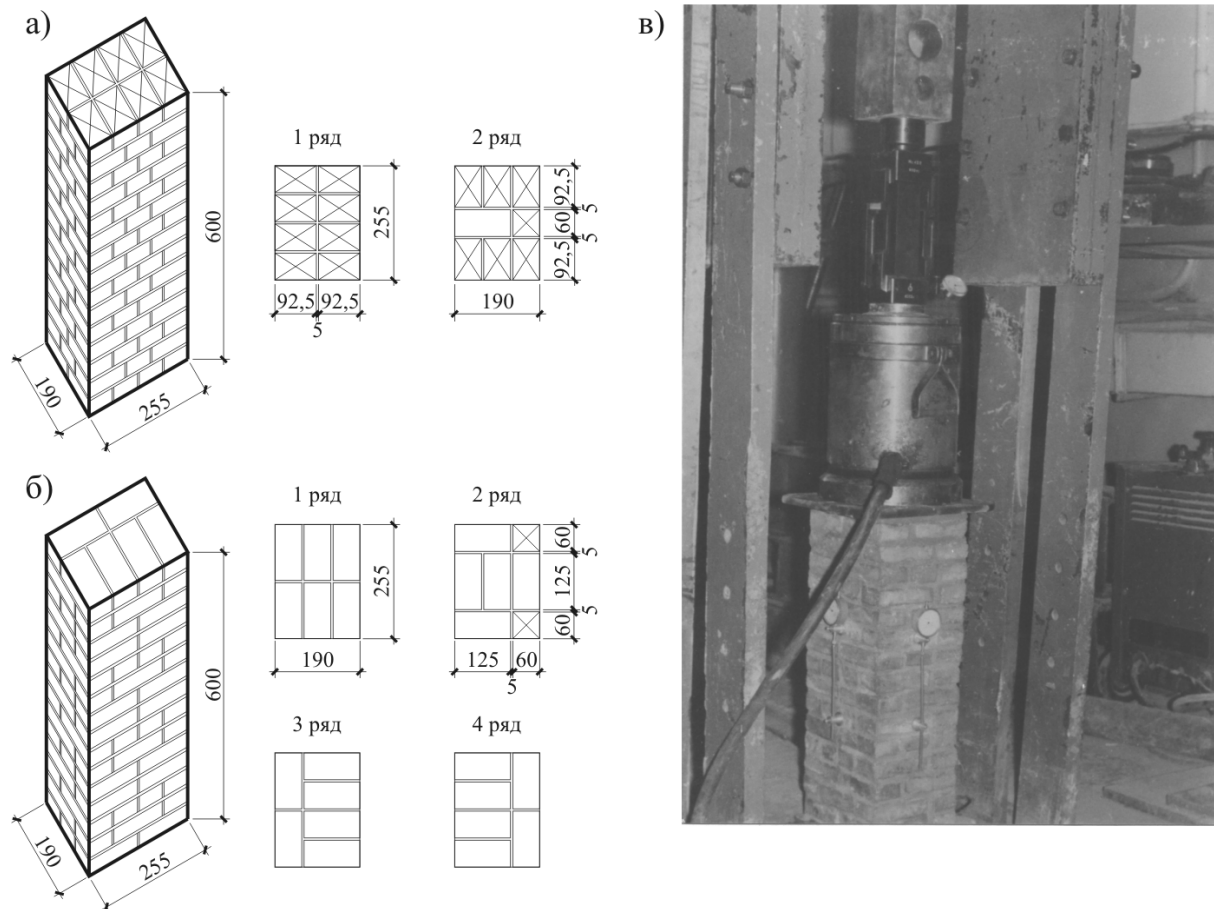


Рис. 1.9. Конструкция столбов:  
а – по цепной системе перевязки; б – по трехрядной системе перевязки

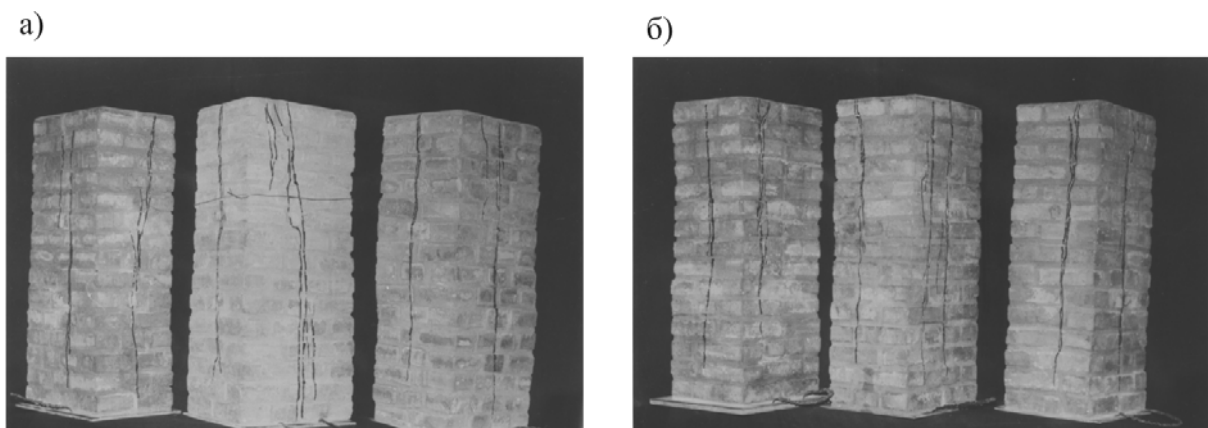


Рис. 1.10. Общий вид разрушения столбов-призм, выполненных по цепной системе перевязки (а) и по трехрядной системе проф. Л.И. Онищика (б)

В кладке из бетонных и природных камней перевязка осуществляется одним из следующих способов:

– при кладке из тычковых и ложковых камней устраивается двухрядная перевязка – каждые два ложковых ряда перекрываются тычковыми (более редкое расположение тычковых рядов не допускается, так как это приводит к заметному снижению прочности кладки, особенно при внецентренном сжатии) (рис. 1.11,а,б);

– при наличии продольных половинок в поперечном сечении кладки располагаются два или две продольные половинки, которые в сочетании с целыми камнями позволяют перекрывать вертикальные продольные швы в каждом ряду. Тычковые камни в этом случае не применяются (рис. 1.11,в);

– вся стена толщиной 390 мм выкладывается из двух ложковых параллельных стенок, не перевязанных между собой тычковыми камнями; связь между этими стенками обеспечивается металлическими скобами, имеющими антикоррозионное покрытие.

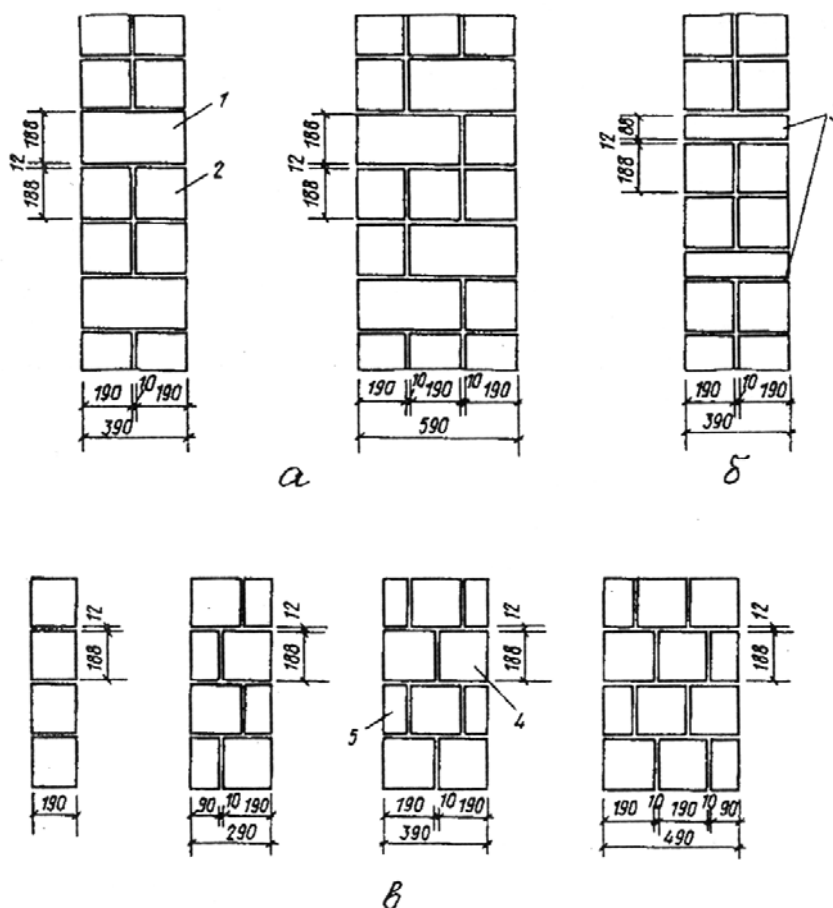


Рис. 1.11. Кладка из бетонных или природных камней:  
а – из целых камней; б – то же, с перевязкой продольными половинками;  
в – то же, из камней со щелевидными пустотами;  
1 – тычковый камень; 2 – ложковый камень; 3 – сплошная продольная половинка; 4 – целый камень; 5 – продольная половинка камня

При необходимости повышения термического сопротивления кирпичных стен сплошной кладки с многорядной системой перевязки допускается выполнение кладки с уширенным швом шириной до 50 мм (рис. 1.12). Уширенный шов заполняется теплоизоляционным материалом.

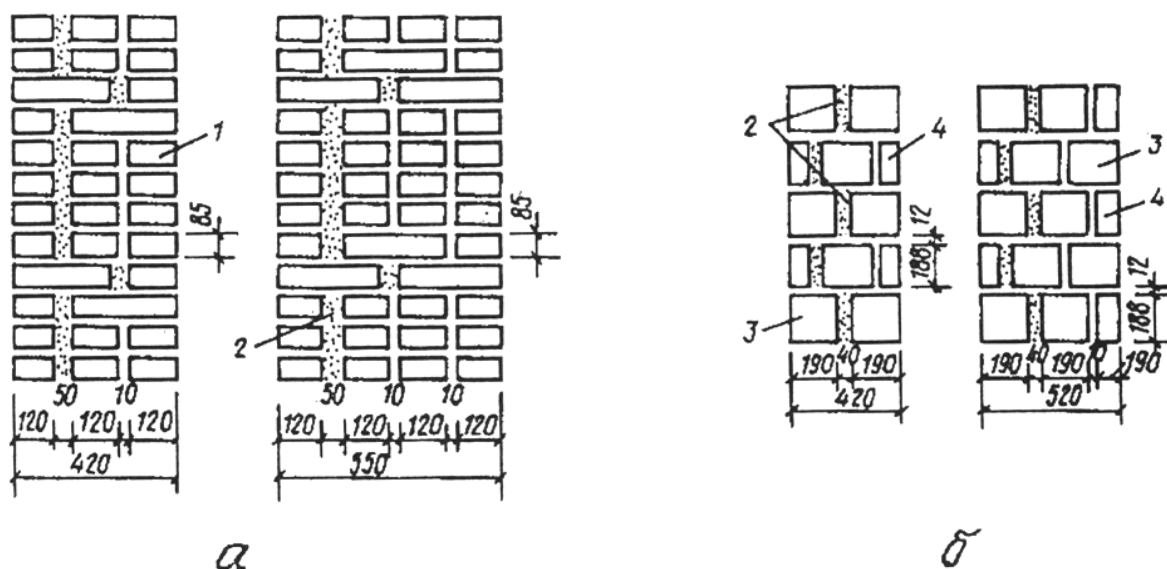


Рис. 1.12. Кладка с уширенным швом:  
 а – кирпичная кладка; б – из бетонных камней с щелевидными пустотами;  
 1 – кирпичная кладка; 2 – уширенный шов, заполненный теплоизоляционным материалом или раствором; 3 – целый камень; 4 – продольная половинка

В сплошных кладках средняя толщина горизонтальных швов составляет: для кладки из кирпича, из керамических и обыкновенных бетонных камней – 12 мм, но менее 8 мм и не более 15 мм; для кладки из природных камней правильной формы – 15 мм, но не более 20 мм. Средняя толщина вертикальных швов: для кладки из кирпича, керамических и бетонных камней правильной формы – 10 мм; для кладки из природных камней правильной формы – 15 мм.

### 1.4.3. Многослойные и пустотелые кладки

Двухслойные кладки состоят из слоя сплошной каменной кладки слоя облицовки (керамическими, бетонными или природными камнями и плитами, лицевым и обыкновенным кирпичом). На рис. 1.13 показаны наиболее часто встречающиеся типы двухслойных кладок с кирпичной облицовкой. Таковую облицовку крепят к основной кладке стены с помощью тычковых рядов кирпича, прокладных кирпичных рядов или металлических связей.

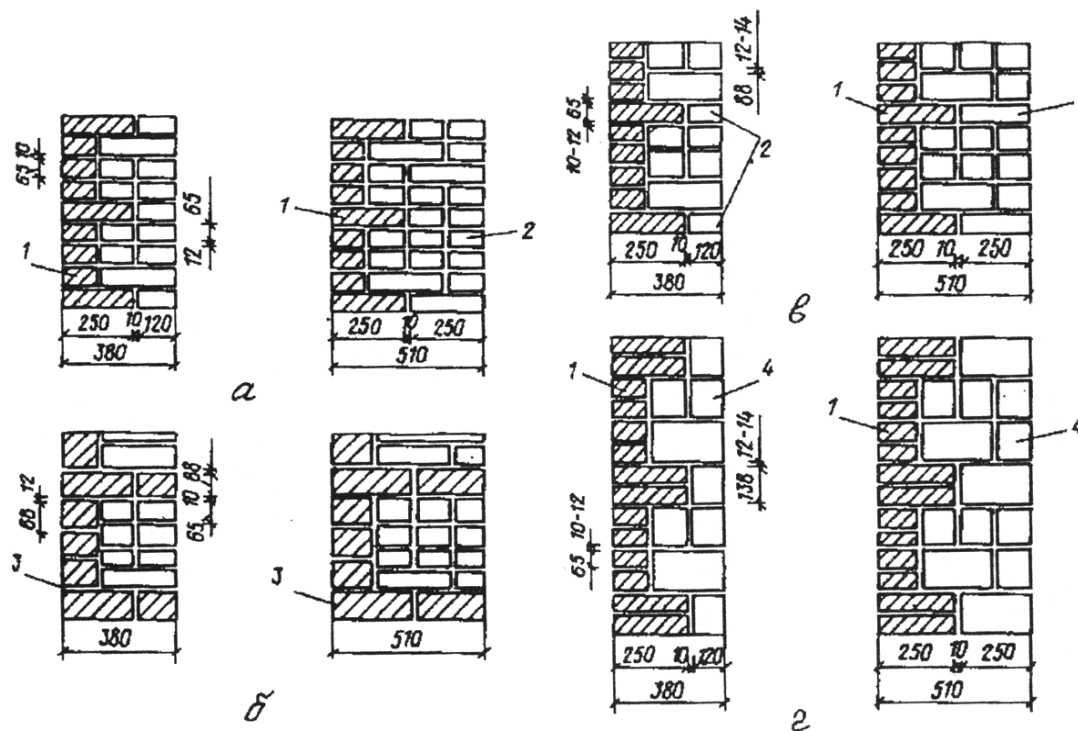


Рис. 1.13. Облицовка стен лицевым кирпичом:

- а, б – из кирпича толщиной 65 мм;  
 в – из кирпича толщиной 88 мм;  
 г – из стеновых керамических камней;  
 1 – лицевой кирпич; 2 – кирпич рядовой глиняный, силикатный или полусухого прессования толщиной 65 мм; 3 – силикатный толщиной 88 мм; 4 – стеновые керамические камни

В зависимости от климатических условий, вида теплоизоляционного материала, толщины несущего слоя и т.п. теплоизоляция может располагаться с внутренней или наружной стороны стены или между двумя слоями (рис. 1.14).

Наружные стены облегченной кладки применяются, как правило, в зданиях с сухим и нормальным влажностным режимом помещений. Допускается применение облегченных кладок в помещениях с влажным режимом при условии защиты внутренней поверхности стен пароизоляционным слоем.

Основным руководящим документом по проектированию стен облегченной кладки является Серия 2.130-1, в соответствии с которым стены облегченной кладки подразделяются на четыре типа (см. рис. 1.14).

Кладки типа А (см. рис. 1.14,а) состоит из двух кирпичных слоев толщиной в полкирпича, между которыми вплотную к внутренней стенке укладывается плитный утеплитель. Если при расчете стены по несущей способности потребуется увеличение ее толщины, то толщина внутреннего слоя может быть увеличена до 1-2 кирпичей. Связь между кирпичными стенками обеспечивается вертикальными поперечными диафрагмами шириной в полкирпича, расстояние между которыми





Кладки типа Б так же, как и кладки типа А, выполняется из двух кирпичных слоев толщиной в полкирпича, соединенных вертикальными кирпичными диафрагмами с расстоянием между ними не более 1,2 м. Пространство между слоями заполняется минеральными связанными засыпками толщиной 270 или 400 мм (см. рис. 1.14,б).

Расчет типов А и Б, в которых продольные кирпичные слои соединены жесткими связями, выполняется как расчет цельного двутаврового сечения.

Кладка стен типов А и Б ведется на растворах марки не ниже 50. Для предотвращения возможных осадок плит утеплителя или засыпок в пределах одного этажа в уровне перекрытий устраивают выпуски двух рядов тычковых кирпичей из внутреннего и наружного слоев.

Кладка типа В (см. рис. 1.14,в) состоит из наружной кирпичной стены, толщина которой определяется расчетом по несущей способности, и примыкающего к ней с внутренней стороны слоя из жестких теплоизоляционных плит. Плиты утеплителя устанавливаются на гипсовых маяках с образованием воздушной прослойки шириной не менее 20 мм. Крепление теплоизоляционных предусматривается двумя способами: с опиранием плит на выступающие горизонтальные ряды кирпичной кладки или с креплением плит на металлических кляммерах, забиваемых в швы кирпичной кладки.

Кладка типа Г (см. рис. 1.14,г) выполняется из легкобетонных или ячеистобетонных камней марки не ниже 25 с наружной облицовкой толщиной в полкирпича. Соединение облицовки с кладкой обеспечивается прокладными кирпичными рядами. Кладка рассматриваемого типа совмещает в себе несущие и теплоизоляционные функции стены. С учетом размеров камней для кладки приняты две толщины стен – 420 и 520 мм. Кладка может применяться для зданий до 5 этажей включительно. Расчет кладки производится как многослойной стены с жесткими связями.

В связи с повышением требований в термическому сопротивлению ограждающих конструкций зданий, в том числе и с несущими конструкциями из каменных материалов, разработаны и применяются в практике строительства эффективные системы теплозвукоизоляции стен, позволяющие существенно уменьшить нагрузку от собственного веса стен при обеспечении необходимой их несущей способности.

## 2. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КАМЕННОЙ КЛАДКИ

### 2.1. Напряженное состояние камня и раствора при центральном сжатии кладки

При сжатии кладки осевым деформациям сжатия по направлению действия силы всегда сопутствуют деформации поперечного расширения (рис. 2.1,в).

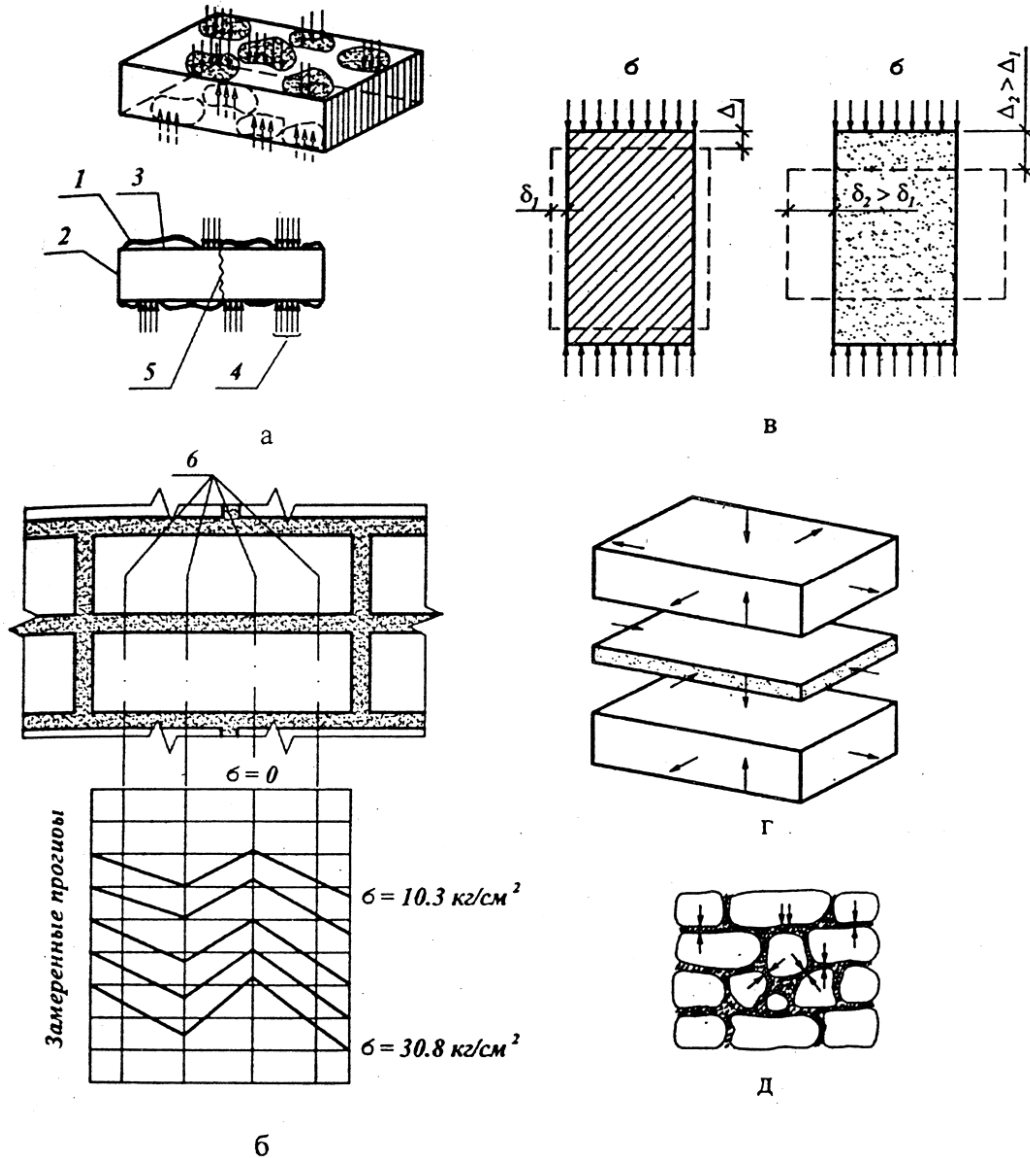


Рис. 2.1. Схемы напряженного состояния камня в кладке:  
а – схема нагружения кирпича в кладке; б – прогибы при изгибе кирпичей в кладке; в – схема деформаций при сжатии призм из мало- и сильнодеформативных материалов; г – горизонтальные усилия, вызванные поперечными расширениями камня и раствора; д – схема концентраций напряжений и расклинивания камней в бутовой кладке; 1 – раствор; 2 – кирпич; 3 – воздушная полость; 4 – участок местного сжатия; 5 – участок среза; 6 – прибор для замера деформаций

Материалы, составляющие кладку (кирпич, камень, раствор), работают совместно. Более жесткие материалы (чаще камень) сдерживают поперечные деформации менее жестких материалов (раствор). В результате более жесткие материалы (кирпич, камень) оказываются растянутыми, менее жесткие (раствор) – сжатыми (см. рис. 2.1,г).

Растягивающие усилия в поперечном направлении, которые и являются одной из главных причин разрушения кладки особенно велики для кладок на растворах низкой прочности.

Каменная кладка является монолитным неоднородным упругопластическим материалом. Даже при равномерном распределении нагрузки по всему сечению сжатого элемента камень и раствор в кладке находятся в условиях сложного напряженного состояния. Они одновременно подвержены внецентренному сжатию, изгибу и растяжению, срезу и смятию (рис. 2.2).

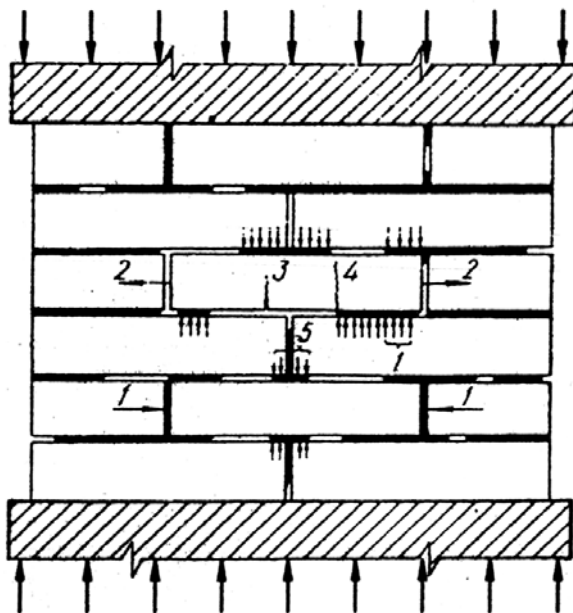


Рис. 2.2. Напряженное состояние камня в кладке:  
1 – сжатие; 2 – растяжение; 3 – изгиб; 4 – срез; 5 – местное сжатие

Причинами таких условий работы камня и раствора являются.

1. *Значительная неоднородность растворных швов*, так как при приготовлении раствора в отдельных его объемах скапливается большее или меньшее количество вяжущего, пластификатора, заполнителя или воды (см. рис. 2.1,а). Неоднородность раствора усугубляется неравномерностью условий твердения раствора в швах кладки, так как всасывающая способность камня и водоудерживающая способность раствора на различных участках их соприкосновения неодинаковы. Так как потеря воды в растворе неравномерна по постели камня, то соответственно неравномерно оказывается его усадка.

Неоднородность растворной постели камня вызывается еще и условиями кладки, квалификацией каменщика.

Повышение подвижности раствора способствует лучшему его расстиланию и более равномерному заполнению швов, а следовательно, приводит к увеличению прочности кладки.

Но органические пластификаторы, которые повышают подвижность раствора, снижают его плотность и повышают деформативность. Поэтому, чтобы предотвратить возникновение в камне больших горизонтальных усилий, количество таких пластификаторов должно быть ограничено.

2. *Различие деформативных свойств камня и раствора*, что приводит к развитию касательных напряжений по плоскостям контакта камня и раствора. В кладке связанные трением и сцеплением камень и раствор в зависимости от соотношения их жесткостей взаимно влияют друг на друга, что в итоге может привести к преодолению сопротивления камня растяжению, которое для него мало по сравнению с сопротивлением его сжатию, после чего возникает трещина.

3. *Наличие пустот в вертикальных швах кладки и отверстий в пустотелых кирпичах и камнях* приводит к концентрации напряжений в зоне этих пустот и отверстий.

4. *Неоднородность камней по размерам и форме, вид перевязки швов и другие геометрические несовершенства* приводят к концентрации напряжений на выступающих частях камней и расклинивающему влиянию камней друг на друга (см. рис. 2.1,д).

#### Четыре стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии

Проведенными экспериментальными исследованиями с различными видами кладок установлено, что в зависимости от величины действующих напряжений при сжатии работу кладки можно подразделить на четыре характерные стадии (рис. 2.3).

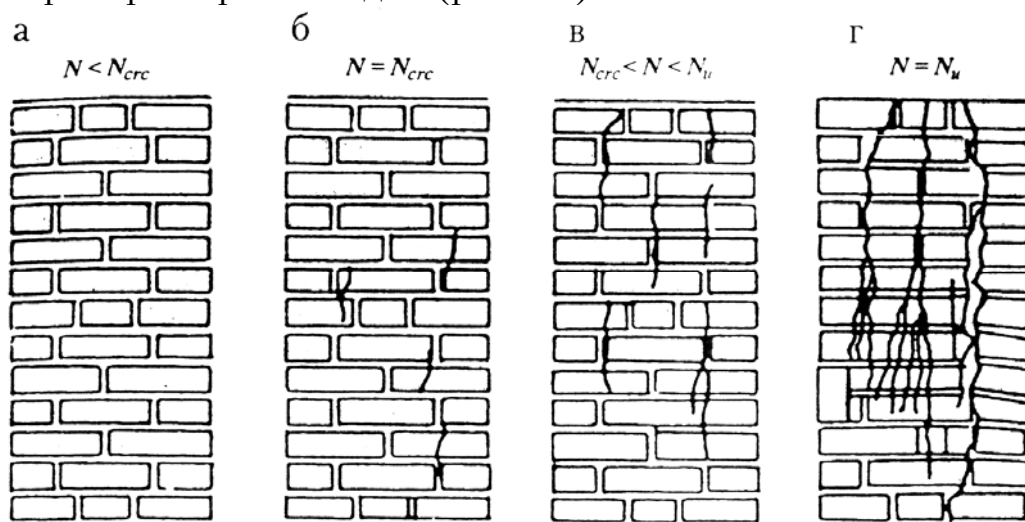


Рис. 2.3. Стадии работы кладки при сжатии:  
а – первая; б – вторая; в – третья; г – четвертая (разрушение кладки)

Первая стадия соответствует нормальной эксплуатации кладки, когда усилия, возникающие в кладке под нагрузкой, не вызывают видимых ее повреждений. Переход кладки во вторую стадию работы характеризуется появлением небольших трещин в отдельных кирпичиках (см. рис. 2.3,б). В этой стадии кладка еще несет нагрузку (величина ее составляет 70 % от разрушающей), и дальнейшего развития трещин при неизменной нагрузке не наблюдается.

Величина нагрузки, при которой появляются первые трещины, зависит от механических свойств кирпича, конструкции кладки и деформативных свойств раствора. Последние же зависят от вида раствора и его возраста (возраста кладки). Чем меньше деформативность раствора, тем более хрупкой оказывается кладка, т.е. тем ближе  $N_{crc}$  и  $N_u$ . Для кирпичной кладки средние отношения  $N_{crc}/N_u$  составляют:

- при цементно-песчаном растворе 0,6; 0,7 и 0,8 соответственно для возраста кладки 3; 28 и 720 сут;
- при цементно-известковом растворе 0,5; 0,6 и 0,7 соответственно для возраста кладки 3; 28 и 720 сут;
- при известковом растворе 0,4; 0,5 и 0,6 соответственно для возраста кладки 3; 28 и 720 сут.

При увеличении нагрузки после появления первых трещин происходит как их развитие, так и возникновение и развитие новых трещин, которые соединяются между собой, пересекая значительную часть кладки в вертикальном направлении и постепенно расслаивая ее на отдельные ветви, каждая из которых оказывается в условиях внецентренного нагружения (третья стадия работы кладки; рис. 2.3,в).

При длительном действии этой нагрузки, даже без ее увеличения, будет постепенно (вследствие развития пластических деформаций) происходить дальнейшее развитие трещин, расслаивающих кладку на тонкие гибкие столбики. И третья стадия перейдет в четвертую стадию разрушения от потери устойчивости расчлененной кладки (рис. 2.3,г и рис. 2.4).

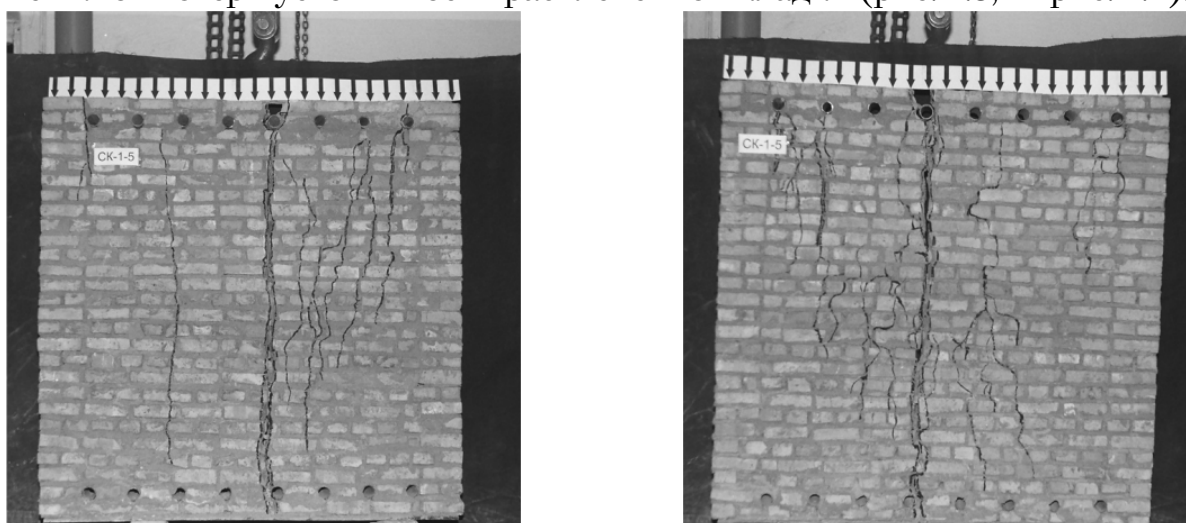


Рис. 2.4. Четвертая стадия работы кладки при сжатии, разрушение кладки

## 2.2. Прочность кладки при различных силовых воздействиях

### Прочность кладки при центральном сжатии и факторы, влияющие на нее

Так как разрушение сжатой кладки происходит вследствие потери устойчивости образовавшихся после ее растрескивания гибких столбиков, то прочность кладки даже при очень прочном растворе всегда меньше прочности кирпича (камня) на сжатие. Теоретическая максимальная прочность кладки на растворе с пределом прочности  $R_2 = \infty$  называется конструктивной прочностью кладки  $R^k$ . Конструктивная прочность кладки равна пределу прочности камня на сжатие  $R$ , умноженному на конструктивный коэффициент  $A < 1$ ;  $R^k = A \cdot R_1$ . Фактическая прочность кладки значительно меньше конструктивной. Кроме марки кирпича  $R_1$ , на величину прочности кладки оказывает влияние марки раствора  $R_2$  и вид кладки. Величина фактической прочности кладки может быть получена по эмпирической формуле, предложенной проф. Л.И. Онищиком:

$$R = A \cdot R_1 \left( 1 - \frac{a}{b + \frac{R_2}{2R_1}} \right) \eta,$$

где  $R_1$  и  $R_2$  – соответственно пределы прочности камня и раствора (марки камня и раствора);

$A$  – конструктивный коэффициент, зависящий от прочности камня и его вида ( $A < 1$ );

$a$  и  $b$  – эмпирические коэффициенты, зависящие от вида кладки;

$\eta$  – поправочный коэффициент для кладок на растворах низких марок.

Рост прочности кладки с увеличением марки раствора затухает (рис. 2.5).

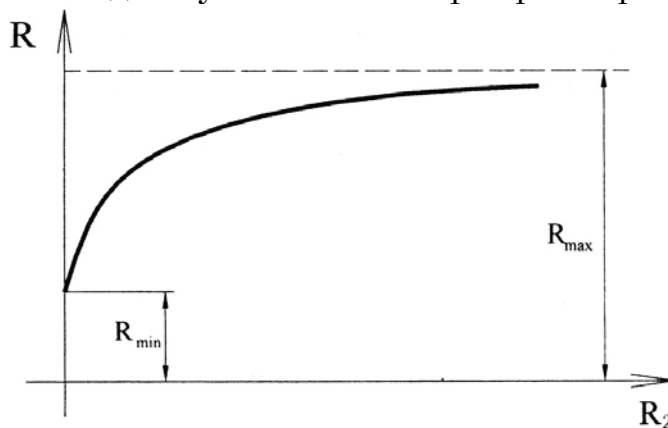


Рис. 2.5. Зависимость прочности кладки при сжатии от прочности раствора

При  $R = \text{const}$  зависимость прочности кладки при сжатии показана на рис. 2.6.

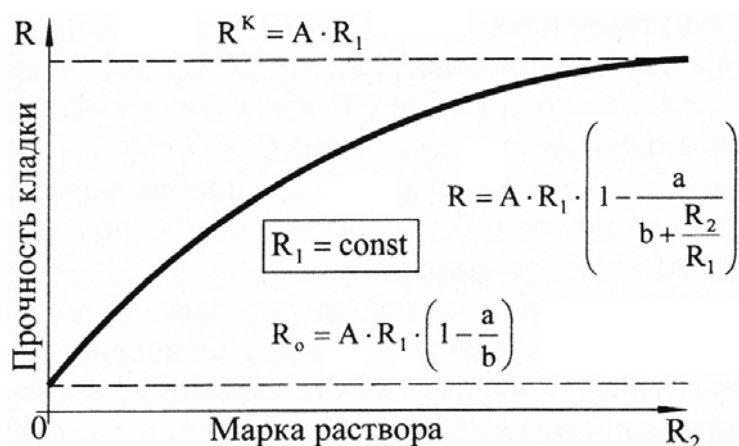


Рис. 2.6. Зависимость прочности кладки на сжатие от марки раствора

Если  $R = 0$ , то

$$R_0 = A \cdot R_1 \left(1 - \frac{a}{b}\right);$$

где  $R_0$  – прочность кладки на свежеложенном растворе.

Если  $R_2 = \infty$ , то

$$R = A \cdot R_1,$$

здесь  $A < 1$ ; т.е. меньше  $R_1$ .

Из графика (см. рис. 2.6) можно сделать следующие выводы:

1. Даже при самых прочных растворах используется только некоторая часть (10-30 %) прочности камня, так как  $A < 1$ . Поэтому применение для обычных кладок растворов высоких марок, более 75, неэкономично.

2. Кладка обладает начальной прочностью  $R_0$  при нулевой прочности раствора.

На рис. 2.7 показаны графики зависимости прочности разных кладок при прочности камня  $R_1 = 100 \text{ кг/см}^2$  (марка камня 100).

Расчетное сопротивление  $R$  определяется делением среднего предела прочности кладки  $R_u$  на коэффициент безопасности  $k = 2...2,25$ , учитывающий как статистическое, так и другие факторы, которые могут вызвать неблагоприятные отклонения пределов прочности кладки от ее наиболее вероятных значений:

$$R = \frac{R_u}{k}.$$

Разрушение кирпича в кладке от сжатия происходит только в последней стадии после расслоения кладки на столбики вследствие перегрузки отдельных столбиков и кирпичей.



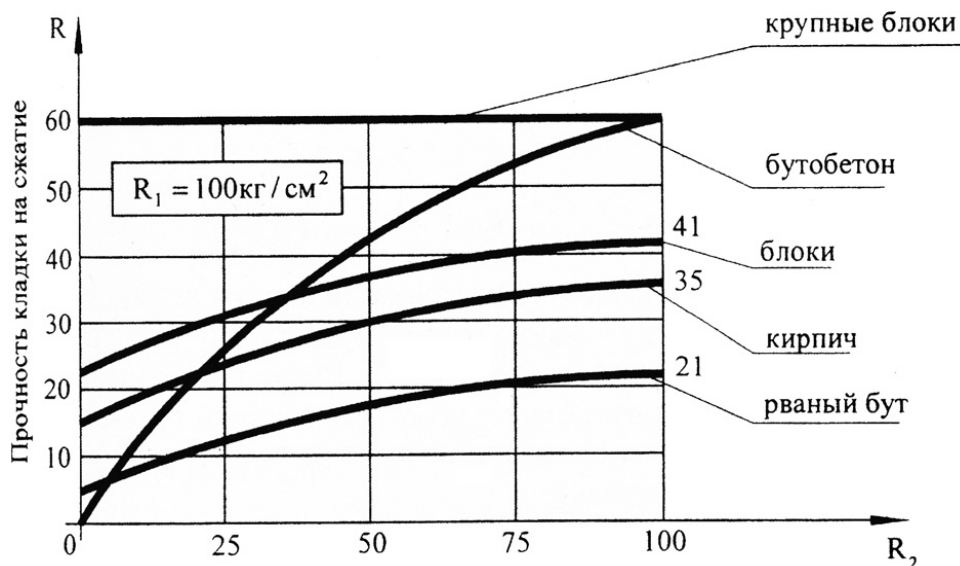


Рис. 2.7. Прочность кладок из различных камней марки 100

Анализ результатов экспериментальных исследований позволил установить ряд следующих факторов, влияющих на прочность кладки при сжатии.

1. Прочность кладки зависит от марки камня и марки раствора, но прочность кирпича на сжатие используется незначительно. С ростом прочности кирпича и раствора прочность кладки возрастает, но до определенного предела.

2. При сжатии отдельные кирпичи в кладке работают на изгиб и срез, поэтому марка кирпича устанавливается из его прочности на сжатие и изгиб. Изгиб и срез отдельных кирпичей происходит вследствие неравномерной плотности раствора в шве; причем это в большей степени проявляется при слабых растворах.

3. На прочность кладки влияют форма поверхности кирпича и толщина шва: чем ровнее кирпич и тоньше шов, тем прочнее кладка.

4. На прочность кладки влияют размер сечения кладки (толщины стены): при уменьшении размеров сечения кладки ее прочность возрастает.

5. На прочность кладки влияет различие деформативных свойств кирпича и раствора. Поперечное расширение кирпича при сжатии в 10 раз меньше поперечного расширения раствора, поэтому при сжатии кладки в кирпиче возникают растягивающие усилия вследствие большего удлинения раствора шва, который и растягивает кирпич благодаря сцеплению кирпича с раствором.

6. Прочность кладки возрастает с течением времени вследствие возрастания прочности раствора.

На прочность кладки при сжатии не влияет система перевязки и сцепление раствора с кирпичом.

### Прочность кладки при местном сжатии (смятии)

Местное сжатие (смятие) имеет место в том случае, когда сжимающие напряжения передаются не по всей площади сечения кладки, а только по ее части (рис. 2.8).

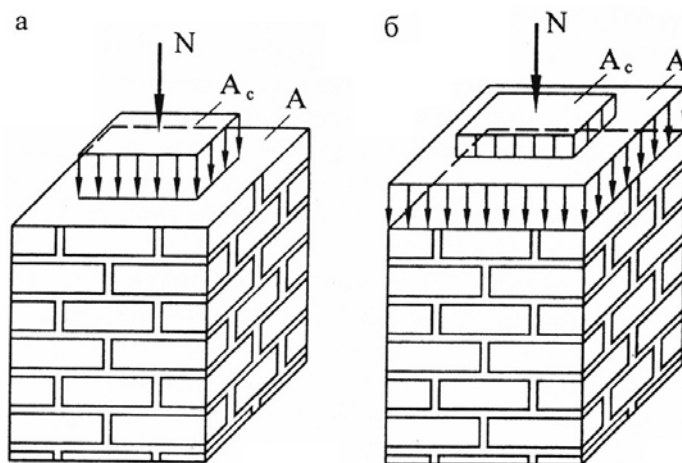


Рис. 2.8. Местное сжатие кладки:  
а – напряжения только на части сечения; б – часть сечения подвержена большим напряжениям

Предел прочности загруженной части кладки при местном сжатии, как показали экспериментальные исследования, выше предела прочности кладки при равномерном сжатии, причем он тем выше, чем меньше площадь смятия  $A_c$  по сравнению с расчетной площадью сечения  $A$ .

### Прочность кладки при растяжении

Прочность каменных кладок при работе их на растяжение, срез и изгиб зависит главным образом от величины сцепления между раствором и камнем. Различают два вида сцепления: нормальное –  $S$  (рис. 2.9,а) и касательное –  $T$  (рис. 2.9,б). Эксперименты показали, что касательное сцепление в два раза больше нормального, то есть  $T = 2S$ .

В вертикальных швах кладки, вследствие усадки раствора при твердении, сцепление его с камнем значительно ослабляется или совсем нарушается с одной из прилегающих боковых поверхностей камня. Поэтому в расчетах сцепление в вертикальных швах не учитывается, а учитывается сцепление только в горизонтальных швах кладки.

В соответствии с касательным и нормальным сцеплением различают два вида растяжения кладки: растяжение по неперевязанному и по перевязанному шву.

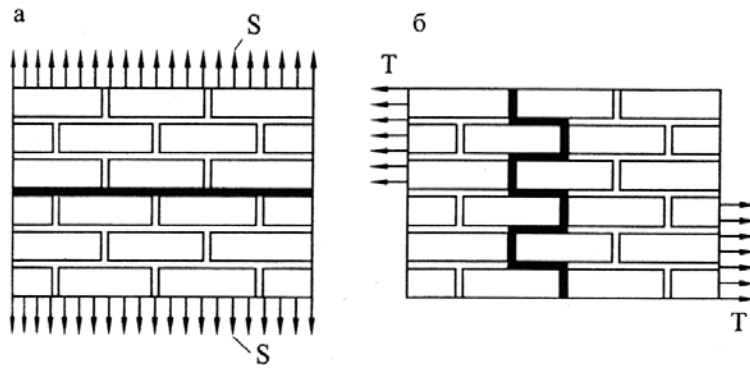


Рис. 2.9. Виды сцепления между раствором и камнем при работе кладки на расстояние:  
 а – нормальное; б – касательное

Прочность кладки при срезе

Срез кладки так же, как и растяжение, может быть по перевязанному и перевязанному шву.

При действии усилий вдоль горизонтальных швов (рис. 2.10,а) имеет место срез по перевязанному шву, который встречается в подпорных стенах (рис. 2.10,в) или в пятовых сечениях арок (рис. 2.10,г).

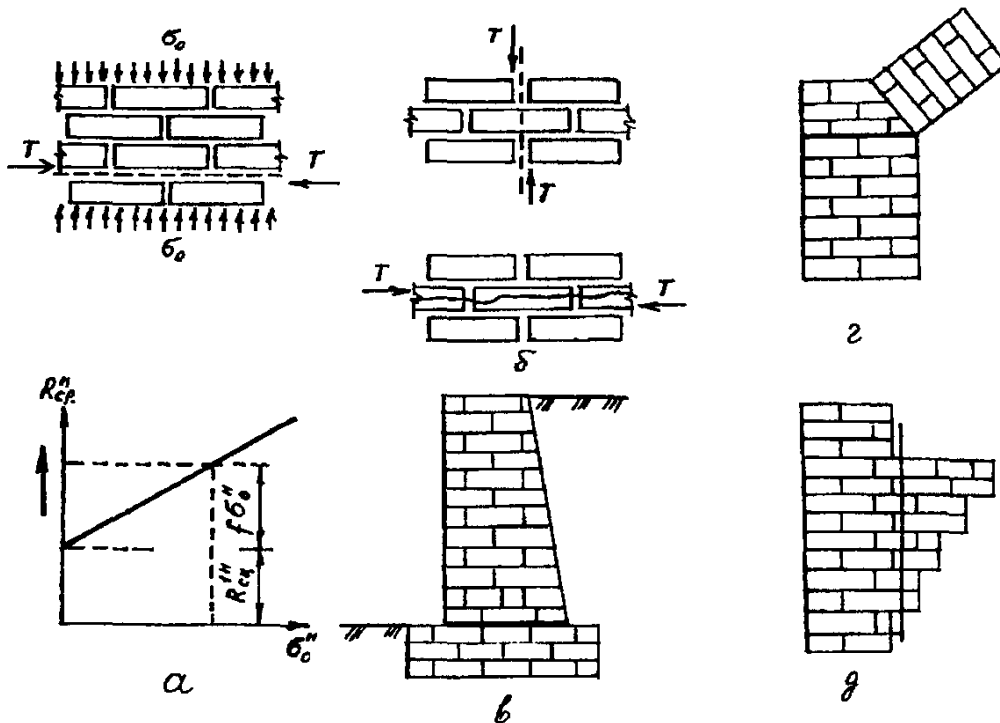


Рис. 2.10. Срез кладки из камней правильной формы:  
 а – по перевязанным сечениям; б – по перевязанным сечениям; в, г – срез по перевязанному шву в кладке подпорной стены и в пяте арки;  
 д – срез кладки по перевязанному шву в консольном свесе

### 2.3. Начальный модуль деформаций и упругая характеристика кладки

В каменной кладке различают следующие деформации:

- объемные, возникающие во всех направлениях, вследствие усадки раствора и камня или от изменения температуры;
- силовые, развивающиеся, главным образом, вдоль направления действия силы.

Усадочные деформации кладки  $\epsilon_{st}$  зависят от материала кладки. Например, для кладки из обожженного глиняного кирпича усадку можно не учитывать ввиду ее малости, а для кладок из силикатного кирпича и бетонных камней  $\epsilon_{st} = 3 \cdot 10^{-4}$ .

Температурные деформации кладки также зависят от материала кладки и коэффициента линейного расширения кладки –  $\alpha_t$ . Например, для глиняного кирпича и керамических камней  $\alpha_t = 0,5 \cdot 10^{-5}$ , а для силикатного кирпича и бетонных камней  $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5}$ .

При действии нагрузки (силовые деформации) каменная кладка представляет собой упругопластический материал, и поэтому при действии нагрузки зависимость между напряжениями и деформациями не подчиняется закону Гука. Начиная с небольших напряжений в кладке, кроме упругих, развиваются и пластические деформации. Поэтому силовые деформации будут зависеть от характера приложения нагрузки и могут быть трех видов:

- деформации при однократном загрузении кратковременной нагрузкой;
- деформации при длительном действии нагрузки;
- деформации при многократно повторных нагрузках.

Если каменную кладку нагружать очень быстро и довести до разрушения за несколько секунд, то в кладке возникнут только упругие деформации и кладка будет работать как упругий материал, а зависимость между напряжениями и деформациями будет линейной.

Если каменную кладку в лабораторных условиях загружать в течение одного часа постепенно до разрушения, то зависимость между напряжениями и деформациями получается нелинейной; для данного случая кривая зависимости  $\sigma$ - $\epsilon$  показана на рис. 2.11.

Таким образом, полные деформации будут складываться из упругих и неупругих. В этом случае модуль деформации кладки –  $E$  будет величиной переменной:

$$E = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = \operatorname{tg}\varphi.$$

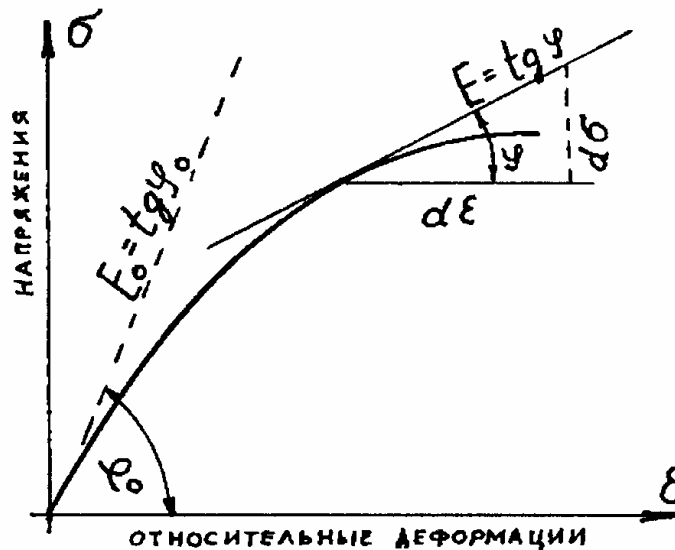


Рис. 2.11. Зависимость между напряжениями и деформациями каменной кладки при сжатии

С возрастанием напряжения угол  $\varphi$  уменьшается и, следовательно, уменьшается и модуль деформаций.

Наибольшее значение модуль деформаций будет иметь при  $\varphi = \varphi_0$ , то есть  $E_0 = \operatorname{tg}\varphi_0$  – это начальный или мгновенный модуль упругости, величина которого для данного вида кладки является постоянной.

Экспериментально установлено, что начальный модуль деформаций  $E_0$  (модуль упругости кладки) пропорционален временному сопротивлению сжатию кладки –  $R_u$ .

Модуль упругости, или начальный модуль деформаций неармированной кладки при кратковременной нагрузке определяется по формуле

$$E_0 = \alpha \cdot R_u,$$

а для кладки с продольным армированием:

$$E_0 = \alpha \cdot R_{sku}.$$

## 3. РАСЧЕТ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

### 3.1. Общие положения расчета каменной кладки по методу предельных состояний

Под предельным понимают такое состояние, при котором конструкция перестает отвечать предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям, то есть теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения.

Каменные конструкции должны отвечать требованиям прочности, устойчивости, выносливости (предельные состояния первой группы), а также требованиям пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы).

Расчет по первой группе предельных состояний выполняется, чтобы предотвратить:

- разрушение конструкции (расчет на прочность);
- потерю устойчивости формы конструкции (расчет на продольный изгиб, расчет устойчивости тонкостенных конструкций и т.п.);
- потерю устойчивости положения (расчет на опрокидывание, скольжение, всплытие);
- усталостное разрушение (расчет на выносливость при многократно повторных нагрузках);
- разрушении при совместном воздействии силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (попеременные замораживания-оттаивания, увлажнения-высушивания, действия агрессивной среды).

Расчет по второй группе предельных состояний выполняется, чтобы не допустить:

- чрезмерные деформации конструкции;
- образование или недопустимое раскрытие трещин в кладке.

Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям выполняется для этапа незавершенного строительства зданий и сооружений и для стадии эксплуатации.

Расчет каменной кладки по первой группе предельных состояний выполняется на расчетные нагрузки. На этапе незавершенного строительства оценка несущей способности каменной кладки зданий и сооружений выполняется при нормативном значении ветровой нагрузки, а все другие нагрузки принимаются расчетными.

Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям второй группы следует производить на воздействие нормативных нагрузок при основных их сочетаниях. Расчет внецентренно сжатых неармированных элементов каменной кладки по раскрытию трещин при  $e_0 > 0,7y$  должен производиться на воздействие расчетных нагрузок, где  $y$  – расстояние от центра тяжести сечения до его наиболее сжатой грани.

### 3.2. Стадии работы кладки при сжатии

Во время работы каменная кладка находится в условиях сложного напряженного состояния. Это связано с тем, что плотность раствора неоднородна вследствие неравномерной водоотдачи, усадки, наличия пустот. Основной причиной разрушения сжатого камня является изгиб и растяжение.

В каменной кладке при сжатии можно выделить четыре стадии напряженно-деформированного состояния (рис. 3.1).

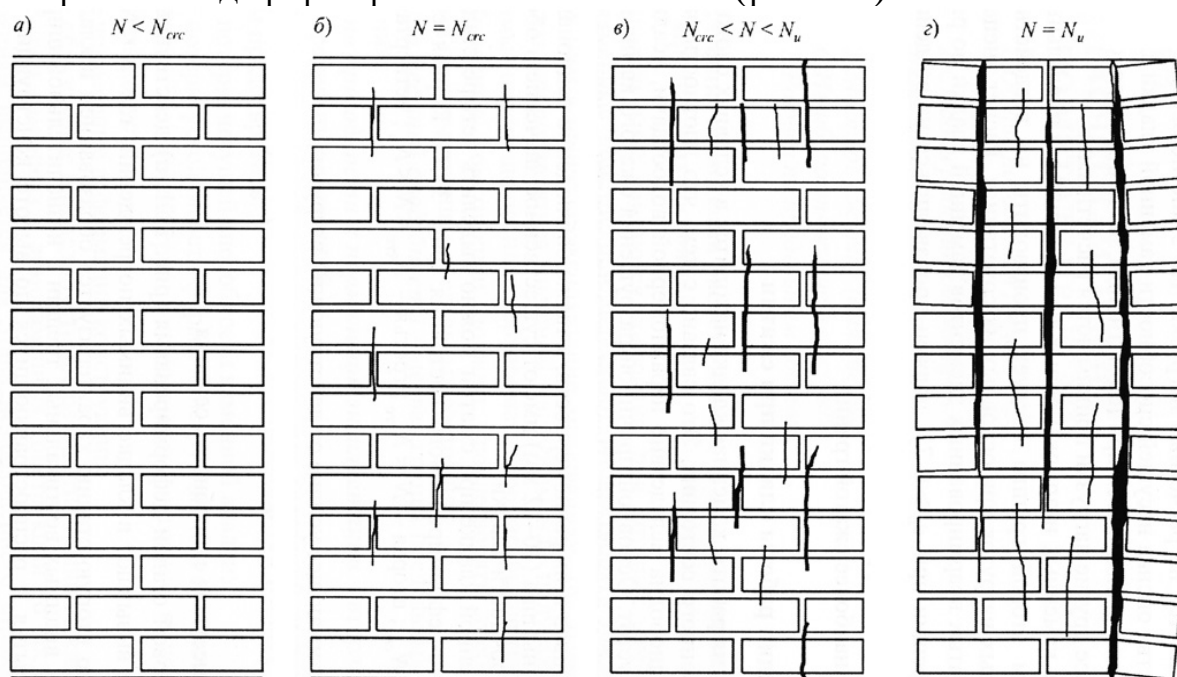


Рис. 3.1. Стадии работы кладки на сжатие:  
 а – первая; б – вторая (образование трещин); в – третья;  
 г – четвертая (разрушение кладки)

Первая стадия –  $N < N_{crc}$ ; вторая –  $N = N_{crc}$ ; третья –  $N_{crc} < N < N_u$ ; четвертая –  $N = N_u$ ,

где  $N$  – сжимающее усилие от действующих нагрузок;

$N_{crc}$  – усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин;

$N_u$  – несущая способность сечения.

На первой стадии деформирования (см. рис. 3.1,а) действующие усилия не вызывают в кладке видимых повреждений ,т.е.  $N < N_{кр}$ . Переход во вторую стадию характеризуется образованием в кладке отдельных видимых вертикальных трещин с незначительной шириной раскрытия и распространяющихся по высоте конструкции на один-три ряда кладки (см. рис. 3.1,б).

В этой стадии кладка еще несет нагрузку, напряжения в ней составляют 60-80 % от предельных. При дальнейшем возрастании нагрузки отдельные вертикальные трещины развиваются по высоте и соединяются между собой, расчленяя элемент на отдельные столбики. Такое состояние каменной кладки соответствует третьей стадии (см. рис. 3.1,в). При длительном действии нагрузки, кладка разделяется на отдельные призмы и происходит ее разрушение (четвертая стадия напряженно-деформированного состояния) (см. рис. 3.1,г).

### 3.3. Центральнo сжатые элементы

При расчете центрально сжатых конструкций принимается, что напряжения по сечению кладки распределяются равномерно. Эпюра сжимающих напряжений принимается прямоугольной с ординатой, равной расчетному сопротивлению кладки при сжатии  $R$  (рис. 3.2).

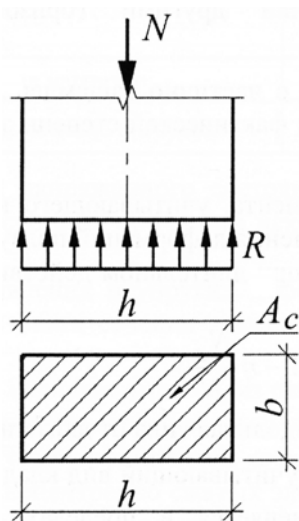


Рис. 3.2. К расчету каменной кладки при центральном сжатии

Несущая способность сечения будет обеспечена при выполнении условия:

$$N \leq m_g \cdot \phi \cdot R \cdot A,$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;



$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по п. 4.2 СНИП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции»;

$m_g$  – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки.

Значение коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  изменяется в пределах 0,04...1. Оно определяется в зависимости от показателя гибкости  $\lambda$  и упругой характеристики кладки  $\alpha$ . Расчетная длина элемента принимается в зависимости от условий его опирания.

При опирании стен и столбов на горизонтальные опоры их расчетная длина принимается:

– при шарнирном опирании на неподвижные в горизонтальном направлении опоры, что имеет место в жилых, общественных и часто многоэтажных промышленных зданиях  $l_0 = H$ , здесь  $H$  – расстояние между опорами;

– для свободно стоящих конструкций при отсутствии связи их с перекрытиями или другими горизонтальными опорами  $l_0 = 2H$ ;

– для конструкций с частично заземленными опорными сечениями с учетом фактической степени заземления, но не менее  $l_0 = 0,8H$ .

Значение коэффициента, учитывающего влияние прогиба сжатых элементов и проявления деформаций ползучести на снижение их несущей способности, при длительном действии нагрузки определяется по зависимости:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N},$$

где  $N_g$  – расчетная продольная сила от длительных нагрузок;

$\eta$  – коэффициент, учитывающий вид кладки. Он изменяется в пределах от 0 до 0,38. При  $\lambda_h = \frac{l_0}{h} < 10$  ( $\lambda_i = \frac{l_0}{i} < 35$ )  $\eta = 0$ .

Если меньший размер прямоугольного сечения кладки  $b \geq 300$  мм или меньший радиус инерции сечения произвольной формы  $i \geq 87$  мм, то коэффициент  $m_g$  следует принимать  $m_g = 1$ .

### 3.4. Внецентренное сжатие

Внецентренное сжатие является наиболее распространенным видом силового воздействия на каменные конструкции. Это воздействие испытывают, в частности, такие важнейшие элементы зданий, очень часто выполняемые из камня, как стены (простенки) и столбы.

Как уже отмечалось, каменная кладка обладает упруго-пластическими свойствами, поэтому для расчетов каменных конструкций на

внецентренное сжатие неприменимы формулы, по которым рассчитываются на этот вид воздействия элементы из упругих материалов.

Характер напряженного состояния кладки при внецентренном сжатии зависит от величины эксцентриситета  $e_0$  приложения продольной силы  $N$ . При небольших эксцентриситетах все сечение сжато (рис. 3.3,а). С его ростом эпюра напряжений становится двухзначной (рис. 3.3,б), т.е. сечение испытывает не только сжатие, но и растяжение. При достаточно больших эксцентриситетах даже при малых нагрузках напряжения в растянутой зоне элемента могут превысить предельное сопротивление кладки растяжению при изгибе, и в растянутой зоне появятся горизонтальные трещины (рис. 3.3,в). Появление этих трещин не приводит к разрушению элемента, если величина напряжения в сжатой зоне не больше предельной, и нагрузка на него может быть увеличена, пока не будет использована несущая способность сжатой зоны сечения.

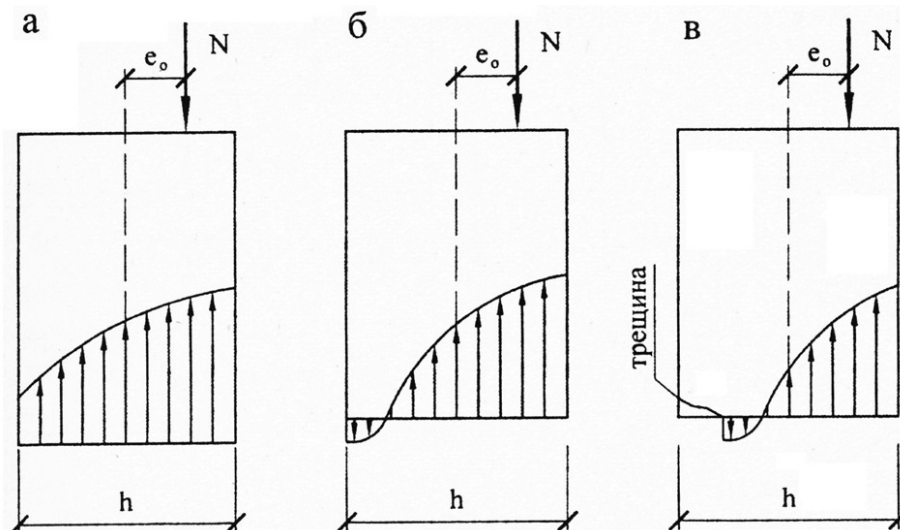


Рис. 3.3. Виды эпюр напряжений при внецентренном сжатии кладки

Чем больше величина эксцентриситета, тем больше ширина раскрытия трещин при существующей нагрузке. Поэтому нормами установлены предельные значения эксцентриситета, которые не должны превышать величин, приведенных в табл. 3.1.

Т а б л и ц а 3 . 1

Предельно допустимые величины эксцентриситетов приложения продольного сжимающего усилия

Виды нагрузок	Величина $e_0$	
	$h < 25$ см	$h > 25$ см
1. Основное сочетание нагрузок	$0,8y$	$0,9y$
2. Дополнительное сочетание нагрузок	$0,85y$	$0,95y$

Расчетная схема внецентренно сжатых элементов прямоугольного и таврового профилей представлена на рис. 3.4.

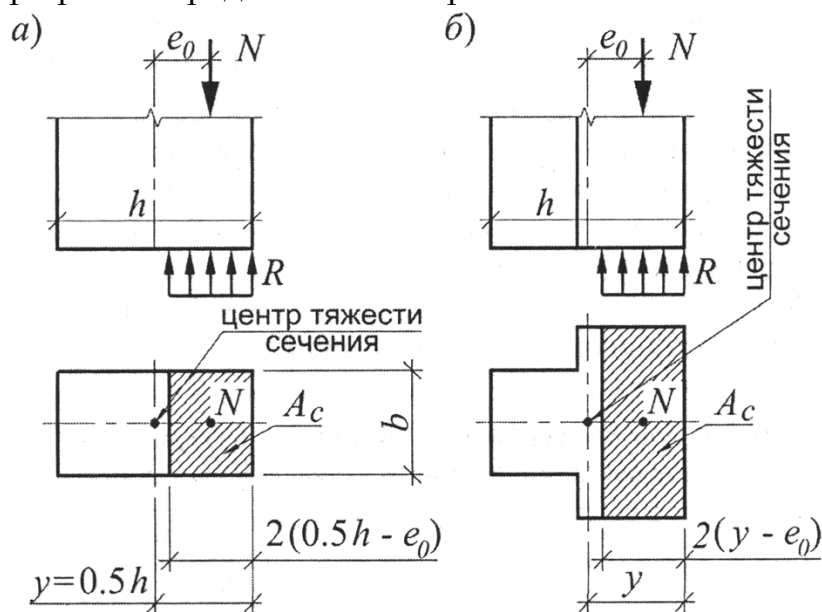


Рис. 3.4. Расчетные схемы элементов прямоугольного (а) и таврового (б) профилей при внецентренном сжатии

Уравнение для расчета неармированной кладки на внецентренное сжатие можно получить исходя из суммы проекции всех сил на продольную ось элемента. С учетом гибкости, длительности загрузки и «эффекта обоймы» оно будет иметь следующий вид:

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega,$$

где  $\varphi_1 = 0,5(\varphi + \varphi_c)$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый как среднее арифметическое между коэффициентом продольного изгиба для всего сечения –  $\varphi$  и коэффициентом продольного изгиба для сжатой части сечения –  $\varphi_c$ ;

$A_c = A(1 - \frac{2e_0}{h})$  – площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений;

$\omega$  – коэффициент, определяемый по формулам, приведенным в табл. 19 СНиП II-22–81 «Каменные и армокаменные конструкции»;

$m_g$  – коэффициент, учитывающий влияние прогиба сжатых элементов и проявления деформаций ползучести на снижение их несущей способности, при длительном действии нагрузки и определяемый по формуле

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left( 1 + \frac{1,2e_0}{h} \right),$$

здесь  $N_g$  – расчетная продольная сила постоянных и длительно действующих нагрузок;

$e_0$  – эксцентриситет приложения усилия  $N_g$ .

Значения коэффициентов  $\varphi$  и  $m_g$  для стен и столбов, опирающихся на жесткие опоры, при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты  $H$ , принимается постоянным и равным расчетному значению, определенному для данного элемента. При расчете сечений на участках в крайних третях высоты конструкции разрешается коэффициенты  $\varphi$  и  $m_g$  увеличивать по линейному закону до единицы на опорах (рис. 3.5,а). Для стен и столбов, имеющих верхнюю упругую опору или свободно стоящих, при расчете сечений в нижней части принимается расчетное значение коэффициентов  $\varphi$  и  $m_g$  (рис. 3.5,б,в), а при расчете сечений в верхней части элементов они увеличиваются по линейному закону до 1 (рис. 3.5,б,в).

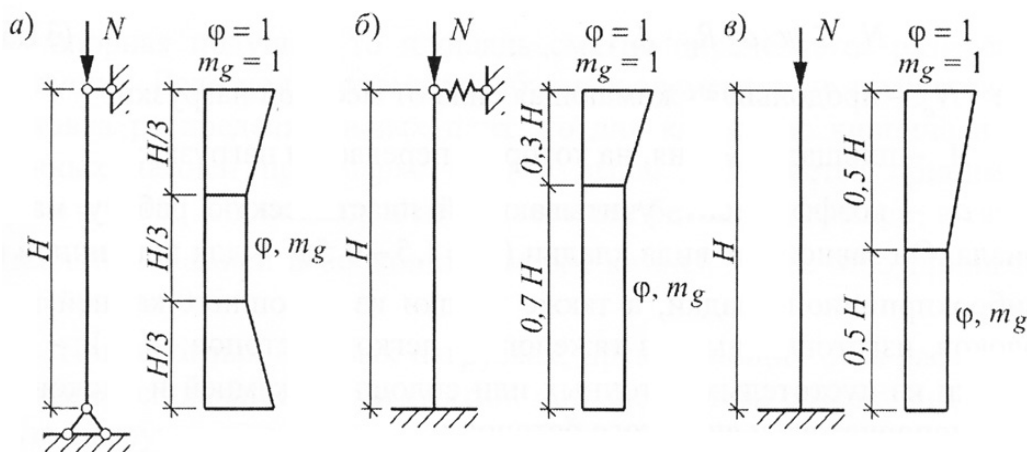


Рис. 3.5. Изменение коэффициентов  $\varphi$  и  $m_g$  по высоте сжатых стен и столбов: а – шарнирно опертых на неподвижные опоры; б – заземленные внизу и имеющих верхнюю упругую опору; в – свободно стоящих

### 3.5. Местное сжатие (смятие кладки)

Этот вид напряженного состояния имеет место в тех случаях, когда какая-либо конструкция (балка, колонна и д.) опирается только на часть сечения каменной кладки (стены, фундаменты и др.). Расчет кладки на местное смятие осуществляется из условия

$$N_c \leq \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c,$$

где  $N_c$  – продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

- $A_c$  – площадь смятия, на которую передается нагрузка;  
 $d$  – коэффициент, учитывающий пластическую работу материала. Он зависит от вида кладки ( $d = 1,5 - 0,5\psi$  – для кирпичной и виброкирпичной кладки, а также кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетона;  $d = 1$  – для кладки из пустотелых бетонных или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетонов);  
 $\psi$  – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки (при равномерном распределении давления  $\psi = 1$ , при треугольной эпюре давления  $\psi = 0,5$ );  
 $R_c$  – расчетное сопротивление кладки на смятие:

$$R_c = \xi \cdot R;$$

здесь  $\xi$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1,$$

где  $A$  – расчетная площадь сечения каменной кладки;

$\xi_1$  – коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки,  $\xi_1 = 1,0 \dots 2,0$ .

Площадь смятия  $A_c$  определяется размерами опорных площадок конструкций  $A_c = a_c b_c$ .

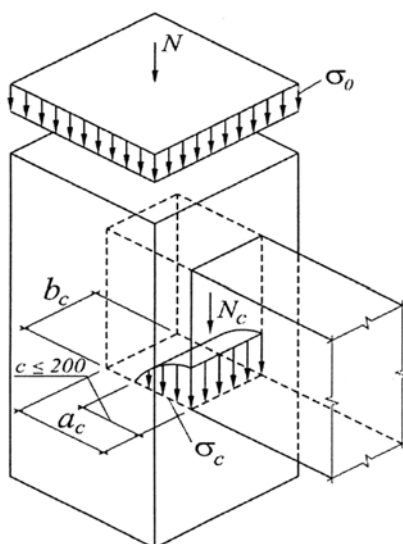


Рис. 3.6. Схема нагружения кладки местной и основной нагрузками

Если под опорой установлена подушка, то площадь смятия определяется размерами подушки. Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, то для кладок из кирпича и бетонных камней при марке М50 и выше допускается принимать  $\psi d = 0,75$ . А для кладки из пустотелых бетонных камней, а

также сплошных камней и блоков при марке камней менее М35 принимается  $\psi d = 0,5$ .

При местных краевых нагрузках, превышающих 80 % расчетной несущей способности при смятии, под элементом, создающим местную нагрузку, укладываются сетки в количестве не менее трех из проволоки диаметром

### 3.6. Изгиб кладки

Расчет изгибаемых неармированных элементов каменных конструкций выполняется по формуле

$$M \leq R_{tb} \cdot W,$$

где  $M$  – расчетный изгибающий момент,

$W$  – момент сопротивления сечения кладки при упругой ее работе;

$R_{tb}$  – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению.

Кроме этого, изгибаемые каменные элементы следует рассчитывать на поперечную силу по формуле

$$Q \leq R_{tw} \cdot b \cdot z,$$

где  $R_{tw}$  – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе;

$b$  – ширина сечения;

$z$  – плечо внутренней пары сил; для прямоугольного поперечного сечения  $z = 2 \frac{h}{3}$ .

Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на изгиб по неперевязанному сечению, не допускается.

### 3.7. Центрально-растянутые элементы

Расчет центрально-растянутых каменных элементов на прочность следует производить по формуле:

$$N \leq R_t \cdot A_n,$$

где  $N$  – расчетная осевая сила при растяжении;

$R_t$  – расчетное сопротивление кладки растяжению, принимаемое по табл. 3.14, 3.15 СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции» по перевязанному сечению;

$A_n$  – расчетная площадь сечения нетто.

Проектирование каменных элементов, работающих на осевое растяжение по неперевязанному сечению, не допускается.

### 3.8. Расчет каменных элементов на срез

Расчет кладки на срез по перевязанному сечению (по кирпичу или камню) выполняется по формуле:

$$Q \leq R_{sq} \cdot A,$$

где  $R_{sq}$  – расчетное сопротивление кладки срезу по перевязанному сечению, проходящему по камню;  
 $A$  – расчетная площадь сечения.

При расчете кладки на срез по неперевязанным горизонтальным швам и перевязанным швам для бутовой кладки сопротивление кладки будет осуществляться за счет касательного сцепления и за счет сил трения.

Расчет прочности выполняется по формуле:

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8 \cdot n \cdot \mu \cdot \sigma_0) A,$$

где  $R_{sq}$  – расчетное сопротивление кладки срезу по неперевязанному сечению;  
 $n$  – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для кладки из полнотелого кирпича и камней и равным 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами, а также для кладки из рваного бутового камня;  
 $\mu$  – коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0,7;  
 $\sigma_0$  – среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке, определяемой с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 0,9$ ;  
 $A$  – расчетная площадь сечения.

При внецентренном сжатии с эксцентриситетами, выходящими за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений  $e_0 > 0,17h$ ), в расчетную площадь сечения включается только площадь сжатой части сечения  $A_c$ .

### 3.9. Расчет по предельным состояниям второй группы

*Расчет элементов по деформациям.*

Деформации каменных конструкций определяют в сечениях с различными жесткостями  $EJ$  и толщиной стены  $h$  при наибольших значениях усилий. Неармированные каменные конструкции, в которых

по условиям эксплуатации не могут быть допущены трещины, рассчитываются согласно требованиям СНиП II-22–81 «Каменные и армокаменные конструкции». При этом должны выполняться следующие условия:

– при осевом растяжении

$$N^n \leq E \cdot A \cdot \varepsilon_u;$$

– при изгибе

$$M^n \leq \frac{E \cdot J \cdot \varepsilon_u}{h - y};$$

– при внецентренном сжатии

$$N^n \leq \frac{E \cdot A \cdot \varepsilon_u}{\frac{A(h - y)e_0}{J} - 1};$$

– при внецентренном растяжении

$$N^n \leq \frac{E \cdot A \cdot \varepsilon_u}{\frac{A(h - y)e_0}{J} + 1};$$

где  $N^n$  и  $M^n$  – соответственно продольная сила и изгибающий момент от нормативных нагрузок;

$\varepsilon_u$  – предельные относительные деформации растяжения кладки, принимаемые по табл. 25 СНиП II-22–81 «Каменные и армокаменные конструкции»;

$(h - y)$  – расстояние от центра тяжести сечения кладки до наиболее удаленной растянутой грани;

$J$  – момент инерции сечения;

$E = 0,8E_0$  – модуль деформаций кладки.

*Расчет элементов по образованию и раскрытию трещин.*

Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно сжатых неармированных каменных конструкций следует производить при эксцентриситете  $e_0 > 0,7y$  на расчетные нагрузки. В основу расчета положены следующие предпосылки:

- при расчете принимается линейная эпюра напряжений внецентренного сжатия как для упругого тела;
- расчет осуществляется по условному краевому растягивающему напряжению, которое характеризует величину раскрытия трещин в растянутой зоне.



Расчет сводится к проверке условия:

$$N \leq \frac{\gamma_r \cdot R_{tb} \cdot A}{\frac{A(h-y)}{J} - 1},$$

где  $N$  – продольная сила от расчетной нагрузки;

$J$  – момент инерции сечения в плоскости действия изгибающего момента;

$R_{tb}$  – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению, табл. 10 СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции»;

$\gamma_r$  – коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин, принимаемый по табл. 24 СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции».

При выполнении условия  $N \leq \frac{\gamma_r \cdot R_{tb} \cdot A}{\frac{A(h-y)}{J} - 1}$  трещиностойкость

внецентренно сжатого элемента при эксцентриситете  $e_0 > 0,7y$  будет обеспечена.

## 4. АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

### 4.1. Виды армокаменных конструкций

Каменные конструкции армируют с целью повышения их несущей способности. Существуют два наиболее распространенных способа армирования каменных элементов: поперечное и продольное. Кроме того, применяют также комплексные каменные конструкции, когда каменная кладка, усиленная железобетонными элементами, бетонируемые одновременно с возведением кладки.

*Сетчатое армирование.*

Сетчатое армирование применяется для повышения несущей способности каменной кладки стен, колонн и простенков, осуществляется путем укладки арматурных сеток в горизонтальные швы (рис. 4.1).

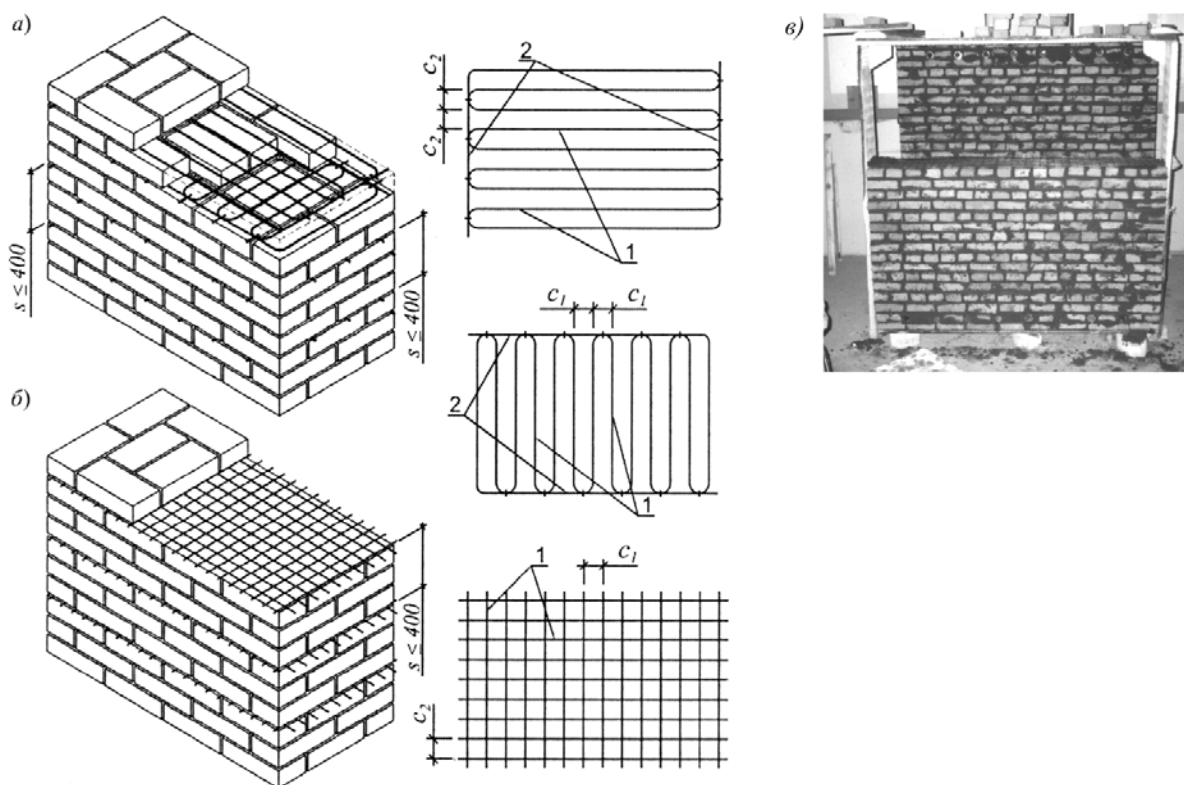


Рис. 4.1. Сетчатое армирование каменных конструкций:  
а – сетками «зигзаг»; б – прямоугольными сетками; в – общий вид армирования каменных элементов;  
1 – рабочие стержни; 2 – монтажные стержни

Сущность сетчатого армирования заключается в том, что арматурные стержни, уложенные в швах, обладая меньшей деформативностью, чем раствор, препятствуют поперечным деформациям кладки и создают тем самым «эффект обоймы». Что и увеличивает несущую спо-

способность каменной кладки. Опытами установлено, что принятая для сетчатого армирования сталь используется до предела текучести, если он не превышает 350 МПа.

Сетки выполняются двух типов: прямоугольные, с ортогональным расположением арматурных стержней, и типа «зигзаг».

Сетки с прямоугольными ячейками (см. рис. 4.1,б) укладываются по высоте не реже, чем через 5 рядов кладки или 400 мм. Кроме того, расстояние между сетками по высоте кладки не должно превышать  $0,75b$ , где  $b$  – меньший размер сечения элемента.

Эти сетки изготавливаются из обыкновенной арматурной проволоки класса Вр-I диаметром 3...5 мм (рис. 4.2, 4.3). Расстояние между стержнями сеток в плане должно быть не менее 30 мм и не более 120 мм.



Рис. 4.2. Сварная сетка С-1



Рис. 4.3. Сварная сетка С-2

Сетки типа «зигзаг» (см. рис. 4.1,а) устанавливаются в двух смежных рядах таким образом, чтобы направления стержней было взаимно перпендикулярным. Две такие сетки равноценны одной прямоугольной. Они изготавливаются из горячекатаной стержневой арматуры класса А-I диаметром 6 и 8 мм.

Для фиксации сеток в кладке, концы стержней выпускаются за поверхность столбов или простенков на 2...3 мм.

Для армокаменных конструкций используются камни марки не менее 75 и растворы марки не менее 50. Количество арматуры в кладке определяется объемным процентом армирования

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} 100,$$

где  $V_s = (c_1 + c_2)A_{st}$  – объем арматуры;  
 $V_k = c_1 \cdot c_2 \cdot s$  – объем кладки.

Минимальный процент армирования  $\mu_{\min} = 0,1 \%$ ; максимальный –  $\mu_{\max} = 1 \%$ .

Наибольшую эффективность сетчатое армирование имеет в центрально нагруженных столбах. Во внецентренно нагруженных элементах эффективность сетчатого армирования зависит от величин эксцентриситета и гибкости элемента. Чем больше эксцентриситет и гибкость элемента, тем менее эффективно сетчатое армирование. Поэтому сетчатое армирование применяется при эксцентриситетах  $e_0 \leq 0,17h$  и показателе гибкости  $\lambda_i \leq 53$  ( $\lambda_i = \frac{l_0}{i}$ ), для прямоугольных сечений –

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} \leq 15.$$

#### *Продольное армирование.*

Цель продольного армирования каменных конструкций заключается в повышении сопротивляемости кладки растягивающим усилиям и обеспечении монолитности и устойчивости отдельных конструкций и всего сооружения в целом. Продольное армирование кладки может быть внутренним (рис. 4.4,а) и наружным (рис. 4.4,б).

Оно применяется для армирования сильно нагруженных столбов и простенков значительной гибкости (при  $\lambda_h > 15$  и при  $\lambda_i > 53$ ), а также при внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами приложения продольной силы, выходящими за пределы ядра сечения ( $e_0 > 0,17h$ ). Кроме того, продольное армирование применяется в сжатых элементах при воздействии вибрационных или сейсмических нагрузок, а также в изгибаемых элементах.

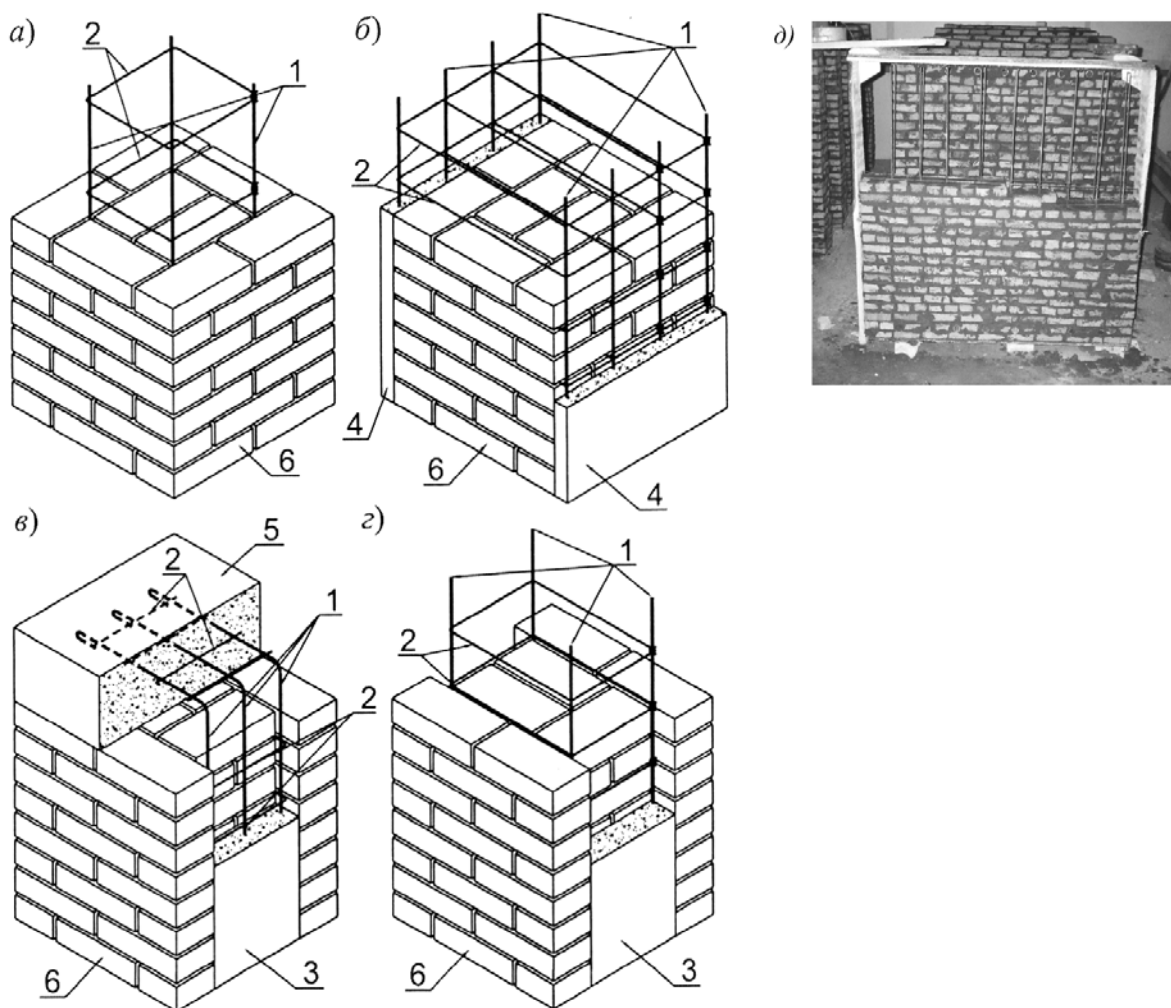


Рис. 4.4. Продольное армирование каменных конструкций:  
 а – внутреннее расположение арматуры; б – наружное расположение арматуры; в – одиночное армирование с расположением арматуры в штрабе;  
 г – то же, двойное армирование;  
 д – общий вид армирования каменных элементов;  
 1 – продольная арматура; 2 – хомуты; 3 – цементно-песчаный раствор или мелкозернистый бетон; 4 – штукатурка из цементно-песчаного раствора;  
 5 – железобетонная плита; 6 – кирпичная кладка

Для продольного армирования применяется арматура классов А-I, А-II, А-III. Для обеспечения совместной работы арматуры и кладки устанавливают хомуты, которые выполняются из арматуры класса А-I или Вр-I. Шаг хомутов сжатых элементов принимается не более  $15d$  при наружном расположении арматуры и не более  $20d$  – при внутреннем, где  $d$  – диаметр продольной арматуры. Для конструктивной или работающей на растяжение продольной арматуры, шаг хомутов должен быть не более  $80d$ . Площадь сечения продольной сжатой арматуры принимается не менее  $\mu_{\min} = 0,1\%$ . Для растянутой арматуры – не менее  $\mu_{\min} = 0,05\%$  от площади поперечного сечения элемента.

### Комплексные конструкции.

Комплексными называются каменные конструкции с включением в них железобетона, работающего совместно с кладкой. Комплексные конструкции имеют повышенную несущую способность при сжатии, изгибе и растяжении (рис. 4.5).

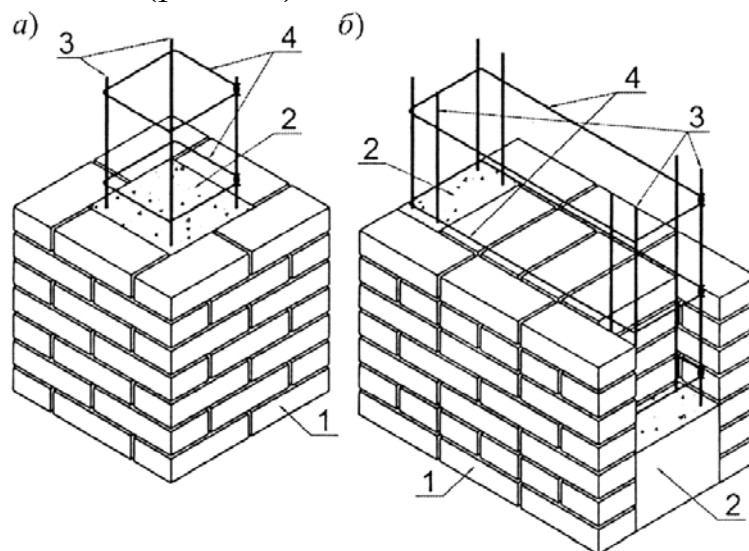


Рис. 4.5. Комплексная каменная кладка:  
а – с расположением железобетона внутри кладки;  
б – то же, в штрабах кладки;

1 – кирпичная кладка; 2 – бетон; 3 – продольная арматура; 4 – хомуты

При этом железобетон рекомендуется располагать с внешней стороны кладки, что позволяет проконтролировать качество уложенного бетона и является более рациональным при внецентренном сжатии и изгибе.

Комплексные конструкции применяют в тех же случаях, что и кладка с продольным армированием, а также в тех случаях, когда требуется значительно увеличить несущую способность сильно нагруженных элементов. Применение в этом случае комплексных конструкций позволяет существенно уменьшить размеры сечений элементов.

При конструировании комплексных конструкций площадь сечения всей продольной арматуры должна составлять не более 1,5% от площади поперечного сечения бетона. Арматурные каркасы в бетоне комплексных конструкций выполняются обычно вязаными.

Железобетонный остов, пронизывающий каменную кладку, бетонируется по мере возведения каменной кладки ярусами высотой до 1,2 м. Бетон применяется при этом класса не ниже В12,5.

## 4.2. Расчет прочности каменной кладки с сетчатым армированием

Расчет каменной кладки с сетчатым армированием при центральном сжатии производят аналогично расчету неармированных элементов. Но при этом учитывается повышение расчетного сопротивления армокаменной кладки. Несущая способность армокаменного элемента с сетчатым армированием проверяется по условиям:

– при центральном сжатии

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A,$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$R_{sk}$  – расчетное сопротивление кладки при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле

$$R_{sk} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \leq 2R,$$

а при прочности раствора ниже 2,5 МПа (в процессе возведения кладки);

$$R_{sk1} = R_1 + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}} \leq 2R,$$

здесь  $R_1$  – расчетное сопротивление кладки в рассматриваемый срок твердения раствора;

$R_s$  – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

– при внецентренном сжатии

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A_c \cdot \omega,$$

или для прямоугольного сечения

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A_c \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega.$$

При внецентренном сжатии на величину расчетного сопротивления армированной кладки  $R_{skb}$  кроме процента армирования влияет также эксцентриситет приложения нагрузки  $e_0$ , т.е.

$$R_{skb} = R_1 + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right) \leq 2R,$$

где  $y$  – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатой грани.

### 4.3. Расчет прочности армокаменных конструкций с продольным армированием

В кладке с продольной арматурой при усилиях, близких к разрушающим, возникают значительные деформации, которые несколько раньше исключают арматуру из работы. Поэтому, несущая способность армированного элемента несколько меньше суммы усилий, воспринимаемых отдельной каменной кладкой и арматурой.

Условие прочности центрально сжатого элемента с продольным армированием равно сумме усилий, воспринимаемых каменной кладкой и арматурой (рис. 4.6,а) и будет иметь вид:

$$N \leq m_g \cdot \varphi (0,85 \cdot R \cdot A + R_{sc} \cdot A_{sc}),$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$R_{sc}$  – расчетное сопротивление продольной арматуры сжатию;

$A_{sc}$  – площадь поперечного сечения продольной сжатой арматуры.

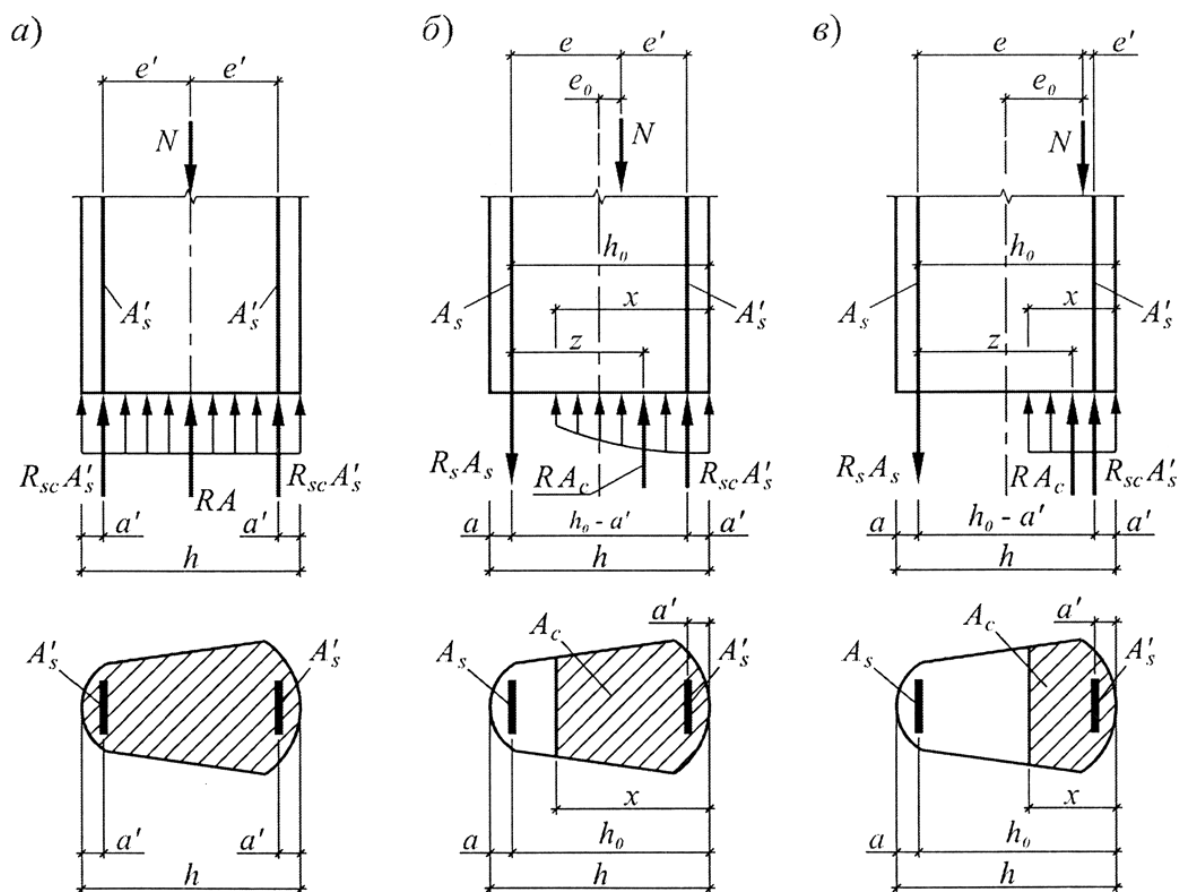


Рис. 4.6. К расчету сжатых армокаменных конструкций с продольным армированием:

а – центральное сжатие; б – внецентренное сжатие с малыми эксцентриситетами; в – внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами



Во *внецентренно сжатых* элементах по расчету определяется растянутая арматура  $A_s$ , воспринимающая напряжения растяжения и предотвращающая раскрытие швов кладки. Прочность сжатой зоны сечения, как правило, обеспечивается работой кладки, и ставить здесь арматуру по расчету обычно не требуется. Иногда сжатую продольную арматуру  $A'_s$  устанавливают по конструктивным соображениям в очень гибких конструкциях, а также при действии знакопеременных усилий, когда арматура может быть как растянутой, так и сжатой.

При расчете внецентренно сжатых элементов с продольным армированием различают два случая.

Случай больших эксцентриситетов (рис. 4.6,в), когда  $S_c < 0,8S_0$  (для прямоугольных сечений  $x < 0,55h_0$ ).

Случай малых эксцентриситетов (рис. 4.6,б), когда  $S_c \geq 0,8S_0$  (для прямоугольных сечений  $x \geq 0,55h_0$ ).

Здесь  $S_c$  – статический момент сжатой зоны кладки относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ , более удаленной от линии действия продольного сжимающего усилия;

$S_0$  – статический момент всего сечения кладки относительно центра тяжести арматуры  $A_s$ , более удаленной от линии действия продольного сжимающего усилия;

$x$  – высота сжатой зоны сечения.

Статический момент  $S_0$  при любой форме поперечного сечения определяется по формуле:

$$S_0 = A(h_0 - y),$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения кладки;

$h_0 = h - a$  – рабочая высота 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 уравнение прочности будет иметь вид:

$$S_0 = 0,5 \cdot b \cdot h_0^2,$$

где  $b$  – ширина сечения.

Статический момент  $S_c$  зависит от формы и размеров поперечного сечения, положения нейтральной оси и толщины защитного слоя. Формулы для определения  $S_c$ , наиболее часто встречающихся в практике проектирования сечений, приведены в [2, прил. 7, табл. 1].

Внецентренно сжатые элементы любого профиля с двойным армированием рассчитывают по следующим формулам:

– при больших эксцентриситетах,  $S_c < 0,8S_0$ :

$$N \cdot e \leq \varphi \cdot m_g (0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_c + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a'));$$

– при малых эксцентриситетах,  $S_c \geq 0,8S_0$ :

$$N \cdot e' \leq \varphi \cdot m_g (0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_0 + R_s \cdot A_s (h_0 - a'));$$

$$N \cdot e \leq \varphi \cdot m_g (0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_0 + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a')).$$

Положение нейтральной оси, независимо от расчетного случая, определяется из уравнения суммы моментов всех сил относительно оси, проходящей через точку приложения внешнего расчетного усилия по выражению:

$$0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_c \pm R_{sc} \cdot A'_s \cdot e' - R_s \cdot A_s \cdot e = 0.$$

Знак «+» в этом выражении принимается при расположении продольной сжимающей силы  $N$  за пределами расстояния между осями, проходящими через центры тяжести арматурных стержней, расположенных у противоположных граней сечения, знак «-» – при расположении  $N$  в пределах этого промежутка.

При проектировании армокаменных элементов с продольным армированием встречаются задачи двух типов.

*Задача первого типа.* При известных размерах поперечного сечения элемента, марках кирпича и раствора, классе арматуры, величине продольной силы и точке ее приложения, требуется определить необходимую площадь поперечного сечения арматуры.

Решение названной задачи рекомендуется осуществлять в следующей последовательности.

1. Обеспечивая полное использование прочности сжатой зоны кладки, т.е. принимая  $S_c = 0,8S_0$  в зависимости от случая внецентренного сжатия определяем величину  $A'_s$ . В результате получим соответственно:

$$A'_s = \frac{\frac{N \cdot e}{\varphi \cdot m_g} - 0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_c}{R_{sc} \cdot (h_0 - a')};$$

$$A'_s = \frac{\frac{N \cdot e}{\varphi \cdot m_g} - 0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_0}{R_{sc} \cdot (h_0 - a')}.$$

Если полученная величина  $A'_s$  окажется отрицательной или равной нулю, то это значит, что сжатая арматура не требуется и сечение конструируется с одиночным армированием.

2. С учетом соответствующих преобразований получим статический момент сжатой части сечения:

$$S_c = \frac{R_s \cdot A_s \cdot e \mp R_{sc} \cdot A'_s \cdot e'}{0,85 \cdot \omega \cdot R}.$$

С учетом формы поперечного сечения элемента, находим площадь сжатой части сечения  $A_c$  и высоту сжатой зоны  $x$ . Так, для элементов прямоугольного профиля  $x = \frac{A_c}{b}$ .

3. Определим требуемое количество растянутой арматуры  $A_s$ :

$$A_s = \frac{\frac{N \cdot e'}{\varphi \cdot m_g} - 0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_0}{R_s \cdot (h_0 - a')}.$$

*Задача второго типа.* При известных размерах поперечного сечения элемента, марках кирпича и раствора, количестве и классе арматуры, величине эксцентриситета приложения продольной силы, требуется определить несущую способность элемента.

Решение задачи этого типа рекомендуется осуществлять в следующей последовательности.

1. Исходя из выражения  $0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_c \pm R_{sc} \cdot A'_s \cdot e' - R_s \cdot A_s \cdot e = 0$  находим значение  $S_c$ , устанавливаем случай внецентренного сжатия.

2. В зависимости от случая внецентренного сжатия определяем несущую способность элемента соответственно:

– при больших эксцентриситетах,  $S_c < 0,8S_0$

$$N \cdot e \leq \varphi \cdot m_g (0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_c + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a'));$$

– при малых эксцентриситетах,  $S_c \geq 0,8S_0$

$$N \cdot e' \leq \varphi \cdot m_g (0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_0 + R_s \cdot A_s (h_0 - a'));$$

$$N \cdot e \leq \varphi \cdot m_g (0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_0 + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a')).$$

Необходимо иметь в виду, что в элементах, сжатых с большими эксцентриситетами, при наличии продольной сжатой арматуры для полного ее использования должно соблюдаться условие:

$$z \leq h_0 - a'.$$

Для элементов прямоугольного профиля это условие принимает следующий вид:  $x \geq 2a'$ . Если данное требование не выполняется, то

арматуру, расположенную в сжатой зоне сечения в расчетах не учитывают и принимают  $A'_s = 0$ .

Расчет прочности кладки при центральном растяжении выполняется исходя из условия:

$$N \leq R_s \cdot A_s.$$

#### 4.4. Расчет армокаменной кладки по предельным состояниям второй группы

Армированные каменные конструкции, деформации которых по условиям эксплуатации должны быть ограничены, рассчитываются по раскрытию трещин.

Элементы с косвенным армированием при расположении продольной силы в пределах ядра сечения, рассчитываются так же, как конструкции с неармированной кладкой.

Элементы с продольным армированием рассчитываются по раскрытию трещин в том случае, если они эксплуатируются в условиях, со средой, агрессивной по отношению к арматуре.

При расчете продольно армированных каменных конструкций по раскрытию трещин (швов кладки) сечение конструкций приводится к единому материалу (стали) по аналогии с железобетонными конструкциями с помощью коэффициента приведения  $n_{red} = \frac{E_0}{E_s}$ , где  $E_0$  и  $E_s$  – начальный модуль деформаций кладки и арматуры соответственно.

Расчет по раскрытию трещин продольно армированных каменных конструкций производится по нижеследующим зависимостям:

– при осевом растяжении

$$N^m \leq \gamma_k \cdot R_s \cdot A_{red};$$

– при изгибе

$$M^m \leq \gamma_r \cdot R_s \cdot \frac{J_{red}}{h - y_{red}};$$

– при внецентренном сжатии

$$N^m \leq \frac{\gamma_r \cdot R_s \cdot A_{red}}{A_{red} (h_0 - y_{red}) \frac{e_0}{J_{red}} - 1};$$

– при внецентренном растяжении

$$N^n \leq \frac{\gamma_r \cdot R_s \cdot A_{red}}{A_{red}(h_0 - y_{red}) \frac{e_0}{J_{red}} + 1},$$

где  $R_s$  – расчетное сопротивление арматуры по раскрытию трещин, определяемое по [2, табл. 11];

$\gamma_r$  – коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин, определяемый по [2, табл. 24];

$e_0 = \frac{M^n}{N^n}$  – эксцентриситет приложения продольной силы  $N^n$ ;

$A_{red}, J_{red}, y_{red}$  – геометрические характеристики приведенного сечения, определяемые по формулам [2, (78)...(80)].

## 5. КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

### 5.1. Центрально-сжатые элементы

**Пример 1.** Столб сечением  $b \times h = 0,51 \times 0,51$  м (рис. 5.1) воспринимает с грузовой площади покрытия  $S = 64$  м<sup>2</sup> следующие нагрузки:

- $q_{кр} = 0,6$  кН/м<sup>2</sup> – нормативную от кровли;
- $q_{ж/б\text{эл}} = 2,2$  кН/м<sup>2</sup> – нормативную от железобетонных конструкций покрытия;
- $q_{сн} = 1,8$  кН/м<sup>2</sup> – расчетную от снега (III снеговой район).

Столб выполнен из сплошного глиняного кирпича пластического прессования марки 150 на растворе марки 75. Объемный вес каменной кладки  $\rho_{кл} = 18$  кН/м<sup>3</sup>. Расчетная высота столба равна его фактической высоте  $l_0 = H = 6$  м. Проверить прочность столба.

*Решение.* Расчет производим по [1, п. 4.1, формула (10)]:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A.$$

Определяем расчетную продольную силу:

$$\begin{aligned} N &= S \cdot (q_{кр} \cdot \gamma_f + q_{ж/б\text{эл}} \cdot \gamma_f + q_{сн}) + b \cdot h \cdot H \cdot \rho_{кл} \cdot \gamma_f = \\ &= 64 \cdot (0,6 \cdot 1,3 + 2,2 \cdot 1,1 + 1,8) + 0,51 \cdot 0,51 \cdot 6 \cdot 18 \cdot 1,1 = 350,90 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где  $\gamma_f$  – коэффициенты надежности по нагрузке соответственно для кровли, железобетонных и каменных конструкций, принимаемые согласно [4, табл. 1 и п. 3.7].

Расчетное сопротивление кладки сжатию  $R = 2,0$  МПа согласно табл. 1 приложения.

Поскольку площадь сечения столба

$$A = b h = 0,51 \cdot 0,51 = 0,26 \text{ м}^2 < 0,3 \text{ м}^2,$$

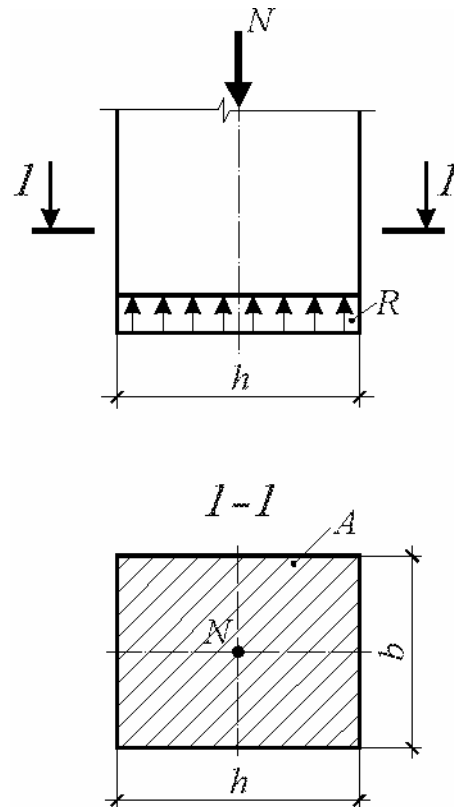


Рис. 5.1. К расчету центрально-сжатых элементов

тогда, согласно [1, п. 3.11(а)], расчетное сопротивление кладки сжатию принимаем с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_c = 0,8$

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

Гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{6}{0,51} = 11,76.$$

Упругую характеристику кладки из глиняного кирпича пластического прессования, выполненной на растворе марки 75, определяем по табл. 2 приложения:  $\alpha = 1000$ .

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 3 приложения в зависимости от гибкости столба  $\lambda_h = 11,76$  и упругой характеристики кладки  $\alpha = 1000$ :  $\varphi = 0,845$ .

Коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,  $m_g$  равен 1,0, так как  $h = 51 \text{ см} > 30 \text{ см}$ .

Расчетная несущая способность столба

$$\begin{aligned} N_u = m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A &= 1,0 \cdot 0,845 \cdot 1,6 \cdot 10^3 \cdot 0,26 = 351,52 \text{ кН} > \\ &> N = 350,9 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Расчетная продольная сила  $N$  меньше расчетной несущей способности  $N_u$ ; следовательно, прочность столба обеспечена.

**Пример 2.** Запроектировать кирпичный столб квадратного сечения, который воспринимает с грузовой площади покрытия  $90 \text{ м}^2$  следующие нагрузки:

- $0,8 \text{ кН/м}^2$  – нормативную от кровли;
- $2,8 \text{ кН/м}^2$  – нормативную от железобетонных конструкций покрытия;
- $2,4 \text{ кН/м}^2$  – расчетную от снега (IV снеговой район).

Объемный вес каменной кладки  $18 \text{ кН/м}^3$ . Расчетная высота столба  $l_0$  равна его фактической высоте  $H = 8 \text{ м}$ .

*Решение.* Определяем расчетную продольную силу

$$N = 90 \cdot (0,8 \cdot 1,3 + 2,8 \cdot 1,1 + 2,4) = 586,80 \text{ кН.}$$

Задаемся маркой кирпича и раствора. Принимаем глиняный кирпич пластического прессования марки 100, раствор марки 50.

Расчетное сопротивление кладки сжатию  $R = 1,5 \text{ МПа}$  согласно табл. 1 приложения.

Ориентировочно принимаем коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 1,0$ , коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,  $m_g = 1,0$ .

Требуемая площадь сечения столба

$$A = \frac{N}{m_g \cdot \varphi \cdot R} = \frac{586,8}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 10^3} = 0,391 \text{ м.}$$

Тогда высота сечения столба

$$h = \sqrt{A} = \sqrt{0,391} = 0,625 \text{ м.}$$

Принимаем размеры поперечного сечения  $b \times h = 0,64 \times 0,64 \text{ м}$ .

Гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{8}{0,64} = 12,5.$$

Упругую характеристику кладки из глиняного кирпича пластического прессования, выполненной на растворе марки 50, определяем по табл. 2 приложения:  $\alpha = 1000$ .

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 3 приложения:  $\varphi = 0,827$ .

Коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,  $m_g = 1,0$ , так как  $h = 51 \text{ см} > 30 \text{ см}$ .

Расчетная несущая способность столба

$$\begin{aligned} N_u &= m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A = 1,0 \cdot 0,827 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,64 \cdot 0,64 = 508,11 \text{ кН} < \\ &< N = 586,8 + 0,64 \cdot 0,64 \cdot 8,0 \cdot 18 \cdot 1,1 = 651,68 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Расчетная продольная сила  $N$  больше расчетной несущей способности  $N_u$ ; следовательно, прочность столба не обеспечена, необходимо увеличить сечение (или повысить марку используемых материалов, уменьшить расчетную высоту столба).

Принимаем размеры поперечного сечения  $b \times h = 0,77 \times 0,77 \text{ м}$ .

Гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{8}{0,77} = 10,39.$$

Тогда  $\varphi = 0,872$ .

Расчетная несущая способность столба

$$\begin{aligned} N_u &= 1,0 \cdot 0,872 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 0,77 = 775,51 \text{ кН} > \\ &> N = 586,8 + 0,77 \cdot 0,77 \cdot 8,0 \cdot 18 \cdot 1,1 = 680,72 \text{ кН}. \end{aligned}$$



Расчетная продольная сила  $N$  меньше расчетной несущей способности  $N_u$ ; следовательно, прочность столба обеспечена.

**Пример 3.** Определить марку кирпича и раствора для кирпичного столба, имеющего размеры в плане  $0,64 \times 0,64$  м. Столб воспринимает с грузовой площади покрытия  $90 \text{ м}^2$  следующие нагрузки:

- $1,0 \text{ кН/м}^2$  – нормативную от кровли;
- $2,5 \text{ кН/м}^2$  – нормативную от железобетонных конструкций покрытия;
- $1,8 \text{ кН/м}^2$  – расчетную от снега (III снеговой район).

Объемный вес каменной кладки  $18 \text{ кН/м}^3$ . Расчетная высота столба  $l_0$  равна его фактической высоте  $H = 10$  м.

*Решение.* Расчет производим по [1, п. 4.1, формула (10)]:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A.$$

Определяем расчетную продольную силу:

$$N = 108 \cdot (1,0 \cdot 1,3 + 2,5 \cdot 1,1 + 1,8) + 0,64 \cdot 0,64 \cdot 18 \cdot 10 \cdot 1,1 = 712,90 \text{ кН}.$$

Ориентировочно принимаем коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 1,0$ ; коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,  $m_g = 1,0$ , так как  $h = 64 \text{ см} > 30 \text{ см}$ .

Требуемое расчетное сопротивление кладки сжатию

$$R = \frac{N}{m_g \cdot \varphi \cdot A} = \frac{712,9}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,64 \cdot 0,64 \cdot 10^3} = 1,74 \text{ МПа}.$$

Принимаем глиняный кирпич пластического прессования марки 150, раствор марки 75. Расчетное сопротивление кладки сжатию определяем по табл. 1 приложения:  $R = 2,0 \text{ МПа}$ .

Проверим прочность столба.

Гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{10}{0,64} = 15,63.$$

Упругую характеристику кладки из глиняного кирпича пластического прессования, выполненной на растворе марки 75, устанавливаем по табл. 2 приложения:  $\alpha = 1000$ .

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 3 приложения:  $\varphi = 0,749$ .

Коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,  $m_g = 1,0$ , так как  $h = 64 \text{ см} > 30 \text{ см}$ .

Расчетная несущая способность столба

$$N_u = m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A = 1,0 \cdot 0,749 \cdot 2,0 \cdot 10^3 \cdot 0,64 \cdot 0,64 = 613,58 \text{ кН} < N = 712,9 \text{ кН}.$$

Расчетная продольная сила  $N$  больше расчетной несущей способности  $N_u$ ; следовательно, прочность столба не обеспечена, необходимо повысить марку используемых материалов. Принимаем глиняный кирпич пластического прессования марки 200, раствор марки 75. Тогда согласно табл. 1 приложения расчетное сопротивление кладки сжатию  $R = 2,5$  МПа.

$$N_u = 1,0 \cdot 0,749 \cdot 2,5 \cdot 10^3 \cdot 0,64 \cdot 0,64 = 766,98 \text{ кН} > N = 712,9 \text{ кН};$$

следовательно, прочность столба обеспечена.

## 5.2. Внецентренно сжатые элементы

**Пример 4.** Определить несущую способность простенка, сечение которого показано на рис. 5.2, при действии продольной сжимающей силы, приложенной на расстоянии  $e_2$  от края: 1)  $e_2 = 35$  см; 2)  $e_2 = 25$  см; 3)  $e_2 = 15$  см. Простенок выполнен из силикатного кирпича марки 100 на растворе марки 50. Расчетная высота простенка  $l_0$  (при продольном изгибе в направлении  $a-a$ ) равна его фактической высоте  $H = 7,6$  м. Предполагаемый срок службы конструкции 100 лет.

*Решение.* Расчет производим по [1, п. 4.7, формула (13)]:

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

Расчетное сопротивление кладки сжатию  $R = 1,5$  МПа согласно табл. 1 приложения.

Определяем геометрические характеристики сечения, при этом фактическое тавровое сечение простенка заменяем суммой прямоугольных фигур.

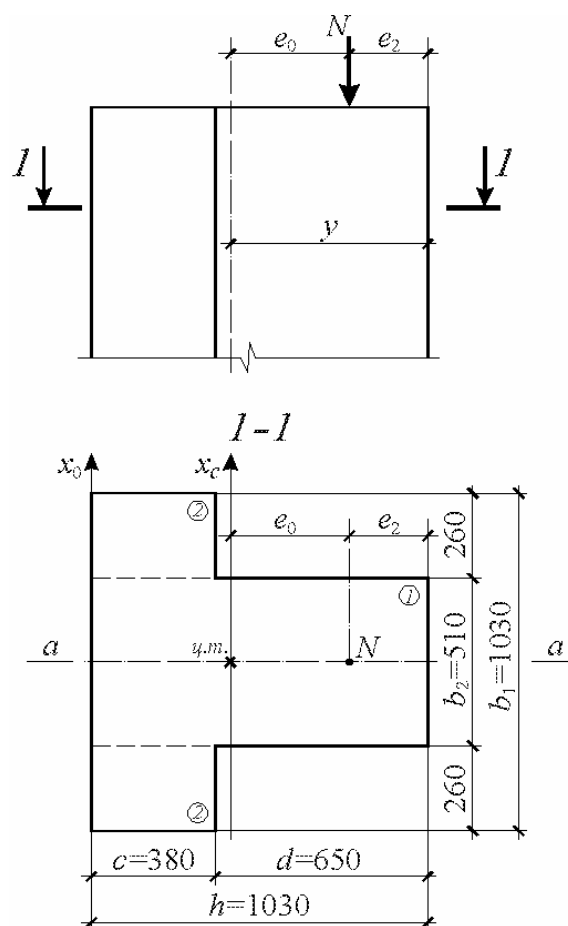


Рис. 5.2. К примеру 4

Площадь сечения

$$A = A_1 + 2A_2 = 51 \cdot 103 + 2 \cdot 26 \cdot 38 = 7229 \text{ см}^2.$$

Находим положение центра тяжести сечения:

$$y_c = \frac{A_1 \cdot y_1 + 2A_2 \cdot y_2}{A} = \frac{51 \cdot 103 \cdot 51,5 + 2 \cdot 26 \cdot 38 \cdot 19}{7229} = 42,6 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения относительно его центра тяжести

$$I_x = I_{x1} + a_1^2 A_1 + 2(I_{x2} + a_2^2 A_2) = \frac{51 \cdot 103^3}{12} + 8,9^2 \cdot 51 \cdot 103 + 2 \cdot \left( \frac{26 \cdot 38^3}{12} + 23,6^2 \cdot 26 \cdot 38 \right) = 639,8 \cdot 10^4 \text{ см}^4,$$

где  $a_1 = y_1 - y_c = 51,5 - 42,6 = 8,9 \text{ см}$ ;

$a_2 = y_2 - y_c = 19 - 42,6 = -23,6 \text{ см}$ .

Радиус инерции сечения

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{639,8 \cdot 10^4}{7229}} = 29,7 \text{ см.}$$

Так как  $i = 29,7 \text{ см} > 8,7 \text{ см}$ , то согласно [1, п. 4.7] принимаем  $m_g = 1,0$ .

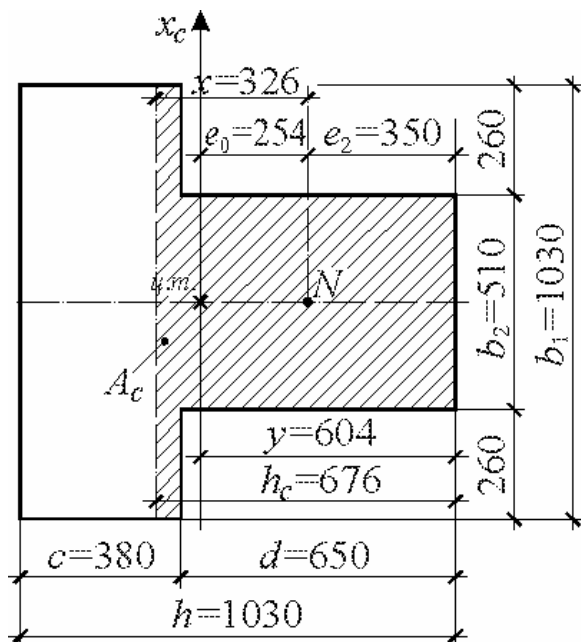


Рис. 5.3. Тавровое сечение

Гибкость простенка

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{7,6}{0,297} = 25,6.$$

Упругую характеристику кладки из силикатного кирпича, выполненной на растворе марки 50, определяем по табл. 2 приложения:  $\alpha = 750$ .

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 3 приложения:  $\varphi = 0,917$ .

1. Определяем несущую способность простенка при действии продольной сжимающей силы, приложенной на расстоянии  $e_2 = 35 \text{ см}$  от края (рис. 5.3).

Эксцентриситет расчетной силы  $N$  относительно центра тяжести сечения

$$e_0 = y - e_2 = 60,4 - 35 = 25,4 \text{ см} < \\ < 0,45y = 0,45 \cdot 60,4 = 27,2 \text{ см};$$

следовательно, имеем случай малых эксцентриситетов.

Находим площадь сжатой части сечения. Размеры этой площади определяем согласно [2, прил. 6, формула (2)]:

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

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

Точка приложения силы совпадает с центром тяжести сжатой части сечения

$$b_1 = 103 \text{ см}; \quad b_2 = 51 \text{ см}; \quad d = 65 \text{ см};$$

$$x = \sqrt{\frac{51 \cdot 65}{103} \cdot (2 \cdot 35 - 65) + (35 - 65)^2} = 32,6 \text{ см}.$$

Высота сжатой части сечения

$$h_c = e_2 + x = 35 + 32,6 = 67,6 \text{ см}.$$

Площадь сжатой части сечения

$$A_c = 51 \cdot 67,6 + 2 \cdot 2,6 \cdot 26 = 3582,8 \text{ см}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения  $\varphi_c = 0,809$ , согласно табл. 3 приложения, при  $\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{760}{67,6} = 11,24$ ;

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,917 + 0,809}{2} = 0,863.$$

Коэффициент  $\omega$  принимаем по табл. 4 приложения:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{25,4}{2 \cdot 60,4} = 1,21.$$

Расчетная несущая способность простенка

$$N_u = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega = \\ = 1,0 \cdot 0,863 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 3582,8 \cdot 10^{-4} \cdot 1,21 = 561,19 \text{ кН}.$$

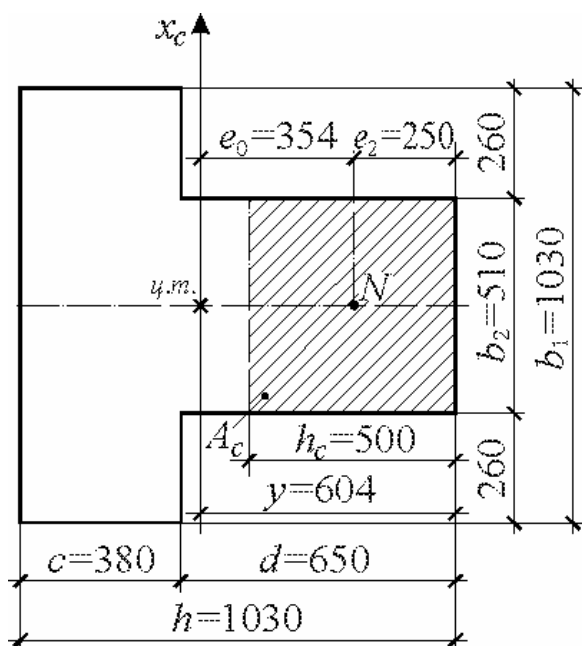


Рис. 5.4. Тавровое сечение

2. Определяем несущую способность простенка при действии продольной сжимающей силы, приложенной на расстоянии  $e_2 = 25$  см от края (рис. 5.4).

Эксцентриситет расчетной силы  $N$  относительно центра тяжести сечения

$$e_0 = y - e_2 = 60,4 - 25 = 35,4 \text{ см} > 0,45y = 27,2 \text{ см};$$

следовательно, имеем случай больших эксцентриситетов.

Высота сжатой части сечения

$$h_c = 2(y - e_0) = 2 \cdot (60,4 - 35,4) = 50 \text{ см}.$$

Определяем площадь сжатой части сечения

$$A_c = 2(y - e_0) \cdot b_2 = 2 \cdot (60,4 - 35,4) \cdot 51 = 2550 \text{ см}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения  $\varphi_c = 0,7$ , согласно табл. 3 приложения, при  $\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{760}{50} = 15,2$ ;

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,917 + 0,7}{2} = 0,809.$$

Коэффициент  $\omega$  принимаем по табл. 4 приложения:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{35,4}{2 \cdot 60,4} = 1,29.$$

Расчетная несущая способность простенка

$$N_u = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega = 1,0 \cdot 0,809 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 2550 \cdot 10^{-4} \cdot 1,29 = 399,18 \text{ кН}.$$

Относительный эксцентриситет

$$\frac{e_0}{y} = \frac{35,4}{60,4} = 0,59 < 0,7;$$

поэтому, согласно [1, п. 4.8], расчет по раскрытию трещин не производим.

3. Определяем несущую способность простенка при действии продольной сжимающей силы, приложенной на расстоянии  $e_2 = 15$  см от края (рис. 5.5).

Эксцентриситет расчетной силы  $N$  относительно центра тяжести сечения

$$e_0 = y - e_2 = 60,4 - 15 = 45,4 \text{ см} > > 0,45y = 27,2 \text{ см};$$

следовательно, имеем случай больших эксцентриситетов.

Относительный эксцентриситет

$$\frac{e_0}{y} = \frac{45,4}{60,4} = 0,75 > 0,7;$$

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

а) Вычисляем  $N_u$  по несущей способности.

Высота сжатой части сечения

$$h_c = 2(y - e_0) = 2 \cdot (60,4 - 45,4) = 30 \text{ см.}$$

Определяем площадь сжатой части сечения:

$$A_c = 2(y - e_0) \cdot b_2 = 2 \cdot (60,4 - 45,4) \cdot 51 = 1530 \text{ см}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения  $\varphi_c = 0,463$ , согласно табл. 3 приложения, при  $\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{760}{30} = 25,33$ ;

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,917 + 0,463}{2} = 0,69.$$

Коэффициент  $\omega$  принимаем по табл. 4 приложения:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{45,4}{2 \cdot 60,4} = 1,38.$$

Расчетная несущая способность простенка

$$N_u = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega = \\ = 1,0 \cdot 0,69 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 1530 \cdot 10^{-4} \cdot 1,38 = 218,53 \text{ кН.}$$

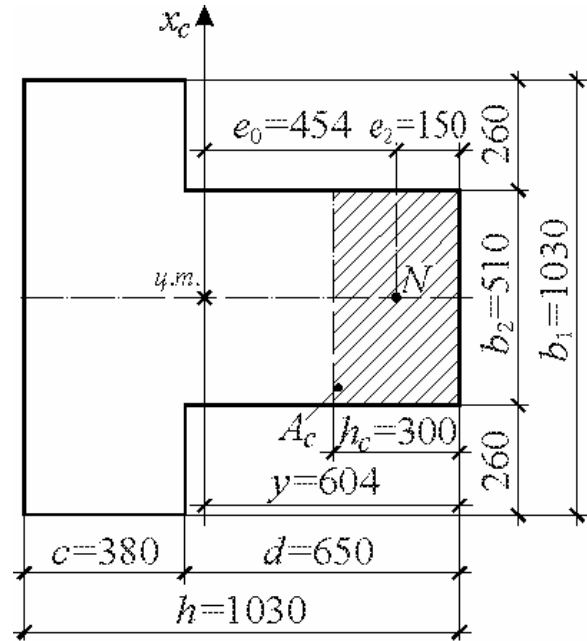


Рис. 5.5. Тавровое сечение

б) Вычисление  $N_u$  по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения производим по [1, п. 5.3, формула (33)]:

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

Коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин  $\gamma_r = 1,5$  при предполагаемом сроке службы конструкции 100 лет согласно табл. 10 приложения.

Расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению  $R_{tb} = 0,12$  МПа согласно табл. 5 приложения.

$$N_u = \frac{1,5 \cdot 0,12 \cdot 10^3 \cdot 7229 \cdot 10^{-4}}{\frac{7229 \cdot 10^{-4} \cdot (1,03 - 0,604) \cdot 0,454}{639,8 \cdot 10^{-4}} - 1} = 109,81 \text{ кН.}$$

Таким образом, предельную нагрузку на простенок определяем в данном случае расчетом по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения, а не расчетом по несущей способности.

### 5.3. Смятие (местное сжатие)

**Пример 5.** Требуется проверить прочность затвердевшей кладки на смятие под опорами свободно лежащей железобетонной однопролетной балки сечением  $b_c \times h = 0,25 \times 0,6$  м, пролет в свету которой составляет 6,0 м, длина опорных концов  $a_1 = 0,18$  м с каждой стороны (рис. 5.6). Балка нагружена равномерно распределенной нагрузкой  $q = 20$  кН/м, включая ее собственный вес. Балки опираются на кирпичные стены толщиной  $\delta = 0,51$  м, выполненные из обыкновенного глиняного кирпича марки 100 на растворе марки 75, и располагаются на расстоянии 2,5 м друг от друга.

*Решение.* Расчет кладки на смятие под опорами балки производим по [1, п. 4.13, формула (17)]:

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

Расчетное сопротивление кладки сжатию  $R = 1,7$  МПа согласно табл. 1 приложения.

Опорная реакция балки

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{20 \cdot 6,18}{2} = 61,8 \text{ кН.}$$

Расчетная схема

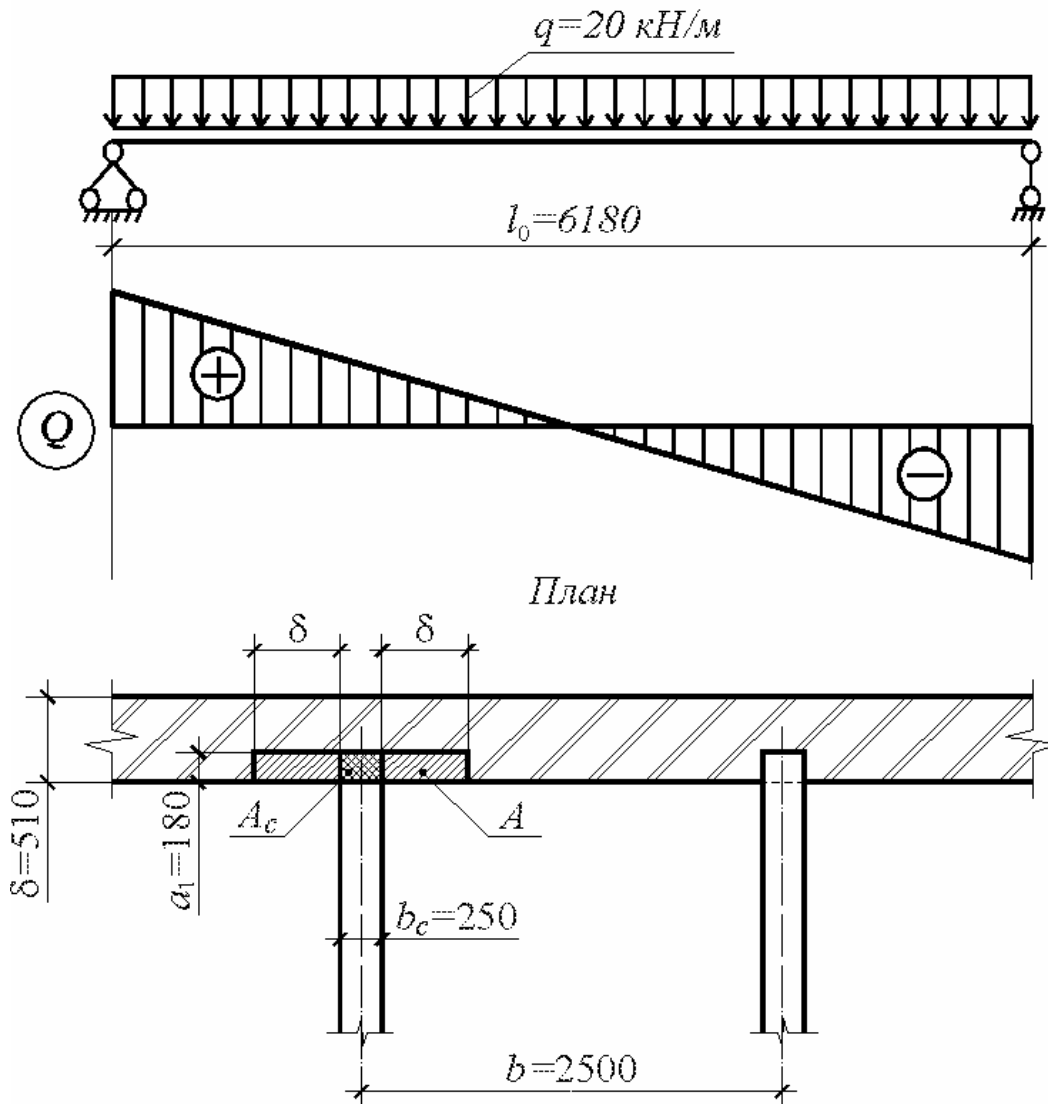


Рис. 5.6. К примеру 5

Полезная длина опоры балки  $a_0 \approx a_1$ , т.к.  $a_1 = 0,18$  м  $<$   $h = 0,6$  м. Эпюру распределения напряжений под концом балки принимаем треугольной с коэффициентом полноты  $\psi = 0,5$ ;  $d = 1,5 - 0,5 \cdot \psi = 1,25$ .

Расчетное сопротивление кладки на смятие определяем согласно [1, п. 4.14, формула (18)]:  $R_c = \xi \cdot R$ .

Расчетную площадь сечения  $A$  принимаем по [1, п. 4.16(в<sub>1</sub>)]:

$$A = a_0 \cdot (b_c + 2\delta) = 0,18 \cdot (0,25 + 2 \cdot 0,51) = 0,229 \text{ м}^2,$$

так как  $b = 2,5$  м  $>$   $2\delta = 2 \cdot 0,51 = 1,02$  м.

Площадь смятия  $A_c = a_0 \cdot b_c = 0,18 \cdot 0,25 = 0,045 \text{ м}^2$ .



Вычисляем коэффициент

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = \sqrt[3]{\frac{0,229}{0,045}} = 1,72 < \xi_1 = 2,$$

где  $\xi_1$  – коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки и определяемый по табл. 8 приложения.

Расчетное сопротивление кладки на смятие

$$R_c = 1,72 \cdot 1,7 = 2,92 \text{ МПа}.$$

Расчетная несущая способность кладки при смятии

$$N_c = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 2,92 \cdot 10^3 \cdot 0,045 = 82,13 \text{ кН} > Q = 61,8 \text{ кН}.$$

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

#### 5.4. Многослойные стены

**Пример 6.** К трехслойному простенку в указанном на рис. 5.7,а месте приложена продольная сила  $N$  на расстоянии 13 см от края. Требуется найти предельное значение прочности простенка  $N_u$ . Внешние слои простенка (слой 1) выполнены из глиняного кирпича пластического прессования марки 75 на растворе марки 10, внутренний слой (слой 2) – из легкого бетона класса В3,5 объемным весом 8 кН/м<sup>3</sup>. Расчетная высота простенка  $l_0$  равна его фактической высоте  $H = 3,4$  м.

*Решение.* Расчет трехслойного внецентренно сжатого простенка производим по [1, формула (13)]; при этом сечение простенка приводим к одному материалу с максимальной прочностью

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

Расчетное сопротивление кладки сжатию принимаем согласно примечанию к табл. 1 приложения с учетом понижающего коэффициента 0,85, так как марка используемого раствора ниже марки 50:  $R_1 = 0,85 \cdot 0,9 = 0,765 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление легкого бетона класса В3,5 по прочности на сжатие  $R_2$  принимаем равным 2,1 МПа, согласно табл. 12 приложения.

Фактическое сечение простенка приводим к внутреннему слою (слой 2).

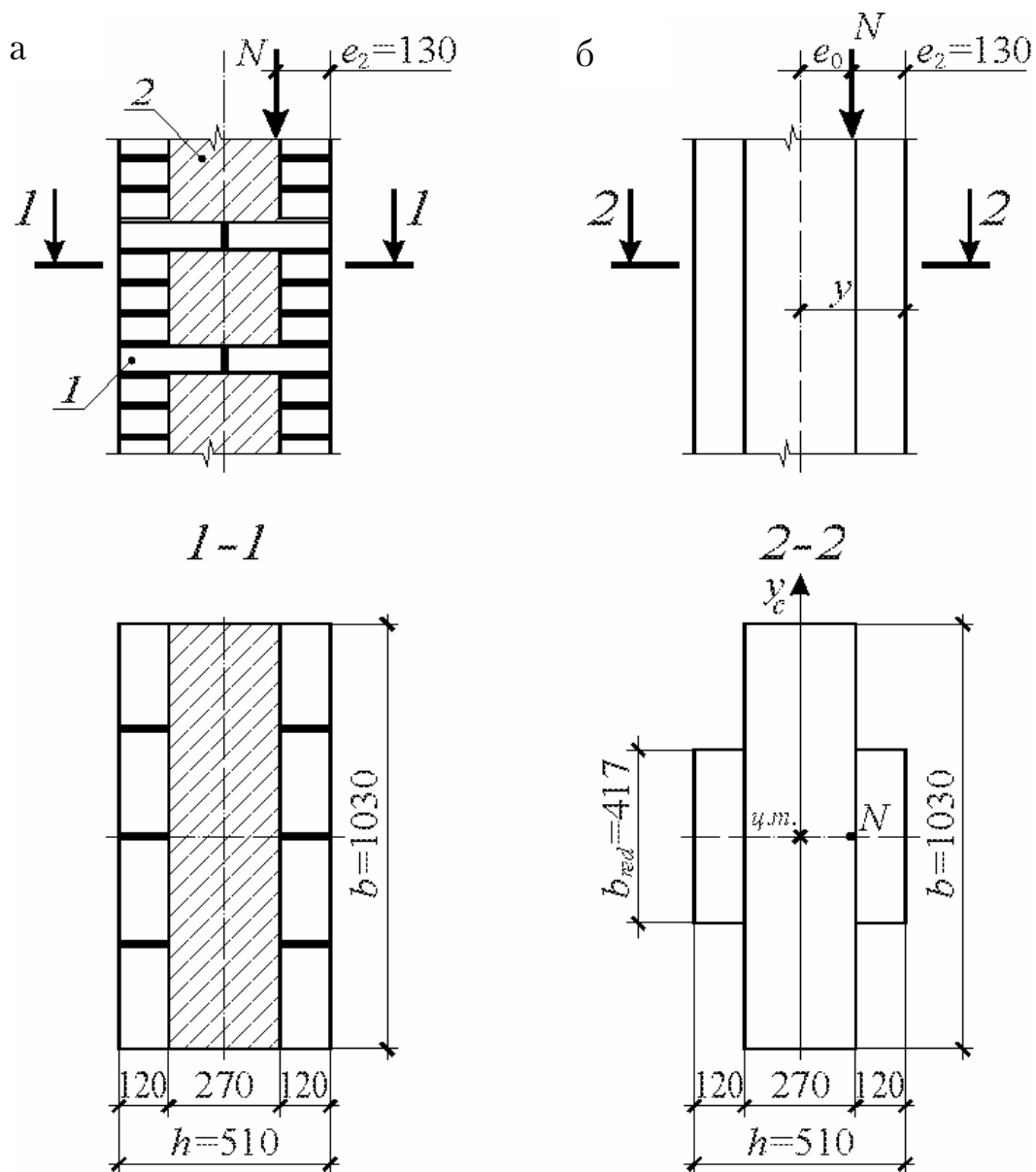


Рис. 5.7. К примеру 6

Приведенную ширину слоя определяем согласно [1, п. 4.23, формула (24)]:

$$b_{red} = b \cdot \frac{m_i \cdot R_i}{m \cdot R} = 1,03 \cdot \frac{1 \cdot 0,765}{0,9 \cdot 2,1} = 0,417 \text{ м,}$$

где  $b$  – фактическая ширина слоя;

$R, m$  – соответственно расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности слоя, к которому приводится сечение (слой 2);

$R_i, m_i$  – соответственно расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности другого слоя простенка (слой 1).

Коэффициенты использования прочности слоев принимаем согласно табл. 7 приложения:  $m = 0,9$ ;  $m_i = 1,0$ .

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = b \cdot h + 2b_{red} \cdot h_{red} = 1,03 \cdot 0,27 + 2 \cdot 0,417 \cdot 0,12 = 0,378 \text{ м}^2.$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_y = I_{y1} + 2(I_{y2} + a_2^2 \cdot A_2) = \\ = \frac{1,03 \cdot 0,27^3}{12} + 2 \cdot \left( \frac{0,417 \cdot 0,12^3}{12} + 0,195^2 \cdot 0,417 \cdot 0,12 \right) = 5,615 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Радиус инерции приведенного сечения

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{5,615 \cdot 10^{-3}}{0,378}} = 0,122 \text{ м} = 12,2 \text{ см}.$$

Гибкость простенка

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{3,4}{0,122} = 27,87.$$

Упругую характеристику кладки, выполненной из глиняного кирпича пластического прессования на растворе марки 10, определяем по табл. 2 приложения:  $\alpha = 750$ .

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 3 приложения:  $\varphi = 0,901$ .

Эксцентриситет расчетной силы  $N$  относительно центра тяжести сечения

$$e_0 = y - e_2 = 0,255 - 0,13 = 0,125 \text{ м} > 0,45y = 0,45 \cdot 0,255 = 0,115 \text{ м};$$

следовательно, имеем случай больших эксцентриситетов.

Так как  $i = 12,2 \text{ см} > 8,7 \text{ см}$ , то согласно [1, п. 4.7] принимаем  $m_g = 1,0$ .

Высота сжатой части сечения

$$h_c = 2(y - e_0) = 2 \cdot (0,255 - 0,125) = 0,26 \text{ м}.$$

Определяем площадь сжатой части сечения:

$$A_c = 2(y - e_0) \cdot b_{red} = 2 \cdot (0,255 - 0,125) \cdot 0,417 = 0,108 \text{ м}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения  $\varphi_c = 0,758$ , согласно табл. 3 приложения, при  $\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{3,4}{0,26} = 13,08$ ;

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,901 + 0,758}{2} = 0,83.$$

Коэффициент  $\omega$  принимаем по табл. 4 приложения:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{0,125}{2 \cdot 0,255} = 1,245.$$

Расчетная несущая способность простенка

$$N_u = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega = 1,0 \cdot 0,83 \cdot 2,1 \cdot 10^3 \cdot 0,108 \cdot 1,245 = 234,36 \text{ кН}.$$

Относительный эксцентриситет

$$\frac{e_0}{y} = \frac{0,125}{0,255} = 0,49 < 0,7;$$

поэтому, согласно [1, п. 4.8], расчет по раскрытию трещин не производим.

## 6. АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

### 6.1. Централь-сжатые элементы

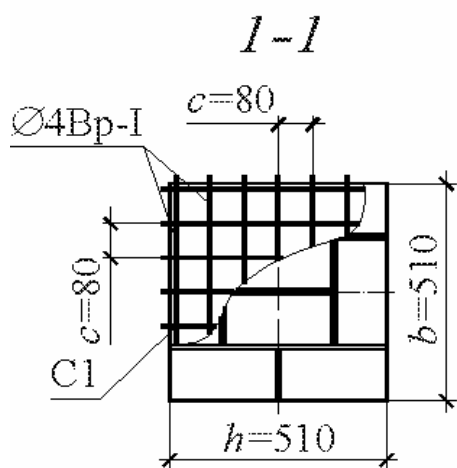
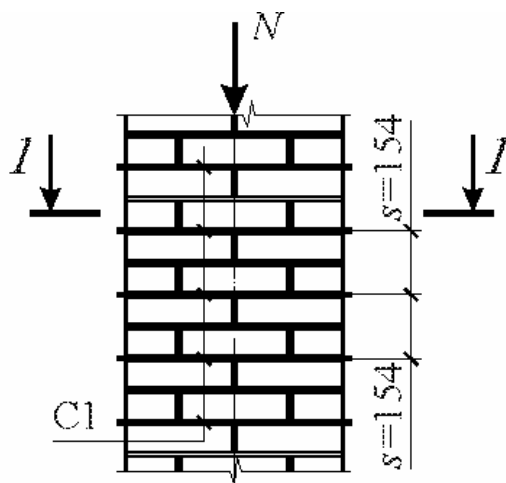


Рис. 6.1. К примеру 7

**Пример 7.** Определить несущую способность и необходимое сетчатое армирование центрально загруженного кирпичного столба сечением  $0,51 \times 0,51$  м, выполненного из сплошного глиняного кирпича пластического прессования марки 100 на растворе марки 75 (рис. 6.1). Расчетная высота столба  $l_0$  равна его фактической высоте  $H = 5,4$  м. Расчетная продольная сила  $N = 475$  кН.

*Решение.* Расчет производим по [1, п. 4.30, формула (26)]:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A.$$

Расчетное сопротивление кладки сжатию  $R = 1,7$  МПа согласно табл. 1 приложения.

Поскольку площадь сечения столба

$$A = 0,51 \cdot 0,51 = 0,26 \text{ м}^2 < 0,3 \text{ м}^2,$$

тогда согласно [1, п. 3.11(а)], расчетное сопротивление кладки сжатию принимаем с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_c$ :

$$R = 1,7 \cdot \gamma_c = 1,7 \cdot 0,8 = 1,36 \text{ МПа}.$$

Гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{5,4}{0,51} = 10,59.$$

Упругую характеристику кладки из глиняного кирпича пластического прессования, выполненной на растворе марки 75, определяем по табл. 2 приложения:  $\alpha = 1000$ .

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 3 приложения:  $\varphi = 0,868$ .

Коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,  $m_g = 1,0$ , так как  $h = 51 \text{ см} > 30 \text{ см}$ .

Расчетную несущую способность столба из неармированной кладки определяем по [1, формула (10)]:

$$N_u = m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A = 1,0 \cdot 0,868 \cdot 1,36 \cdot 10^3 \cdot 0,26 = 306,92 \text{ кН} < N = 475 \text{ кН}.$$

Расчетная несущая способность столба оказалась в 1,55 раза меньше расчетной продольной силы  $N$ ; следовательно, необходимо усиление кладки сетчатым армированием.

Определяем требуемое значение расчетного сопротивления армированной кладки при центральном сжатии:

$$R_{sk} = 1,55 \cdot 1,36 = 2,11 \text{ МПа} < 2R = 2 \cdot 1,36 = 2,72 \text{ МПа}.$$

Принимаем арматуру класса Вр-I диаметром 4 мм ( $A_{st} = 12,6 \text{ мм}^2$ , см. табл. 17 приложения). Расчетное сопротивление  $R_s = 0,6 \cdot 365 = 219 \text{ МПа}$  с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{cs} = 0,6$  (см. [1, п. 3.19], табл. 11, 13 приложения).

Необходимый процент сетчатого армирования определяем по [1, п. 4.30]:

$$\mu = \frac{R_{sk} - R}{2R_s} \cdot 100 \% = \frac{2,11 - 1,36}{2 \cdot 219} \cdot 100 \% = 0,171 \% > 0,1 \%.$$

Назначаем шаг сеток  $s = 154 \text{ мм}$  (через каждые два ряда кладки при толщине шва 12 мм), тогда размер ячейки сетки с перекрестным расположением стержней должен быть не более

$$c = \frac{2A_{st} \cdot 100}{\mu \cdot s} = \frac{2 \cdot 12,6 \cdot 100}{0,171 \cdot 154} = 95,7 \text{ мм}.$$

Принимаем размер ячейки  $c = 80 \text{ мм}$  ( $30 \text{ мм} < c < 120 \text{ мм}$ ); при этом получаем:

$$\mu = \frac{2A_{st}}{c \cdot s} \cdot 100 \% = \frac{2 \cdot 12,6}{80 \cdot 154} \cdot 100 \% = 0,205 \%,$$

что не превышает предельного значения

$$\mu_{\max} = 50 \frac{R}{R_s} = 50 \cdot \frac{1,36}{219} = 0,311 \%.$$

Определяем временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки согласно [1, п. 3.20, формула (6)]:

$$R_{sku} = k \cdot R + \frac{2R_{sn} \cdot \mu}{100} = 2 \cdot 1,36 + \frac{2 \cdot 243 \cdot 0,205}{100} = 3,72 \text{ МПа},$$

где  $k = 2$  – коэффициент, принимаемый по табл. 9 приложения;

$R_{sn} = 0,6 \cdot 405 = 243 \text{ МПа}$  – нормативное сопротивление арматуры класса Вр-I диаметром 4 мм, принимаемое по табл. 16 приложения с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{cs} = 0,6$  (см. [1, п. 3.19], табл. 11 приложения).

Расчетное сопротивление армированной кладки при центральном сжатии находим по [1, формула (27)]:

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu \cdot R_s}{100} = 1,36 + \frac{2 \cdot 0,205 \cdot 219}{100} = 2,26 \text{ МПа} < 2R = 2,72 \text{ МПа}.$$

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием определяем по [1, формула (4)]:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 1000 \cdot \frac{2 \cdot 1,36}{3,72} = 731,2,$$

где  $R_u = kR$  – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки.

Пользуясь табл. 3 приложения, находим коэффициент продольного изгиба по величинам гибкости  $\lambda_h$  и упругой характеристики армированной кладки  $\alpha_{sk}$ :  $\varphi = 0,821$ .

Фактическая несущая способность армированного сетками столба

$$N_u = m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A = 1 \cdot 0,821 \cdot 2,26 \cdot 10^3 \cdot 0,26 = 482,4 \text{ кН} > N = 475 \text{ кН}.$$

Следовательно, расчетная несущая способность столба, армированного сетчатой арматурой, достаточна.

**Пример 8.** Определить несущую способность и необходимое сетчатое армирование (сетками «Зигзаг») центрально загруженного кирпичного столба сечением  $0,64 \times 0,64$  м, выполненного из силикатного кирпича марки 150 на растворе марки 75 (рис. 6.2). Расчетная высота столба  $l_0$  равна его фактической высоте  $H = 6$  м. Расчетная продольная сила  $N = 1200$  кН.

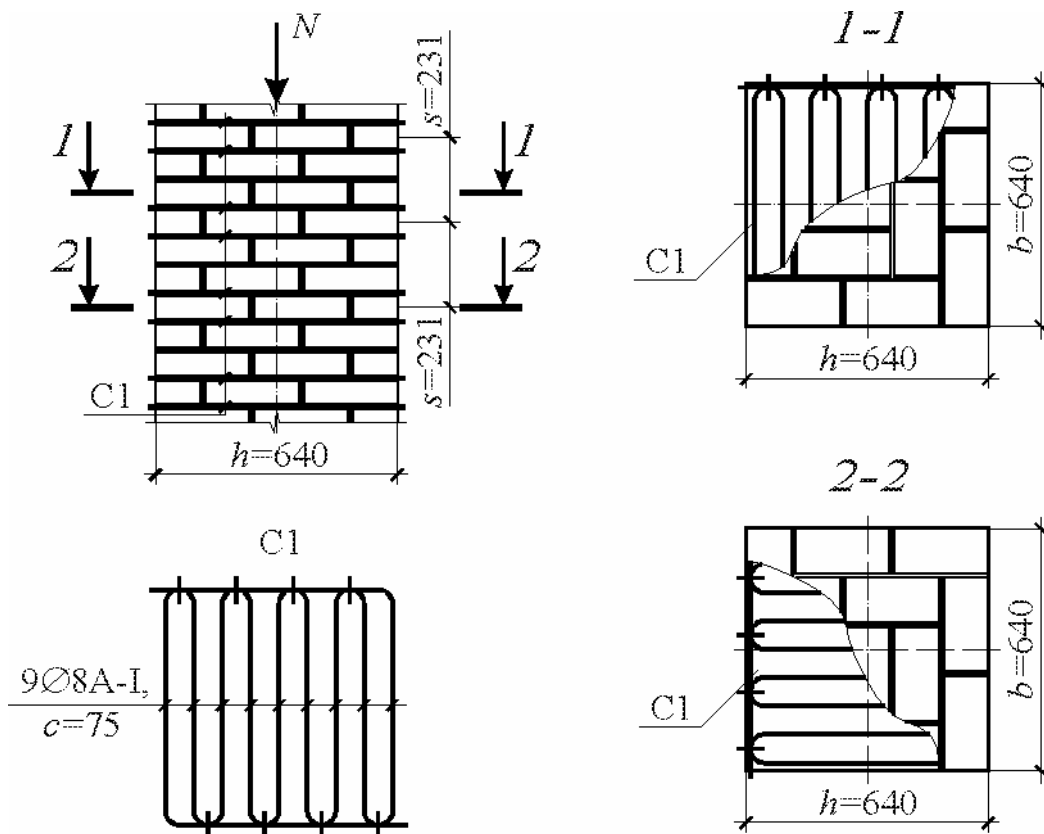


Рис. 6.2. К примеру 8

*Решение.* Расчет производим по [1, п. 4.30, формула (26)]:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A.$$

Расчетное сопротивление кладки сжатию  $R = 2,0$  МПа согласно табл. 1 приложения. Поскольку площадь сечения столба

$$A = 0,64 \cdot 0,64 = 0,41 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2,$$

то, согласно [1, п. 3.11(а)], расчетное сопротивление кладки не корректируем.

Гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{6,0}{0,64} = 9,38.$$

Упругую характеристику кладки из силикатного кирпича, выполненной на растворе марки 75, определяем по табл. 2 приложения:  $\alpha = 750$ .

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 3 приложения:  $\varphi = 0,859$ .

Коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,  $m_g = 1,0$ , так как  $h = 64 \text{ см} > 30 \text{ см}$ .



Расчетную несущую способность столба из неармированной кладки определяем по [1, формула (10)]:

$$N_u = m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A = 1,0 \cdot 0,859 \cdot 2,0 \cdot 10^3 \cdot 0,41 = 704,38 \text{ кН} < \\ < N = 1200 \text{ кН}.$$

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

Определяем требуемое значение расчетного сопротивления армированной кладки при центральной сжатии:

$$R_{sk} = 1,7 \cdot 2,0 = 3,4 \text{ МПа} < 2R = 2 \cdot 2,0 = 4,0 \text{ МПа}.$$

Принимаем арматуру класса А-I диаметром 8 мм ( $A_{st} = 50,3 \text{ мм}^2$ ). Расчетное сопротивление  $R_s = 0,75 \cdot 225 = 168,75 \text{ МПа}$  с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{cs} = 0,75$  (см. [1, п. 3.19], табл. 11, 14 приложения).

Необходимый процент сетчатого армирования определяем по [1, п. 4.30]

$$\mu = \frac{R_{sk} - R}{2R_s} \cdot 100 \% = \frac{3,4 - 2,0}{2 \cdot 168,75} \cdot 100 \% = 0,41 \% > 0,1 \%.$$

Столб армируем парой сеток «Зигзаг» 9Ø8 А-I с шагом  $s = 231 \text{ мм}$  (через каждые три ряда кладки при толщине шва 12 мм) и размером ячейки  $c = 75 \text{ мм}$  ( $c = 640 / 8 = 80 \text{ мм}$ ),  $30 \text{ мм} < c < 120 \text{ мм}$ .

Процент фактического сетчатого армирования

$$\mu = \frac{2A_{st}}{c \cdot s} \cdot 100 \% = \frac{2 \cdot 50,3}{75 \cdot 231} \cdot 100 \% = 0,581 \%,$$

что не превышает предельного значения

$$\mu_{\max} = 50 \frac{R}{R_s} = 50 \cdot \frac{2,0}{168,75} = 0,596 \%$$

Определяем временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки по [1, п. 3.20, формула (6)]:

$$R_{sku} = k \cdot R + \frac{2R_{sn} \cdot \mu}{100} = 2 \cdot 2,0 + \frac{2 \cdot 235 \cdot 0,581}{100} = 6,73 \text{ МПа},$$

где  $k = 2$  – коэффициент, принимаемый по табл. 9 приложения;  
 $R_{sn} = 235 \text{ МПа}$  – нормативное сопротивление арматуры класса А-I, принимаемое согласно [1, п. 3.20], табл. 15 приложения.

Расчетное сопротивление армированной кладки при центральном сжатии вычисляем по [1, формула (27)]:

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu \cdot R_s}{100} = 2,0 + \frac{2 \cdot 0,581 \cdot 168,75}{100} = 3,96 \text{ МПа} < \\ < 2R = 4,0 \text{ МПа}.$$

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием определяем по [1, формула (4)]:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 750 \cdot \frac{2 \cdot 2,0}{6,73} = 445,77,$$

где  $R_u = kR$  – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатия кладки.

Пользуясь табл. 3 приложения, находим коэффициент продольного изгиба по величинам гибкости  $\lambda_h$  и упругой характеристики армированной кладки  $\alpha_{sk}$ :  $\varphi = 0,786$ .

Фактическая несущая способность армированного сетками столба

$$N_u = m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A = 1 \cdot 0,786 \cdot 3,96 \cdot 10^3 \cdot 0,41 = 1276,15 \text{ кН} > \\ > N = 1200 \text{ кН}.$$

Следовательно, расчетная несущая способность столба, армированного сетчатой арматурой, достаточна.

## 6.2. Внецентренно сжатые элементы

**Пример 9.** Определить расчетную несущую способность и необходимое сетчатое армирование кирпичного столба размером в плане  $0,51 \times 0,64$  м. Расчетная продольная сила  $N = 700$  кН приложена с эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения  $e_0 = 6,0$  см в направлении стороны сечения столба, имеющей размер  $0,64$  м (рис. 6.3). Столб выполнен из силикатного полнотелого кирпича марки 100 на растворе марки 75. Расчетная высота столба  $l_0$  равна его фактической высоте  $H = 3,6$  м.

*Решение.* Расчет производим по [1, п. 4.31, формула (30)]:

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \cdot \omega.$$

Площадь сечения столба

$$A = 0,51 \cdot 0,64 = 0,326 \text{ м}^2.$$

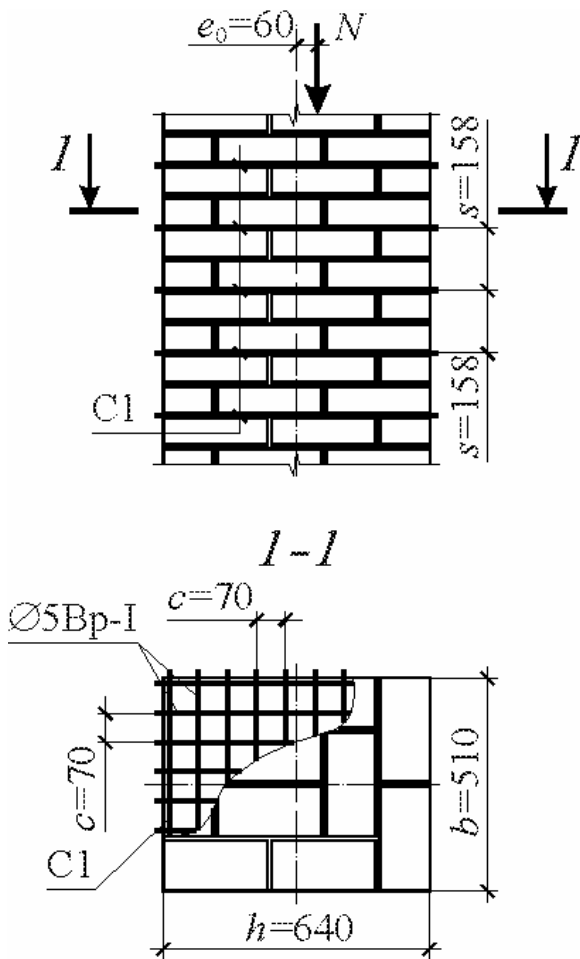


Рис. 6.3. К примеру 9

Расчетное сопротивление кладки сжатию  $R = 1,7$  МПа согласно табл. 1 приложения.

Расчетное сопротивление кладки, согласно [1, п. 3.11], не корректируем, поскольку площадь сечения столба  $A = 0,326 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2$ .

Так как заданная величина эксцентриситета

$$e_0 = 6,0 \text{ см} < 0,17h = 0,17 \cdot 64 = 10,9 \text{ см},$$

то, согласно [1, п. 4.31], столб можно проектировать с сетчатым армированием.

Гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3,6}{0,64} = 5,63.$$

Упругую характеристику кладки из глиняного кирпича пластического прессования, выполненной на растворе марки 75, определяем по табл. 2 приложения:  $\alpha = 750$ .

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 3 приложения:  $\varphi = 0,959$ .

Коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,  $m_g = 1,0$ , так как  $h = 64 \text{ см} > 30 \text{ см}$ .

Высота сжатой части сечения

$$h_c = h - 2e_0 = 64 - 2 \cdot 6 = 52 \text{ см}.$$

Определяем площадь сжатой части сечения:

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 51 \cdot 64 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 6}{64}\right) = 2652 \text{ см}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения  $\varphi_c = 0,927$ , согласно табл. 3 приложения, при  $\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{3,6}{0,52} = 6,92$ ;

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,959 + 0,927}{2} = 0,943.$$

Коэффициент  $\omega$  принимаем по табл. 4 приложения:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{6}{64} = 1,094.$$

Расчетную несущую способность столба из неармированной кладки определяем по [1, формула (13)]:

$$N_u = m_g \varphi_1 R A_c \omega = 1,0 \cdot 0,943 \cdot 1,7 \cdot 10^3 \cdot 0,2652 \cdot 1,094 = 465,11 \text{ кН} < \\ < N = 700 \text{ кН}.$$

Расчетная несущая способность столба оказалась в 1,51 раза меньше расчетной продольной силы  $N$ ; следовательно, необходимо усиление кладки сетчатым армированием.

Определяем требуемое значение расчетного сопротивления армированной кладки при внецентренном сжатии

$$R_{skb} = 1,51 \cdot 1,7 = 2,57 \text{ МПа} < 2R = 2 \cdot 1,7 = 3,4 \text{ МПа}.$$

Принимаем арматуру класса Вр-I диаметром 5 мм ( $A_{st} = 19,6 \text{ мм}^2$ ). Расчетное сопротивление  $R_s = 0,6 \cdot 360 = 216 \text{ МПа}$  с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{cs} = 0,6$  (см. [1, п. 3.19], табл. 11, 13 приложения).

Необходимый процент сетчатого армирования определяем по [1, п.4.30]

$$\mu = \frac{R_{skb} - R}{2R_s \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right)} \cdot 100\% = \\ = \frac{2,57 - 1,7}{2 \cdot 216 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,06}{0,5 \cdot 0,64}\right)} \cdot 100\% = 0,322\% > 0,1\%.$$

Назначаем шаг сеток  $s = 158 \text{ мм}$  (через каждые два ряда кладки при толщине шва 14 мм), тогда размер ячейки сетки с перекрестным расположением стержней должен быть не более

$$c = \frac{2A_{st} \cdot 100}{\mu \cdot s} = \frac{2 \cdot 19,6 \cdot 100}{0,322 \cdot 158} = 77,1 \text{ мм}.$$

Принимаем размер ячейки  $c = 70 \text{ мм}$  ( $30 \text{ мм} < c < 120 \text{ мм}$ ), при этом получаем:

$$\mu = \frac{2A_{st}}{c \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 19,6}{70 \cdot 154} \cdot 100\% = 0,363\%,$$

что не превышает предельного значения

$$\mu_{\max} = \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \cdot R_s} = \frac{50 \cdot 1,7}{\left(1 - \frac{2 \cdot 0,06}{0,32}\right) \cdot 216} = 0,63 \%$$

Определяем временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки по [1, п. 3.20, формула (6)]:

$$R_{sku} = k \cdot R + \frac{2R_{sn} \cdot \mu}{100} = 2 \cdot 1,7 + \frac{2 \cdot 237 \cdot 0,363}{100} = 5,12 \text{ МПа},$$

где  $k = 2$  – коэффициент, принимаемый по табл. 9 приложения;

$R_{sn} = 0,6 \cdot 395 = 237 \text{ МПа}$  – нормативное сопротивление арматуры класса Вр-I диаметром 5 мм, принимаемое по табл. 16 приложения с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{cs} = 0,6$  (см. [1, п. 3.19], табл. 11 приложения).

Расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии вычисляем по [1, формула (31)]:

$$\begin{aligned} R_{skb} &= R + \frac{2\mu \cdot R_s}{100} \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) = 1,7 + \frac{2 \cdot 0,363 \cdot 216}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,06}{0,32}\right) = \\ &= 2,68 \text{ МПа} < 2R = 3,4 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием определяем по [1, формула (4)]:

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{R_u}{R_{sku}} = 750 \cdot \frac{2 \cdot 1,7}{5,12} = 498,05,$$

где  $R_u = kR$  – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки.

Пользуясь табл. 3 приложения, находим коэффициенты продольного изгиба для армированной кладки при внецентренном сжатии по величинам гибкостей  $\lambda_h$  и  $\lambda_{hc}$  и значению упругой характеристики армированной кладки  $\alpha_{sk}$ :  $\varphi = 0,923$ ;  $\varphi_c = 0,882$ ;

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,923 + 0,882}{2} = 0,903.$$

Фактическая несущая способность армированного сетками столба

$$\begin{aligned}
 N_u &= m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \cdot \omega = \\
 &= 1,0 \cdot 0,903 \cdot 2,68 \cdot 10^3 \cdot 0,326 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,06}{0,64}\right) \cdot 1,094 = \\
 &= 701,26 \text{ кН} > N = 700 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

Так как сечение прямоугольного профиля и  $b < h$ , то выполняем проверку несущей способности столба на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной действию изгибающего момента, в соответствии с [1, п. 4.30].

При центральном сжатии армирование кладки не должно превышать

$$\mu_{\max} = 50 \frac{R}{R_s} = 50 \cdot \frac{1,7}{216} = 0,394 \% > \mu = 0,363 \%.$$

Расчетное сопротивление армированной кладки при центральном сжатии определяем по [1, формула (27)]:

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu \cdot R_s}{100} = 1,7 + \frac{2 \cdot 0,363 \cdot 216}{100} = 3,27 \text{ МПа} < 2R = 3,4 \text{ МПа}.$$

Пользуясь табл. 3 приложения, находим коэффициент продольного изгиба по величинам гибкости  $\lambda_h = \frac{3,6}{0,51} = 7,06$  и упругой характеристики армированной кладки  $\alpha_{sk} = 498,05$ :  $\varphi = 0,879$ .

Несущую способность армированного столба при центральном сжатии вычисляем по [1, формула (26)]:

$$\begin{aligned}
 N_u &= m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A = 1 \cdot 0,879 \cdot 3,27 \cdot 10^3 \cdot 0,326 = 937,03 \text{ кН} > \\
 &> N = 700 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

Следовательно, фактическая несущая способность столба будет определяться случаем внецентренного сжатия и составит:

$$N_u = 701,26 \text{ кН} > N = 700 \text{ кН};$$

поэтому прочность кирпичного столба, армированного сетчатой арматурой, обеспечена.

## 7. КАМЕННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ, УСИЛЕННЫЕ ОБОЙМОЙ

### 7.1. Внецентренно сжатые элементы, усиленные стальной обоймой

**Пример 10.** Требуется запроектировать усиление столба сечением  $0,51 \times 0,64$  м, выполненного из сплошного глиняного кирпича пластического прессования марки 100 на растворе марки 75. Расчетная высота столба  $l_0$  равна его фактической высоте  $H = 5,0$  м. Кладка столба выполнена с утолщенными швами низкого качества, в кладке имеются небольшие начальные трещины в отдельных кирпичах и вертикальных швах. Расчетная продольная сила  $N = 500$  кН приложена с эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения  $e_0 = 5,0$  см в направлении стороны сечения столба, имеющей размер  $0,64$  м (рис. 7.1).

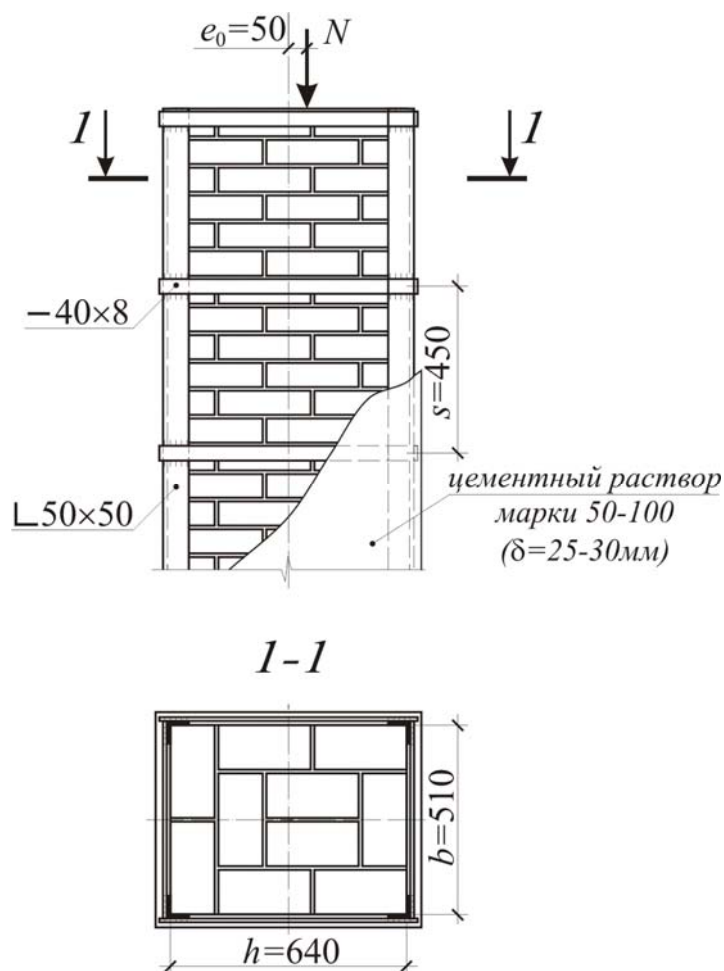


Рис. 7.1. К примеру 10

*Решение.* По архитектурным соображениям, усиление кладки осуществляем посредством включения столба в стальную обойму из уголков, согласно [2, пп. 5.35, 5.38].

Необходимое увеличение несущей способности за счет поперечной арматуры обоймы рассчитываем по [2, формула (71)]:

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

где  $\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 5}{64} = 0,844$ .

Гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{5}{0,64} = 7,81.$$

Упругую характеристику кладки из глиняного кирпича пластического прессования, выполненной на растворе марки 75, определяем по табл. 2 приложения:  $\alpha = 1000$ .

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 3 приложения:  $\varphi = 0,924$ .

Высота сжатой части сечения

$$h_c = h - 2e_0 = 0,64 - 2 \cdot 0,05 = 0,54 \text{ см.}$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения  $\varphi_c = 0,895$ , согласно табл. 3 приложения, при  $\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{5}{0,54} = 9,26$ ;

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,924 + 0,895}{2} = 0,910.$$

Расчетное сопротивление кладки сжатию  $R = 1,7$  МПа согласно табл. 1 приложения.

Коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,  $m_g = 1,0$ , так как  $h = 64$  см  $>$  30 см.

Коэффициент условий работы кладки  $m_k = 0,7$ , поскольку кладка имеет повреждения.

Принимаем для обоймы сталь класса А-I (сталь ВСтЗсп). Вертикальная арматура обоймы (уголки) назначается, по конструктивным соображениям, 4L50×50 мм с площадью сечения

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

Расчетное сопротивление уголков (продольной сжатой арматуры)  $R_{sc} = 43,0$  МПа; расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы  $R_{sw} = 150,0$  МПа (табл. 18 приложения).



По [2, формула (75)] получаем:

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 5}{64} = 0,688.$$

Согласно [2, формула (71)]

$$\eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A = \frac{N}{\psi \cdot \varphi_1} - m_g \cdot m_k \cdot R \cdot A - R_{sc} \cdot A'_s;$$

$$\frac{0,688 \cdot 2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{150}{100} \cdot 0,326 \cdot 10^3 = \frac{500}{0,844 \cdot 0,91} - 1 \cdot 0,7 \cdot 1,7 \cdot 10^3 \cdot 0,326 -$$

$$-43 \cdot 10^3 \cdot 19,2 \cdot 10^{-4},$$

откуда процент армирования поперечными планками  $\mu = 0,463$  %.

Принимаем расстояние между осями поперечных связей обоймы  $s = 45$  см (из условия  $h \geq s \leq b$ , но не более 50 см) и определяем сечение планок из [2, формула (76)]:

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

$$0,463 = \frac{2A_s \cdot (64 + 51) \cdot 100}{64 \cdot 51 \cdot 45};$$

откуда  $A_s = 2,96$  см<sup>2</sup>.

Принимаем полосу сечением 40×8 мм;  $A_s = 3,2$  см<sup>2</sup>.

Обойма устраивается на высоту столба и оштукатуривается цементным раствором толщиной 25–30 мм.

## 7.2. Внецентренно сжатые элементы, усиленные железобетонной обоймой

**Пример 11.** Требуется запроектировать усиление столба первого этажа в существующем здании с жесткой конструктивной схемой. Столб сечением 0,51×0,64 м выполнен из сплошного глиняного кирпича пластического прессования марки 125 на растворе марки 75. Расчетная высота столба  $l_0 = 3,0$  м. Кладка столба выполнена с утолщенными швами низкого качества, в кладке имеются небольшие начальные трещины в отдельных кирпичках и вертикальных швах. Расчетная продольная сила  $N = 600$  кН приложена с эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения  $e_0 = 6,0$  см в направлении стороны сечения столба, имеющей размер 0,51 м (рис. 7.2).

Решение. Поскольку площадь сечения столба

$$A = 0,51 \cdot 0,64 = 0,326 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2,$$

расчетное сопротивление кладки сжатию  $R = 1,9 \text{ МПа}$  согласно табл. 1 приложения.

Коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,  $m_g = 1,0$ , так как  $h = 51 \text{ см} > 30 \text{ см}$ .

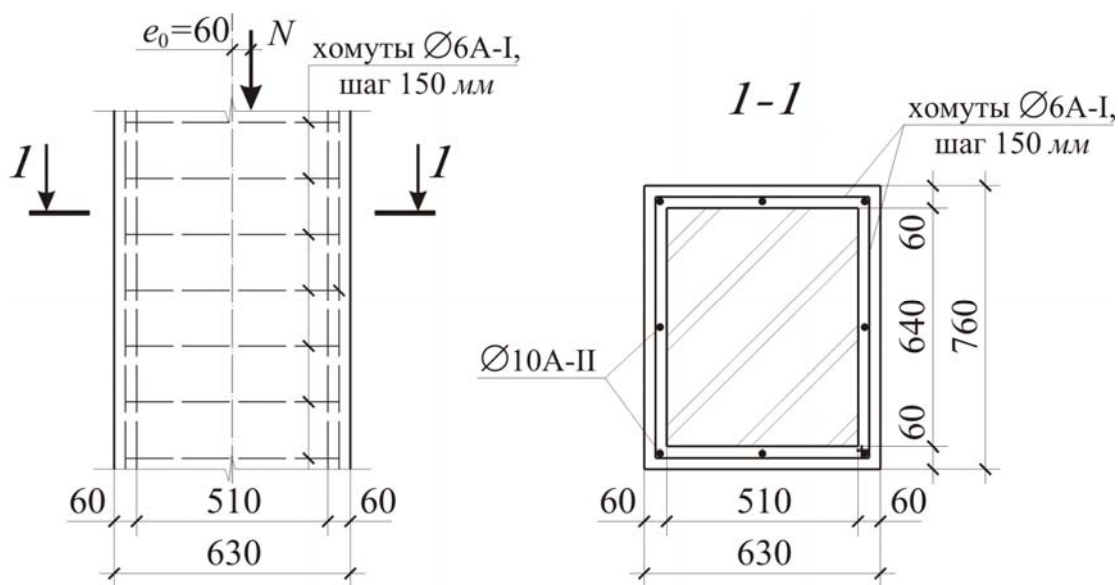


Рис. 7.2. К примеру 11

Необходимое увеличение несущей способности столба осуществляем путем устройства железобетонной обоймы, толщину которой, по конструктивным соображениям, назначаем минимальной и равной 6 см. Бетон для обоймы принимаем класса В15; продольное армирование –  $8\text{Ø}10\text{А-II}$  (площадью сечения  $A'_s = 6,28 \text{ см}^2$ ), поперечное – из стержней  $\text{Ø}6\text{А-I}$  с шагом  $s = 15 \text{ см}$ . Расчетное сопротивление бетона  $R_b = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65 \text{ МПа}$  с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{b2} = 0,9$  (см. табл. 12 приложения, [3, табл. 15]). Расчетное сопротивление продольной сжатой арматуры  $R_{sc} = 55,0 \text{ МПа}$ ; расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы  $R_{sw} = 150,0 \text{ МПа}$  (см. табл. 18 приложения).

Несущую способность столба, усиленного железобетонной обоймой, определяем по [2, формула (72)], при этом принимаем, что продольное усилие непосредственно на обойму не передается (коэффициент условий работы железобетона  $m_b = 0,35$ ).

Коэффициент условий работы кладки  $m_k = 0,7$ , поскольку кладка имеет повреждения. Коэффициенты  $\psi$  и  $\eta$  определяем по [2, формулы (74), (75)], соответственно

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 6}{51} = 0,765; \quad \eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 6}{51} = 0,529.$$

Процент армирования поперечными стержнями (хомутами) рассчитываем по [2, формула (76)]:

$$\mu = \frac{2A_s \cdot (h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 0,283 \cdot (51+64)}{51 \cdot 64 \cdot 15} \cdot 100 = 0,133 \%$$

Вычисляем площадь сечения бетона обоймы, заключенную между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя):

$$A_b = (59 + 72) \cdot 2 \cdot 4 = 1048 \text{ см}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,985$ , принимается в запас прочности как для кирпичной кладки по табл. 3 приложения с учётом высоты сечения с обоймой, в зависимости от гибкости столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3,0}{0,63} = 4,76 \text{ и упругой характеристики кладки } \alpha = 1000 \text{ (см.}$$

табл. 2 приложения).

Расчетная несущая способность столба с обоймой равна:

$$\begin{aligned} N_u &= \psi \cdot \varphi \cdot \left[ \left( m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{3\mu}{1+3\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s \right] = \\ &= 0,765 \cdot 0,985 \cdot \left[ \left( 1 \cdot 0,7 \cdot 1,9 + 0,529 \cdot \frac{3 \cdot 0,133}{1+3 \cdot 0,133} \cdot \frac{150}{100} \right) \times \right. \\ &\quad \left. \times 0,326 + 0,35 \cdot 7,65 \cdot 0,105 + 55 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} \right] \cdot 10^3 = 619,80 \text{ кН.} \end{aligned}$$

$N_u = 619,8 \text{ кН} > N = 600 \text{ кН}$ ; следовательно, принятое усиление столба железобетонной обоймой достаточное.

## КОНТРОЛЬНЫЕ ТЕСТЫ

**1. Каменная кладка применяется в конструкциях, подверженных ...**

- а) осевому или внецентренному сжатию с небольшим эксцентриситетом;
- б) изгибу;
- в) растяжению;
- г) внецентренному сжатию с большим эксцентриситетом;
- д) во всех вышеуказанных случаях.

О т в е т : «а»

**2. Какой метод расчета используется при проектировании каменных конструкций?**

- а) метод предельных усилий;
- б) метод равновесия;
- в) метод стержневых моделей;
- г) метод предельных состояний;
- д) энергетический метод.

О т в е т : «г»

**3. Что учитывает коэффициент изменчивости прочности кладки?**

- а) повышение прочности с течением времени;
- б) нижнюю границу фактора «руки каменщика»;
- в) влияние прочности раствора швов на прочность каменной кладки;
- г) влияние температурно-влажностных условий твердения на прочность каменной кладки;
- д) верхнюю границу фактора «руки каменщика».

О т в е т : «б»

**4. Какие размеры имеет обыкновенный глиняный кирпич?**

- а) 100×200×50 мм;
- б) 120×250×65 мм;
- в) 150×200×100 мм;
- г) 150×250×55 мм;
- д) 150×250×65 мм.

О т в е т : «б»

**5. Какие испытания проводят для определения марки камня?**

- а) на изгиб;
- б) на сжатие;
- в) на сжатие с учетом прочности при изгибе;
- г) на срез;
- д) на растяжение.

О т в е т : «в»

**6. Какой размер ребра имеют кубики, используемые для определения прочности раствора?**

- а) 100 мм;
- б) 150 мм;
- в) 65 мм;
- г) 70,7 мм;
- д) 110 мм.

О т в е т : «г»

**7. Сколько стадий разрушения при осевом сжатии каменной кладки?**

- а) 2;
- б) 3;
- в) 4;
- г) 5;
- д) 1.

О т в е т : «в»

**8. Нормативная призмная прочность каменной кладки определяется испытанием призм размерами ...**

- а) 0,25×0,38×1,0 м;
- б) 0,38×0,51×1,1 м;
- в) 0,25×0,25×1,0 м;
- г) 0,38×0,38×1,0 м;
- д) 0,51×0,51×1,1 м.

О т в е т : «б»

**9. Прочность раствора рационально принимать равной величине ...**

- а) от 0,5 до 1,0 прочности камня;
- б) в 3 раза выше прочности камня;
- в) в 2 раза выше прочности камня;
- г) в 1,5 раза выше прочности камня;
- д) в 5 раз выше прочности камня.

О т в е т : «а»

**10. Условный предел текучести каменной кладки – это величина напряжений  $\sigma$ , ...**

- а) равная пределу прочности кладки  $R$ ;
- б) меньшая предела прочности каменной кладки в 0,75 раза;
- в) которая больше предела прочности каменной кладки и при которой касательный модуль равен 0;
- г) меньшая предела прочности в 0,5 раза;
- д) большая предела прочности на 20 %.

О т в е т : «в»

**11. По какой формуле производится расчет центрально-сжатых элементов?**

- а)  $N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A$ ;
- б)  $N \leq R \cdot A$ ;
- в)  $N \leq \varphi \cdot R \cdot A$ ;
- г)  $N \leq \varphi \cdot m_g \cdot R_y \cdot A_c$ ;
- д)  $N \leq \varphi \cdot R_y \cdot A_c$ .

О т в е т : «а»

**12. Что учитывает коэффициент  $\omega$  в формуле расчета прочности внецентренно сжатых элементов ( $N \leq \varphi_1 \cdot m_g \cdot \omega \cdot R \cdot A_c$ )?**

- а) пластические деформации каменной кладки;
- б) эффект повышения прочности в результате сдерживания поперечных деформаций незагруженной (или менее загруженной) частью кладки;
- в) влияние продольного изгиба на прочность каменной кладки при внецентренном сжатии;
- г) влияние размеров площадки передачи нагрузки;
- д) влияние случайного эксцентриситета на прочность внецентренно сжатого элемента.

О т в е т : «б»

**13. От чего в первую очередь зависит несущая способность многослойных стен?**

- а) от несущей способности всех слоев;
- б) от несущей способности самого слабого слоя;
- в) от несущей способности связей слоев;
- г) от несущей способности самого прочного слоя.

О т в е т : «г»

**14. Проектирование неармированных каменных конструкций на изгиб по неперевязанным швам ...**

- а) допускается;
- б) не допускается;
- в) допускается при установке арматурных сеток в неперевязанных швах;
- г) допускается с использованием прочных растворов;
- д) допускается при использовании слабых растворов.

О т в е т : «б»

**15. Поперечное сетчатое армирование – это армирование с расположением сеток ...**

- а) в горизонтальных швах;
- б) в вертикальных швах;
- в) вдоль продольных граней конструкции;
- г) вокруг поверхности конструкции.

О т в е т : «а»

**16. В каком случае применяется сетчатое армирование каменной кладки?**

- а) в сжатых элементах при гибкости  $\lambda_h = \frac{l_0}{h} \leq 15$  и эксцентриситете  $e_0 \leq 0,17h$ ;
- б) для элементов из бетонных камней;
- в) для элементов с большой гибкостью  $\lambda_h > 15$  (или  $\lambda_i > 53$ );
- г) для элементов с большими эксцентриситетами;
- д) для изгибаемых элементов

О т в е т : «а»

## КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Основные достоинства и недостатки каменных конструкций.
2. Классификация каменных материалов.
3. Каким образом классифицируются строительные растворы?
4. Прочностные свойства кладки.
5. Деформативные свойства кладки, модуль деформаций.
6. Опишите стадии работы кладки при сжатии.
7. Изложите предпосылки и основы расчета каменной кладки на центральное сжатие.
8. Каким образом выполняется расчет каменных конструкций на внецентренное сжатие?
9. Поясните метод расчета каменных конструкций на смятие.
10. От каких факторов зависит коэффициент продольного изгиба каменной кладки при сжатии?
11. Как влияет длительность действия нагрузки на несущую способность сжатых каменных элементов?
12. Изложите расчет каменных конструкций на изгиб, растяжение и срез.
13. В чем заключается суть расчета каменной кладки по деформациям?
14. Какие виды армокаменных конструкций вы знаете?
15. Особенности расчета каменных конструкций с сетчатым армированием на центральное сжатие.
16. Какие факторы определяют прочность внецентренно сжатых конструкций с сетчатым армированием?
17. Как производится расчет каменных конструкций при изгибе?
18. Особенности расчета каменной кладки с косвенным армированием по деформациям.
19. С какой целью, и каким образом здания расчленяют температурно-усадочными и осадочными швами.



## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Настоящее учебное пособие ориентировано на развитие самостоятельного изучения учебного материала студентами в соответствии с действующими программами, что особенно важно для организации учебного процесса. Рядом с теоретическими основами проектирования конструкций приведены конкретные примеры расчета и конструирования, что позволяет студенту использовать их как для закрепления теоретических знаний в качестве практических занятий, так и качестве руководства к разработке курсового и дипломного проектов.

Объем учебного пособия ограничил использование многих результатов плодотворных исследований работы каменных и армокаменных конструкций. Вопросы уточнения физически нелинейных задач для каменных и армокаменных конструкций, принципы оптимального проектирования каменных и армокаменных конструкций на основе методов математического программирования и в системе автоматического проектирования могут изучаться студентами в соответствующих спецкурсах или самостоятельно.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования [Текст]: СНиП II-22–81. СП 15.13330.2012 / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2012.
2. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22–81) [Текст]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
3. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст]: СП 52-101-2003 / Госстрой России – М.: ГУП ЦПП, 2004.
4. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования [Текст]: СНиП 2.01.07–85. СП 20.13330.2011 / Госстрой России – М.: ГУП ЦПП, 2011.
5. Кирпич и камни керамические. Технические условия [Текст]: ГОСТ 530–95. – М.: Изд-во стандартов, 1995.
6. Растворы строительные. Методы испытаний [Текст]: ГОСТ 5802–86. – М.: Изд-во стандартов, 1986.
7. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе [Текст]: ГОСТ 8462–85. – М.: Изд-во стандартов, 1985.
8. Бедов, А.И. Проектирование каменных и армокаменных конструкций [Текст] / А.И. Бедов, Т.А. Щепетьева. – М.: АСВ, 2008.
9. Фролов, А.К. Проектирование железобетонных, каменных и армокаменных конструкций [Текст] / А.И. Бедов, В.Н. Шпанова, А.Ю. Родина, Т.В. Фролова. – М.: АСВ, 2007.
10. Артюшин, Д.В. Примеры расчета и проектирования каменных и армокаменных конструкций [Текст]: учеб. пособие / Д.В. Артюшин. – Пенза: ПГУАС, 2009. – 58 с.

## ПРИЛОЖЕНИЕ

Справочные сведения, необходимые для расчёта  
каменных и армокаменных конструкций

Продолжение приложения

Таблица 1

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

Марка кирпича или камня	При марке раствора								При прочност-ти раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	-	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	-	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Примечание. Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85 – для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), легких и известковых растворах в возрасте до 3 мес.; 0,9 – для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

Уменьшать расчетное сопротивление сжатию не требуется для кладки повышенного качества – растворный шов выполняется под рамку с выравниванием и уплотнением раствора рейкой. В проекте указывается марка раствора для обычной кладки и для кладки повышенного качества.

Продолжение приложения  
Таблица 2

Значения упругой характеристики кладки  $\alpha$

Вид кладки	При марках раствора			При прочности раствора	
	25-200	10	4	0,2 (2)	нулевой
1. Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ( $\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$ )	1500	1000	750	750	500
2. Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и буга	1500	1000	750	500	350
3. Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4. Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	750	500	500	350
неавтоклавных	500	500	350	350	350
5. Из камней, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	500	350	350	200
неавтоклавных	500	350	200	200	200
6. Из керамических камней всех видов	1200	1000	750	500	350
7. Из кирпича глиняного пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8. Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9. Из кирпича глиняного полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200

**Примечания:**

1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью  $l_0/i \leq 28$  или отношением  $l_0/h \leq 8$  допускается принимать величины упругой характеристики кладки из кирпича всех видов как кладки из кирпича пластического прессования.

2. Приведенные в пп. 7-9 значения упругой характеристики  $\alpha$  для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.

3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной  $\alpha = 2000$ .

4. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики  $\alpha$  следует принимать с коэффициентом 0,7.

5. Упругие характеристики кладки из природных камней допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.

Продолжение приложения

Таблица 3

Значения коэффициентов продольного изгиба  $\varphi$

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

Примечания:

1. Коэффициент  $\varphi$  при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

2. Коэффициент  $\varphi$  для отношений  $\lambda_h$ , превышающих предельные, следует принимать при определении  $\varphi_c$  в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

3. Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик могут быть менее 200.

Таблица 4

Значения коэффициента  $\omega$

Вид кладки	Вид сечения	
	произвольной формы	прямоугольное
1. Кладка всех видов, кроме указанных в поз. 2	$1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45$	$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$
2. Кладка из керамических кирпича, камней и блоков пустотностью более 25 %; из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов, из природных камней (включая бут)	1	1

Примечание. Если  $2y < h$ , то при определении коэффициента  $\omega$  вместо  $2y$  следует принимать  $h$ .

Продолжение приложения

Таблица 5

Расчетные сопротивления кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению  $R_t$ , растяжению при изгибе  $R_{tb}$  и главным растягивающим напряжениям при изгибе  $R_{tw}$ , срезу  $R_{sq}$  при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам

Вид напряженного состояния	Обозначения	При марке раствора				При прочности раствора 0,2
		50 и выше	25	10	4	
<i>А. Осевое растяжение</i> 1. По непереязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление, рис. 1П,а) 2. По переязанному сечению (рис. 1П,б): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	$R_t$	0,08	0,05	0,03	0,01	0,005
		0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
		0,12	0,08	0,04	0,02	0,01
<i>Б. Растяжение при изгибе</i> 3. По непереязанному сечению для кладки всех видов и по косой штрабе (главные растягивающие напряжения при изгибе) 4. По переязанному сечению (рис. 1П,в): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	$R_{tb}(R_{tw})$	0,12	0,08	0,04	0,02	0,01
		0,25	0,16	0,08	0,04	0,02
		0,18	0,12	0,06	0,03	0,015
<i>В. Срез</i> 5. По непереязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление) 6. По переязанному сечению для бутовой кладки	$R_{sq}$	0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
		0,24	0,16	0,08	0,04	0,02

Примечания:

1. Расчетные сопротивления отнесены по всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному или параллельному (при срезе) направлению усилия.

2. Приведенные расчетные сопротивления кладки, следует принимать с коэффициентами:

- для кирпичной кладки с вибрированием на вибростолах при расчете на особые воздействия – 1,4;
- для вибрированной кирпичной кладки из глиняного кирпича пластического прессования, а также для обычной кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней – 1,25;
- для невибрированной кирпичной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести – 0,75;

## Продолжение приложения

- для кладки из полнотелого и пустотелого силикатного кирпича – 0,7, а из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков по экспериментальным данным;
- для зимней кладки, выполняемой способом замораживания, – по табл. 6.

При расчете по раскрытию трещин расчетные сопротивления растяжению при изгибе  $R_{tb}$  для всех видов кладки следует принимать без учета коэффициентов, указанных в настоящем примечании.

3. При отношении глубины перевязки кирпича (камня) правильной формы к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки осевому растяжению и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям принимаются равными указанным в табл. 5 величинам, умноженным на значения отношения глубины перевязки к высоте ряда.

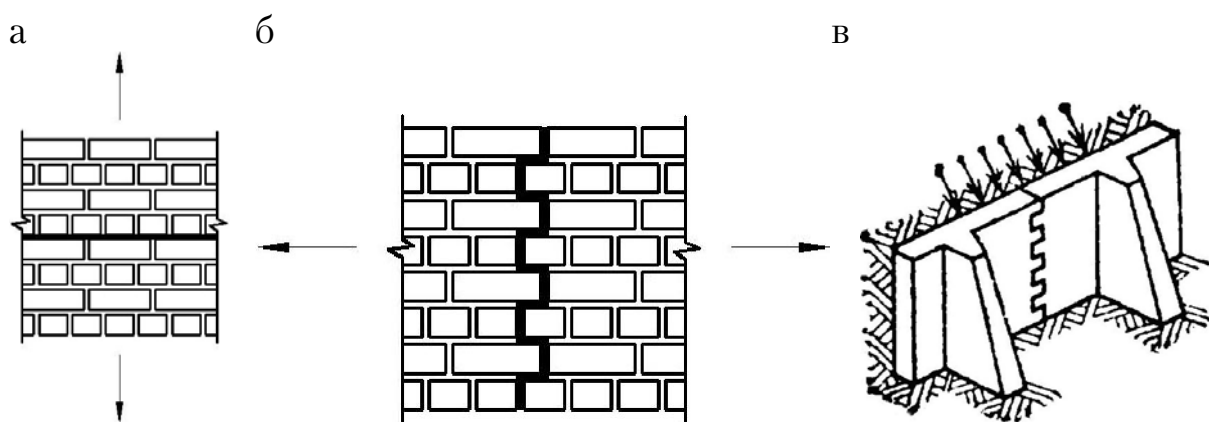


Рис. 1П. Растяжение кладки:

а – по неперевязанному сечению; б – по перевязанному сечению;  
в – при изгибе по перевязанному сечению



Продолжение приложения

Таблица 6

Значения коэффициентов условий работы кладки  $\gamma_{c1}$   
и сетчатой арматуры  $\gamma_{cs1}$

Вид напряженного состояния зимней кладки	$\gamma_{c1}$	$\gamma_{cs1}$
1. Сжатие отвердевшей (после оттаивания) кладки из кирпича	1,0	-
2. То же, бутовой кладки из постелистого камня	0,8	-
3. Растяжение, изгиб, срез отвердевшей кладки всех видов по растворным швам	0,5	-
4. Сжатие кладки с сетчатым армированием, возводимой способом замораживания в стадии оттаивания	-	0,5
5. То же отвердевшей (после оттаивания)	-	0,7
6. То же, возводимой на растворах с противоморозными добавками при твердении на морозе и прочности раствора не менее 1,5 МПа (15 кгс/см <sup>2</sup> ) в момент оттаивания	-	1,0

Таблица 7

Значения коэффициентов использования прочности слоев

Коэффициенты использования прочности слоев								
из бетонных камней $m$	из материалов $m_i$							
	керамические камни		кирпич глиняный пластического прессования		кирпич силикатный		кирпич глиняный полусухого прессования	
	$m$	$m_i$	$m$	$m_i$	$m$	$m_i$	$m$	$m_i$
Камни марок М25 и выше из бетонов на пористых заполнителях и из поризованных бетонов	0,8	1	0,9	1	1	0,9	1	0,85
Камни марок М25 и выше из автоклавных ячеистых бетонов	-	-	0,85	1	1	0,8	1	0,8
Камни марок М25 и выше из неавтоклавных ячеистых бетонов	-	-	0,7	1	0,8	1	0,9	1,0

Продолжение приложения  
Таблица 8

Значения коэффициента  $\xi_1$

Материал кладки	$\xi_1$ для нагрузок по схеме			
	рис. 2П,а,в,в <sub>1</sub> ,д,ж		рис. 2П,б,г,е,з	
	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок
1. Полнотелый кирпич, сплошные камни и крупные блоки из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях М50 и выше	2	2	1	1,2
2. Керамические кирпич и камни с пустотами, бутобетон	1,5	2	1	1,2
3. Пустотелые бетонные камни и блоки. Сплошные камни и блоки из бетона М35. Камни и блоки из ячеистого бетона и природного камня	1,2	1,5	1	1

Примечание. Для кладок всех видов на неотвердевшем растворе или на замороженном растворе в период его оттаивания при зимней кладке, выполненной способом замораживания, принимаются значения  $\xi_1$ , указанные в поз. 3 настоящей таблицы.

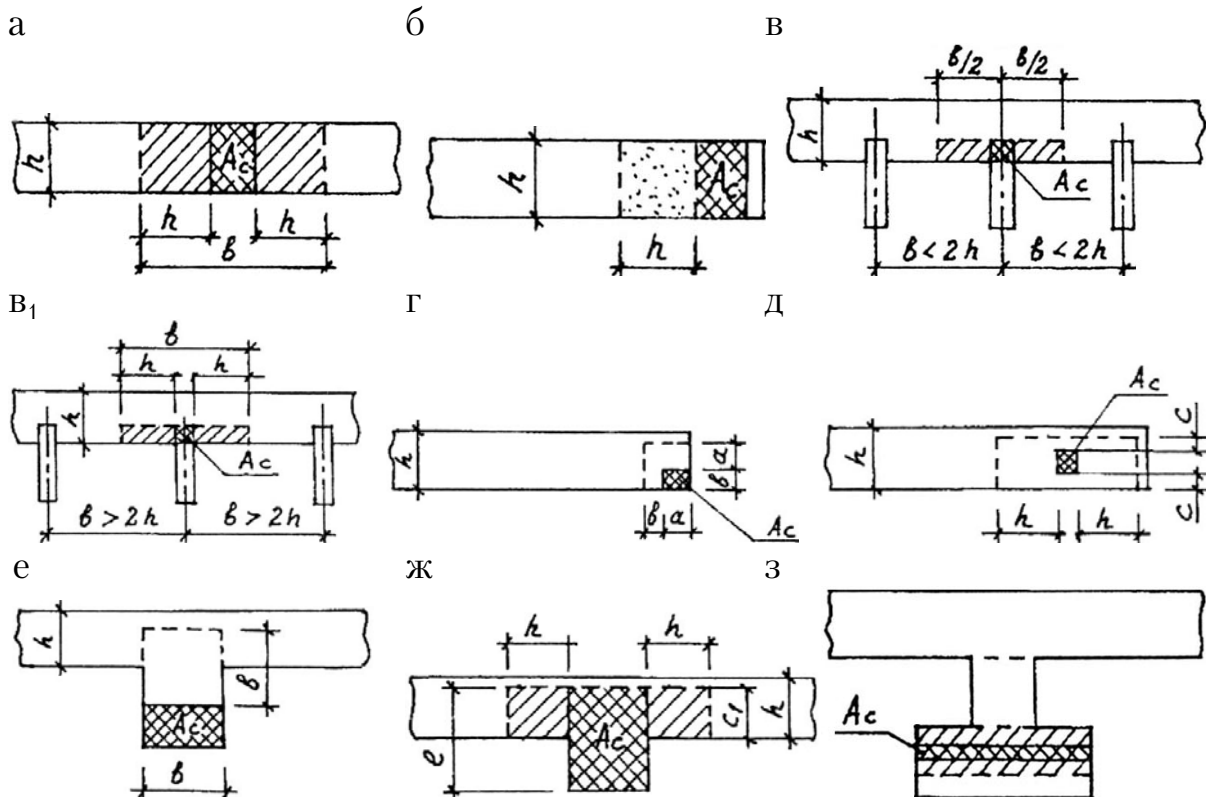


Рис. 2П. Определение расчетных площадей сечений при местном сжатии:  
а-з – различные случаи местного сжатия

Продолжение приложения

Таблица 9

Значения коэффициента  $k$

Вид кладки	Коэффициент $k$
1. Из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичная вибрированная кладка	2,0
2. Из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов	2,25

Таблица 10

Коэффициент условий работы кладки  $\gamma_r$

Характеристика и условия работы кладки	Предполагаемый срок службы конструкций, лет		
	100	50	25
1. Неармированная внецентренно нагруженная и растянутая кладка	1,5	2,0	3,0
2. То же с декоративной отделкой для конструкций с повышенными архитектурными требованиями	1,2	1,2	-
3. Неармированная внецентренно нагруженная кладка с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкости	1,2	1,5	-
4. То же с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой на замазке на жидком стекле	0,8	1,0	1,0

Примечание. Коэффициент условий работы при расчете продольно армированной кладки на внецентренное сжатие, изгиб, осевое и внецентренное растяжение и главные растягивающие напряжения принимается по настоящей таблице с коэффициентами:

$$k = 1,25 \text{ при } \mu \geq 0,1 \%;$$

$$k = 1 \text{ при } \mu \geq 0,05 \%.$$

При промежуточных процентах армирования – по интерполяции, выполняемой по формуле  $k = 0,75 + 5\mu$ .

Продолжение приложения

Таблица 11

Значения коэффициента условий работы  $\gamma_{cs}$  для арматуры классов

Вид армирования конструкций	A-I	A-II	Bp-I
1. Сетчатое армирование	0,75	-	0,6
2. Продольная арматура в кладке:			
а) продольная арматура растянутая	1	1	1
б) то же сжатая	0,85	0,7	0,6
в) отогнутая арматура и хомуты	0,8	0,8	0,6
3. Анкеры и связи в кладке:			
а) на растворе марки 25 и выше	0,9	0,9	0,8
б) на растворе марки 10 и ниже	0,5	0,5	0,6

Примечания:

1. При применении других видов арматурных сталей значения расчетных сопротивлений, приведенные в главе СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, принимаются не выше значений расчетных сопротивлений для арматуры классов А-II или соответственно Вр-I.

2. При расчете зимней кладки, выполненной способом замораживания, расчетные сопротивления арматуры при сетчатом армировании следует принимать с дополнительными коэффициентами условий работы  $\gamma_{cs1}$ , приведенными в табл. 6 приложения.

Продолжение приложения  
Таблица 12

Расчетные сопротивления бетона сжатию  $R_b$  и растяжению  $R_{bt}$

Вид сопротивления	Бетон	Значения расчетных сопротивлений бетона для предельных состояний первой группы $R_b$ и $R_{bt}$ при классе бетона по прочности на сжатие																			
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
Сжатие осевое (призмочность)	Тяжелый и мелкозернистый Легкий	-	-	-	-	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0	
		-	-	-	1,5	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	280	306	336	
Растяжение осевое $R_{bt}$	Ячеистый	0,63	0,95	1,3	1,6	2,2	3,1	4,6	6,0	7,0	7,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		6,42	9,69	13,3	16,3	22,4	31,6	46,9	61,2	71,4	78,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Растяжение осевое $R_{bt}$	Тяжелый	-	-	-	-	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65	
		-	-	-	-	2,65	3,77	4,89	5,81	6,73	7,65	9,18	10,7	12,2	13,3	14,3	14,8	15,8	16,3	16,8	
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		-	-	-	-	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65	
Мелкозернистый групп:	А	-	-	-	-	2,65	3,77	4,89	5,81	6,73	7,65	9,18	10,7	12,2	13,3	14,3	14,8	15,8	16,3	16,8	
		-	-	-	-	0,17	0,27	0,40	0,45	0,51	0,64	0,77	0,90	1,00	-	-	-	-	-	-	
		-	-	-	-	1,73	2,75	4,08	4,59	5,81	6,53	7,85	9,18	10,2	-	-	-	-	-	-	-
	В	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65	
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,65	9,18	10,7	12,2	13,3	14,3	14,8	15,8	16,3	16,8	

Продолжение приложения  
Окончание табл. 12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Легкий при мелком заполнителе:	плотном	-	-	<u>0,20</u>	<u>0,26</u>	<u>0,37</u>	<u>0,48</u>	<u>0,57</u>	<u>0,66</u>	<u>0,75</u>	<u>0,90</u>	<u>1,05</u>	<u>1,20</u>	<u>1,30</u>	<u>1,40</u>	-	-	-	-	-
				2,04	2,65	3,77	4,89	5,81	6,73	7,65	9,18	10,7	12,2	13,3	14,3					
Ячейстый		-	-	<u>0,20</u>	<u>0,26</u>	<u>0,37</u>	<u>0,48</u>	<u>0,57</u>	<u>0,66</u>	<u>0,74</u>	<u>0,80</u>	<u>0,90</u>	<u>1,00</u>	<u>1,10</u>	<u>1,20</u>	-	-	-	-	-
		<u>0,06</u>	<u>0,09</u>	<u>0,12</u>	<u>0,14</u>	<u>0,18</u>	<u>0,24</u>	<u>0,28</u>	<u>0,39</u>	<u>0,44</u>	<u>0,46</u>	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		0,613	0,918	1,22	1,43	1,84	2,45	2,86	4,00	4,49	4,69									

П р и м е ч а н и я :

1. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой – в кгс/см<sup>2</sup>.
2. Значения расчетных сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
3. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения  $R_{bt}$  принимают как для легких бетонов на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.
4. Для поризованного бетона значения  $R_b$  принимают такими же, как для легкого бетона, а значения  $R_{bt}$  умножают на коэффициент 0,7.
5. Для напрягающего бетона значения  $R_b$  принимают таким же, как для тяжелого бетона, а значения  $R_{bt}$  умножают на коэффициент 1,2.

Продолжение приложения  
Таблица 13

Расчетные сопротивления арматуры

Проволочная арматура классов	Диаметр арматуры, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )		
		растяжению		сжатию $R_{sc}$
		продольной $R_s$	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) $R_{sw}$	
Вр-I	3	375 (3850)	270 (2750)*	375 (3850)
	4	365 (3750)	265 (2700)*	
	5	360 (3700)	260 (2650)*	
В-II при классе прочности: 1500 1400 1300 1200 1100	3	1250 (12750)	1000 (10200)	500 (5100)
	4-5	1170 (11900)	940 (9600)	
	6	1050 (10700)	835 (8500)	
	7	1000 (10200)	785 (8000)	
	8	915 (9300)	730 (7450)	
	8	915 (9300)	730 (7450)	
Вр-II при классе прочности: 1500 1400 1200 1100 1000	3	1250 (12750)	1000 (10200)	500 (5100)
	4-5	1170 (11900)	940 (9600)	
	6	1000 (10200)	785 (8000)	
	7	915 (9300)	730 (7450)	
	8	850 (8700)	680 (6950)	
К-7 при классе прочности: 1500 1400	6-12	1250 (12750)	1000 (10200)	500 (5100)
	15	1160 (12050)	945 (9600)	
К-19	14	1250 (12750)	1000 (10200)	500 (5100)

\* При применении проволоки в вязаных каркасах значение  $R_{sw}$  следует принимать равным 325 МПа (3300 кгс/см<sup>2</sup>).

Продолжение приложения  
Таблица 14

Расчетные сопротивления арматуры

Стержневая арматура классов	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )		
	растяжению		сжатию $R_{sc}$
	продольной $R_s$	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) $R_{sw}$	
А-I	225 (2300)	175 (1800)	225 (2300)
А-II	280 (2850)	225 (2300)	280 (2850)
А-III диаметром, мм:			
6-8	355 (3600)	285* (2900)	355 (3600)
10-40	365 (3750)	290* (3000)	365 (3750)
А-IV	510 (5200)	405 (4150)	450 (4600)
А-V	680 (6950)	545 (5550)	500 (5100)
А-VI	815 (8300)	650 (6650)	500 (5100)
АТ-VII	980 (10 000)	785 (8000)	500 (5100)
А-IIIв с контролем:			
удлинения и напря-	490 (5000)	390 (4000)	200 (2000)
жения			
только удлинения	450 (4600)	360 (3700)	200 (2000)

\* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения  $R_{sw}$  принимаются равными 255 МПа (2600 кгс/см<sup>2</sup>).

Таблица 15

Нормативные сопротивления арматуры

Стержневая арматура классов	Нормативные сопротивления растяжению $R_{sn}$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
А-I	235 (2400)
А-II	295 (3000)
А-III	390 (4000)
А-IV	590 (6000)
А-V	788 (8000)
А-VI	980 (10000)
АТ-VII	1175 (12000)
А-IIIв	540 (5500)



Продолжение приложения  
Таблица 16

Нормативные сопротивления арматуры

Проволочная арматура классов	Класс прочности	Диаметр арматуры, мм	Нормативные сопротивления растяжению $R_{sn}$ и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
Вр-I	-	3	410 (4200)
		4	405 (4150)
		5	395 (4050)
В-II	1500	3	1500 (15300)
	1400	4-5	1400 (14250)
	1300	6	1300 (13250)
	1200	7	1200 (12200)
	1100	8	1100 (11200)
Вр-II	1500	3	1500 (15300)
	1400	4-5	1400 (14250)
	1200	6	1200 (12200)
	1100	7	1100 (11200)
	1000	8	1000 (10200)
К-7	1500	6-12	1500 (15300)
	1400	15	1400 (14250)
К-19	1500	14	1500 (15300)

Примечания:

1. Класс прочности проволочной арматуры – установленное стандартами значение ее условного предела текучести в Н/мм<sup>2</sup>.

2. В обозначении проволочной арматуры классов В-II, Вр-II, К-7 и К-19 в соответствии с государственными стандартами указывают ее класс прочности (например, обозначение проволоки класса В-II диаметром 3 мм – Ø3В1500, класса Вр-II диаметром 5 мм – Ø5Вр1400, канатов класса К-7 диаметром 12 мм – Ø12К7-1500).

Продолжение приложения  
Таблица 17

Сортамент арматуры

Номиналь- ный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм <sup>2</sup> , при числе стержней										Теорети- ческая масса 1 м длины ар- матуры, кг	Диаметр арматуры классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		А-I	А-II	А-III	Аг- IIIС
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	+	-	-
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	+	-	-
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	-
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	-
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	+	+	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,34	+	+	+	-	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	+	-	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	+	-	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	+	-	-

Продолжение приложения  
Окончание табл. 17

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	+	—	—
45	1590,4	3181	4771	6362	7952	9542	11133	12723	14313	12,49	—	+	—	—	—
50	1963,5	3927	5891	7854	9818	11781	13745	15708	17672	15,41	—	+	—	—	—
55	2376	4752	7128	9504	11880	14256	16632	19008	21384	18,65	—	+	—	—	—
60	2827	5654	8481	11308	14135	16962	19789	22 616	25443	22,19	—	+	—	—	—
70	3848	7696	11544	15392	19240	23088	26936	30784	34632	30,21	—	+	—	—	—
80	5027	10055	15081	20108	25135	30162	35190	40216	45243	39,46	—	+	—	—	—

П р и м е ч а н и я :

1. Номинальный диаметр стержней для арматурных сталей периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781–82.
2. Знак «+» означает наличие диаметра в соргаменте для арматуры данного класса.
3. Теоретическая масса 1 м длины арматуры класса В-I принимается равной: 0,055 кг – при  $d = 3$  мм; 0,099 кг – при  $d = 4$  мм; 0,154 кг – при  $d = 5$  мм.

Окончание приложения

Таблица 18

Расчетные сопротивления арматуры, применяемой  
при устройстве обоев

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 обоев	43 (430)	55 (550)
То же при передаче нагрузки на обоев с одной стороны	130 (1300)	160 (1600)
То же при передаче нагрузки с двух сторон	190 (1900)	240 (2400)

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ.....	3
ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. МАТЕРИАЛЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ДЛЯ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	6
1.1. Каменные материалы и изделия для кладки.....	6
1.2. Растворы для каменных кладок.....	13
1.3. Арматура для каменных кладок.....	16
1.4. Виды каменных кладок.....	17
1.4.1. Классификация каменных кладок. Требования к перевязке кладки.....	17
1.4.2. Сплошные кладки.....	19
1.4.3. Многослойные и пустотелые кладки.....	23
2. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КАМЕННОЙ КЛАДКИ.....	27
2.1. Напряженное состояние камня и раствора при центральном сжатии кладки.....	27
2.2. Прочность кладки при различных силовых воздействиях.....	31
2.3. Начальный модуль деформаций и упругая характеристика кладки.....	36
3. РАСЧЕТ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ.....	38
3.1. Общие положения расчета каменной кладки по методу предельных состояний.....	38
3.2. Стадии работы кладки при сжатии.....	39
3.3. Центральное сжатые элементы.....	40
3.4. Внецентренное сжатие.....	41
3.5. Местное сжатие (смятие кладки).....	44
3.6. Изгиб кладки.....	46
3.7. Центральное-растянутые элементы.....	46
3.8. Расчет каменных элементов на срез.....	47
3.9. Расчет по предельным состояниям второй группы.....	47
4. АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....	50
4.1. Виды армокаменных конструкций.....	50
4.2. Расчет прочности каменной кладки с сетчатым армированием.....	55

4.3. Расчет прочности армокаменных конструкций с продольным армированием.....	56
4.4. Расчет армокаменной кладки по предельным состояниям второй группы .....	60
5. КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ .....	62
5.1. Центральнo-сжатые элементы .....	62
5.2. Внецентреннo сжатые элементы .....	66
5.3. Смятие (местное сжатие) .....	71
5.4. Многослойные стены .....	73
6. АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ .....	77
6.1. Центральнo-сжатые элементы .....	77
6.2. Внецентреннo сжатые элементы .....	82
7. КАМЕННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ, УСИЛЕННЫЕ ОБОЙМОЙ.....	87
7.1. Внецентреннo сжатые элементы, усиленные стальной обоймой.....	87
7.2. Внецентреннo сжатые элементы, усиленные железобетонной обоймой .....	89
КОНТРОЛЬНЫЕ ТЕСТЫ .....	92
КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ.....	96
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	97
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	98
ПРИЛОЖЕНИЕ. Справочные сведения, необходимые для расчёта каменных и армокаменных конструкций .....	99



Учебное издание

Артюшин Дмитрий Викторович  
Туманов Антон Вячеславович

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**  
Учебное пособие

В авторской редакции  
Верстка Н.А. Сазонова

---

Подписано в печать 8.05.13. Формат 60×84/16.  
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.  
Усл. печ. л. 6,9. Уч.-изд. л. 7,44. Тираж 80 экз.  
Заказ №101.



---

Издательство ПГУАС.  
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.