МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ (СИБСТРИН)

В.В. ГАБРУСЕНКО

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В ВОПРОСАХ И ОТВЕТАХ

Учебное пособие

НОВОСИБИРСК 2012

УДК 624.012
ББК 38.51
Г 122

Габрусенко В. В.
Основы проектирования каменных и армокаменных конструкций в вопросах и ответах / В. В. Габрусенко ; Новосиб. гос. архитектур.-строит. ун-т (Сибстрин). – Новосибирск : НГАСУ (Сибстрин), 2012. – 180 с.

ISBN 978-5-7795-0571-0

Учебное пособие предназначено студентам строительных специальностей вузов, изучающим каменные конструкции в составе общего курса железобетонных и каменных конструкций. Оно может быть также полезно инженерам-проектировщикам в практическом отношении, а преподавателям вузов и техникумов – в методическом отношении.

Пособие содержит более 170 вопросов и ответов и разделено на шесть глав, охватывающих все основные разделы курса. Вопросы проектирования конструкций инженерных сооружений (подпорных стен, дымовых труб, подземных сооружений и т.д.), изучаемые в специальных курсах, в книге не рассматриваются.

Печатается по решению издательско-библиотечного совета
НГАСУ (Сибстрин)

Рецензенты:
- И.В. Харламов, канд. техн. наук, профессор, завкафедрой строительных конструкций (АлтГТУ им. И.И. Ползунова);
- В.В. Бабков, д-р техн. наук, профессор (УГНТУ);
- В.А. Беккер, канд. техн. наук, профессор (НГАСУ (Сибстрин))

ISBN 978-5-7795-0571-0
© Габрусенко В.В., 2012
© Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (Сибстрин), 2012

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение…… 4
Глава 1. Камень, раствор и каменная кладка……..... 5
Глава 2. Прочность и деформативность каменной кладки……... 12
Прочность…… 12
Прочность зимней кладки……..... 24
Деформативность…… 30
Глава 3. Несущая способность элементов каменной кладки……... 37
Центральное сжатие…… 37
Внецентренное сжатие…… 41
Смятие…….. 51
Растяжение, изгиб и срез…… 64
Глава 4. Несущая способность усиленных элементов……... 69
Элементы с сетчатым армированием…….. 70
Элементы с продольным армированием…….. 75
Комплексные элементы…….. 85
Элементы с обоймами…… 90
Глава 5. Здания……... 95
Здания с жесткой конструктивной схемой……... 98
Здания с упругой конструктивной схемой……..... 109
Деформационные швы……..... 111
Глава 6. Части зданий…… 114
Анкеровка стен и колонн в перекрытиях…… 114
Стены с разной степенью нагружения..……..... 118
Опирание элементов конструкций на кладку…….. 124
Стены производственных зданий. Висячие стены. Минимальная толщина стен и колонн…….. 129
Многослойные стены и стены с облицовками……. 136
Стены подвала……. 143
Перемычки……..... 148
Карнизы и парапеты …….. 152
Библиографический список…….. 157
Приложение 1. Справочные таблицы…….. 161
Приложение 2. Условные обозначения……..... 179

ВВЕДЕНИЕ

Железобетонным конструкциям в вузовских программах уделяется намного больше внимания, чем каменным. Вызвано это не только тем, что железобетон более труден для изучения и более многообразен в применении, но и сложившимся еще в 1960-е годы официальным мнением о том, что каменная кладка – это материал прошлого, поскольку он не отвечает требованиям индустриализации строительства.

С конца 1990-х гг. началось некоторое оживление гражданского строительства, причем на качественно ином уровне, так как архитекторы стали свободней в выборе объемно-планировочных и фасадных решений. И здесь одним из наиболее пластичных (в архитектурном смысле) и выразительных материалов оказался обыкновенный кирпич.

Инженерам, привыкшим проектировать железобетонные или металлические конструкции, пришлось срочно вспоминать и проектирование каменных конструкций. К сожалению, под руками у них были только Строительные нормы и Пособие по проектированию, которые указывали *как* делать, но не объясняли, *почему так* делать. Объяснения давали учебники и учебные пособия, однако обстоятельных книг по каменным конструкциям оказалось явно недостаточно.

Указанными причинами и было вызвано появление на свет настоящей книги, в которой значительное внимание уделено экспериментально-теоретическим основам расчета и конструирования каменной кладки, а также некоторым смежным вопросам из области строительных материалов и области строительного производства. Пособие адресовано студентам вузов строительных специальностей, и инженерам проектных и строительных организаций, желающим освежить или восстановить свои знания и увидеть некоторые привычные вопросы под новым углом зрения.

Книга написана в форме вопросов и ответов. Насколько она вышла удачной, судить читателям. И если их оценка окажется положительной, то во многом благодаря рецензентам, высказавшим полезные советы и пожелания при подготовке рукописи, за что автор приносит им свою искреннюю благодарность.

Глава 1.
КАМЕНЬ, РАСТВОР И КАМЕННАЯ КЛАДКА

1.1. В каких конструктивных элементах применяют каменную кладку?

Каменная кладка – это композитный строительный материал, который состоит из искусственных или природных камней и связующего их строительного раствора. Прослойки раствора (швы) позволяют равномерно передавать давление от одних камней к другим и защищают стены от продувания.

Каменная кладка, как и ее составляющие, обладает намного более высокой прочностью при сжатии, чем при растяжении, поэтому и применяют ее в конструкциях, работающих преимущественно на сжатие, – стенах, колоннах, фундаментах, арках, сводах, а также в некоторых инженерных сооружениях (подпорных стенах, дымовых трубах и др.).

1.2. Из каких материалов изготавливают камни для кладки?

По виду материалов камни подразделяются на керамические, силикатные, бетонные и природные.

Керамические камни (в том числе кирпич) изготавливают из глинистых и кремнеземистых пород и промышленных отходов и обжигают в печах. По влажности исходного сырья различают камни пластического формования и полусухого прессования. Первые более дороги, зато обладают более высокой морозостойкостью.

Силикатные камни изготавливают из песка и извести и подвергают термической обработке в автоклавах. Эти камни обладают достаточно высокой прочностью, но морозостойкость у них ниже, чем у керамических камней пластического формования. Поэтому силикатные камни (как и керамические камни полусухого прессования) не рекомендуется применять в кладке цоколей, карнизов, а также тех наружных стен, которые ограждают помещения с высокой влажностью – бань, душевых, плавательных бассейнов, автомоек.

Бетонные камни изготавливают из различных видов бетона – тяжелых, на легком заполнителе (керамзите, шлаке и др.) и ячеистых (газобетон и пенобетон). Камни из тяжелого бетона обладают наиболее высокой прочностью и морозостойкостью, но у них очень высокая плотность, а потому и слабые теплозащитные свойства. У камней из ячеистого бетона, наоборот, прочность низка, а теплозащитные свойства высоки.

Свойства *природного камня* зависят от его плотности. Камни мягких пород (легкий известняк, туф) имеют сравнительно невысокую теплопроводность и легко обрабатываются, поэтому их применяют для надземных стен зданий. Однако их промышленные месторождения находятся, в основном, за пределами нынешней территории России. Камни твердых пород (гранит, диорит, базальт и др.) обладают исключительно высокой плотностью и долговечностью, но их обработка дорога, а теплозащитные свойства низки. Такие камни изредка применяют в цоколях особо ответственных или представительных зданий, чаще же камни твердых пород используют в бутовой кладке.

1.3. Что такое кирпич, камни и блоки?

Главные различия между ними – в размерах и массе. Кирпич предназначен для взятия и укладки одной рукой (его масса не должна превышать 4,3 кг), камни – двумя руками, а блоки – с помощью грузоподъемного механизма.

У кирпича стандартные горизонтальные размеры 250×120 мм, а толщина – 65 (одинарный) или 88 (утолщенный) мм. Кирпич толщиной 88 мм иногда называют «модульным». Некоторые заводы изготавливают также кирпич толщиной 103 мм («полуторный»). Поскольку масса сплошного утолщенного и полуторного кирпича превышает 4,3 кг, то для облегчения такой кирпич изготавливают пустотелым (дырчатым). Пустоты заодно снижают теплопроводность кладки. Пустотелым бывает также и кирпич толщиной 65 мм. Пустоты выполняют преимущественно в виде вертикальных отверстий – круглых, квадратных или щелевидных.

Искусственные камни могут быть сплошными (из легких или ячеистых бетонов) и пустотелыми (керамические, силикатные и бетонные). Их размеры варьируются в широких пределах. Часто такие камни неправильно называют блоками (например, «шлакоблоки» вместо «шлакобетонные камни»).

Стеновые блоки из легкого бетона и кирпичной кладки явились, наряду с панелями, огромным шагом в повышении индустриализации и удешевлении строительства, особенно при возведении массового жилья. Их широко применяли в 1940–70-е гг., затем по ряду причин они утратили свое былое значение. В настоящее время блоки (из тяжелого бетона) используют, главным образом, в фундаментах, стенах подвалов и невысоких подпорных стенах.

1.4. Что такое бутовая кладка?

Если камни всех видов имеют правильную форму, т.е. форму параллелепипеда, то в бутовой кладке применяют камни неправильной формы, так как тёска или распиловка природного камня тяжелых и твердых пород – дело исключительно трудоемкое и экономически редко оправданное. Различают две формы бута – «постелистую» (с более-менее плоскими горизонтальными гранями) и «рваную» (похожую на булыжник).

Отличительная особенность такой кладки – хаотическое расположение швов и большая изменчивость их толщины. Бутовая кладка широко использовалась в фундаментах и наружных стенах подвалов до 1950–60-х гг., пока ее почти полностью не вытеснил бетон и железобетон. В настоящее время бутовая кладка иногда используется при сооружении невысоких подпорных стен, что вызвано, скорее, не конструктивными соображениями, а технологическими (не требуется опалубка и грузоподъемные механизмы) или архитектурными (живописная фактура поверхности).

1.5. Какие растворы применяют для каменной кладки?

Лучшими являются смешанные растворы – цементно-известковые или цементно-глиняные. Известь и глина являются пластификаторами, их добавление повышает водоудерживающую способность и пластичность раствора и улучшает его удобоукладываемость. Водоудерживающая способность препятствует быстрому высыханию (отсасыванию камнем воды из раствора), а пластичность важна для равномерного расстилания раствора и обеспечения необходимой толщины шва.

В зависимости от марки вяжущего и требуемой прочности раствора объем пластифицирующих добавок может составлять от 10 до 60 % объема цемента (табл. 5, прил. 1). Вместо извести и глины можно применять и органические пластификаторы.

Состав растворов и вид вяжущих зависит также от условий эксплуатации конструкций – нормальная или повышенная влажность в помещениях, отсутствие или наличие воздействия агрессивных жидкостей и газов и т.д.

1.6. Как долго раствор набирает проектную прочность?

Правильно приготовленный раствор на основе цемента должен набрать проектную прочность через 28 суток при температуре твердения +20±2 ºС. В возрасте 14 суток его прочность составляет 80 %, в возрасте 7 суток – 55 %, а в возрасте 3 суток – 33 % проектной. В старые времена, до начала широкого применения цемента, преимущественно использовали известковый раствор, который набирает прочность намного дольше. Например, известковый раствор традиционного состава *1:4,5* проектную прочность набирает лишь через 6 месяцев, а в возрасте 28 суток его прочность составляет не более 40 % проектной. Тем не менее известковый раствор вполне допустимо применять и в настоящее время (известь существенно дешевле цемента), например, при строительстве жилых домов высотой 1…2 этажа.

1.7. Какова объемная масса (плотность) каменной кладки?

Она зависит, в первую очередь, от объемной массы (плотности) камня, колеблющейся в широких пределах. Например, объемная масса камня из ячеистого бетона может составлять 600, а природного камня (диабаз, гранит) – 3000 кг/м^3. Даже объемная масса глиняного кирпича колеблется от 1300 до 2000 кг/м^3 в зависимости от наличия пустот, суммарного их объема и способа производства (полусухого прессования или пластического формования).

Изменение плотности раствора влияет меньше, поскольку он занимает небольшую долю в объеме кладки. Да и плотность самого раствора меняется в меньших пределах, всего от 1800 до 2000 кг/м^3, редко больше (растворы на легких заполнителях в массовом строительстве ныне почти не применяют). В некоторых видах кладки из газобетонных камней вместо раствора используют специальные клеящие мастики.

Поэтому при подсчете собственного веса кладки необходимо знать паспортные характеристики камня, предоставляемые заводом-изготовителем. Объемные массы некоторых видов кладки приведены в табл. 1.

Таблица 1

Вид кладки	Средняя плотность, кг/м^3		Процент от объема кладки		Средняя плотность кладки, кг/м^3
	Камня	Раствора	Камня	Швов	
Бутовая из известняка	2200…2500	1800	60…65	40…35	2100
Из сплошного кирпича	1700…2000	1800	76	24	1800
Из пустотелого кирпича	$\frac{1450}{1350}$	1800	76	24	$\frac{1500}{1400}$
Из сплошных шлакобетонных камней	1400…1600	1800	89	11	1600

1.8. Что такое марки камня и раствора?

Марка по прочности – это условное число, ниже которого не должен опускаться фактический средний предел прочности материала при сжатии (в кгс/см^2). Марки камня обозначены числовым рядом: 15, 25, 35, 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 400, …, 1000, а марки раствора – 4, 10, 25, 75, 100, 150, 200. Если, например, фактическая средняя прочность раствора оказалась 92 кгс/см^2, то этот раствор относится к марке 75. Требуемые марки камня и раствора обязательно указывают в проекте. Минимально допустимые марки раствора для кладки стен приведены в табл. 3 и 4, прил. 1.

Прочность бетонных камней и блоков вместо марок обозначается классами (В5; В7,5; В10; В15 и т.д.), численно соответствующими кубиковой прочности в МПа с обеспеченностью 0,95 при коэффициенте вариации 0,135. Для перехода к маркам значение класса следует разделить на 0,0764. Например, класс В15 примерно соответствует марке 200.

Кроме марок по прочности, существуют еще марки по морозостойкости, характеризующие количество циклов попеременного замерзания и оттаивания, при которых материал сохраняет прочность. В зависимости от срока службы и условий эксплуатации кладки, принимают марки по морозостойкости от F15 до F50 (см. табл. 1, прил. 1). Кирпич и камни подразделяются на рядовые и лицевые (облицовочные), а ГОСТ 530-2007 подразделяет керамические камни и кирпич также по формату и по средней плотности.

1.9. Как определяют марки камня и раствора по прочности?

Марку кирпича и керамических камней определяют испытанием образцов в соответствии с ГОСТ 8462-85. Камни испытывают только на сжатие, а кирпич – на сжатие и изгиб, поскольку кирпич в кладке, по сравнению с камнями, подвержен воздействию значительно бо́льших растягивающих сил и изгибающих моментов (см. вопросы 2.4–2.6). Оценку результатов испытания керамических камней выполняют по ГОСТ 530-2007 (табл. 2, прил. 1), а силикатных камней по ГОСТ 379-95.

Марку раствора определяют по результатам испытания кубов размерами 70,7×70,7×70,7 мм в соответствии с требованиями ГОСТ 5802-86. Образцы должны храниться при температуре 20±2 ºС, а испытания проводят в возрасте 28 суток.

В тех случаях, когда требуется определить марку раствора существующей кладки (например, при обследовании зданий), из кладки отбирают пластинки затвердевшего раствора, склеивают их послойно и обрабатывают поверхности до получения кубиков с размером ребра в пределах 20…40 мм. Допускается и другой способ, изложенный в СП 92-101-98: продавливание пластинок цилиндрическими штампами.

1.10. Как обозначают камни?

В проекте здания должна быть обязательно указана не только марка камня по прочности и по морозостойкости, но и вид камня. Делается это с помощью условных обозначений, приведенных в ГОСТ.

Например, кирпич керамический одинарный рядовой полнотелый формата 1НФ (т.е. размерами 250×120×65 мм) марки по прочности 100, класса по плотности 2,0, марки по морозостойкости F25 обозначается *КОРПо 1НФ/100/2,0/25/ГОСТ 530-2007*. Силикатный одинарный рядовой кирпич марки по прочности 100, марки по морозостойкости F25 обозначается *СОР-100/25/ГОСТ 379-95*, а такой же утолщенный кирпич – *СУР-100/25/ГОСТ 379-95*.

Бетонные камни и блоки имеют свои обозначения – либо индивидуальные, принятые на заводах-изготовителях, либо указанные в соответствующих ГОСТах и типовых чертежах. Например, блоки стен подвала номинальной длиной 2,4 м, шириной 0,4 м, высотой 0,6 м из тяжелого бетона обозначаются *ФБС 24.4.8-Т ГОСТ 13579-78*. Условные обозначения очень важны при заказе изделий, так как они исключают путаницу и значительно упрощают делопроизводство.

Глава 2.
ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

Прочность

2.1. Как происходит разрушение каменной кладки при сжатии?

При сжатии каменной кладки наряду с продольными возникают и поперечные деформации, которые вызывают образование продольных трещин. По мере роста нагрузки количество трещин увеличивается, они растут в длину и ширину и разделяют кладку на отдельные тонкие столбики. Потеря устойчивости этих столбиков и приводит к разрушению всей кладки.

В кладке из кирпича толщиной 65 мм на растворе не выше марки 4 первые трещины образуются при отношении N_{crc}/N_u = = (0,4…0,6), на растворе марок 10 и 25 – при N_{crc}/N_u = (0,6…0,7), на растворе марок 50 и выше – при N_{crc}/N_u = (0,7…0,8). Здесь N_{crc} – нагрузка, соответствующая началу образования продольных трещин, N_u – разрушающая нагрузка.

Первые трещины обычно проходят через вертикальные швы и пересекают не более 2…3 рядов кладки, т.е. имеют длину 150…230 мм (рис. 1,а). Когда нагрузка достигает (0,8…0,9)N_u, трещины пересекают уже 6 рядов (рис. 1,б). При дальнейшем росте нагрузки – и даже без роста нагрузки, но при продолжительном ее действии – происходит разрушение.

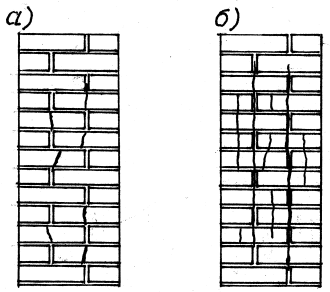


Рис. 1

Следует помнить, что само наличие продольных трещин, как правило, свидетельствует о перегрузке кладки – тем большей, чем выше прочность раствора и чем дольше кладка находится под нагрузкой. В практике часто встречаются случаи, когда обнаруженные в про-

стенках или колоннах небольшие и, на первый взгляд, не опасные трещины через несколько лет (при той же нагрузке) значительно увеличивались в длину и по ширине раскрытия и свидетельствовали уже об аварийном состоянии конструкции.

2.2. От чего зависит прочность кладки при сжатии?

Прочность кладки прежде всего зависит от качества материалов – прочности камня и раствора, правильности формы камня и пластичности раствора, а также от длительности действия нагрузки. Однако очень большую роль играет и «человеческий фактор», т.е. качество выполнения работ. В частности, на прочность кладки оказывает влияние толщина швов, тщательность заполнения вертикальных швов, качество перевязки и др. факторы.

2.3. Как влияет прочность камня и раствора на прочность кладки?

Зависимость между прочностью камня и раствора с одной стороны и пределом прочности кладки при центральном сжатии с другой с приемлемой точностью описывается формулой, предложенной еще в 1939 г. Л.И. Онищиком [18]:

$$R_u = AR_1[1 - a/(b + R_2/2R_1)],$$

где R_u, R_1, R_2 – пределы прочности при сжатии соответственно кладки, камня и раствора;

$A = (100 + R_1) / (100m + nR_1)$ – конструктивный коэффициент, характеризующий максимальную, теоретически возможную («конструктивную») прочность кладки, которая соответствует бесконечно большой прочности раствора ($R_2 \to \infty$). Здесь R_1 – в кгс/см^2; при размерности в МПа числа «100» в формуле заменяют числами «10»;

a, b, m, n – коэффициенты, зависящие от вида камня (табл. 2).

Приведенная формула справедлива для нормального качества кладки и при использовании достаточно подвижных и удобоукладываемых растворов. Если эти условия не соблюдаются, вводятся поправочные коэффициенты.

Таблица 2

Вид кладки	a	b	m	n
Кирпичная (высота ряда до 15 см) и из крупных кирпичных блоков	0,2	0,3	1,25	3,0
Из сплошных камней правильной формы (высота ряда 18…29 см)	0,15	0,3	1,1	2,5
То же, из пустотелых камней	0,15	0,3	1,5	2,5
Из сплошных крупных блоков (высота ряда 60 см и более) – из легкого бетона – из тяжелого бетона	0,09	0,3	A = 0,8 A = 0,9	
Из рваного бутового камня (в возрасте 3 мес)	0,3	0,25	2,5	8,0

На рис. 2 формула Онищика представлена в графическом виде для кладок из камней марки 100, в том числе для бутовой кладки (*1*), кирпичной кладки (*2*) и кладки из крупных блоков из тяжелого бетона (*3*).

Из графиков следует, что, во-первых, прочность кладки во всех случаях ниже прочности камня, во-вторых, прочность кладки зависит не только от прочности камня и раствора, но и от вида камня, и, в-третьих, повышение марки раствора более 75…100 существенного прироста прочности кладки не дает.

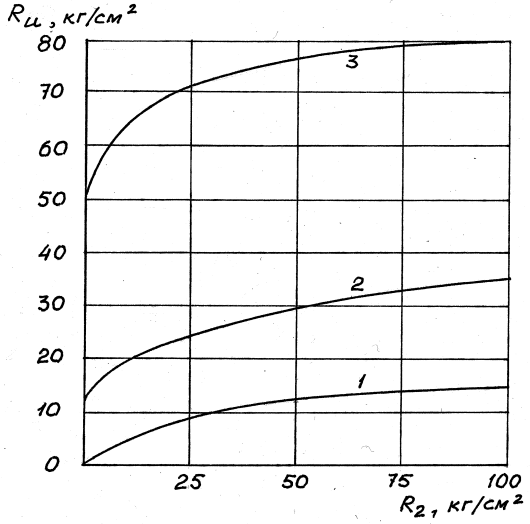


Рис. 2

2.4. Почему прочность кладки ниже прочности камня?

Как видно из рис. 2, прочность кирпичной кладки при слабых растворах составляет всего 10…15 %, а при прочных растворах – 30…35 % прочности кирпича.

Столь низкое использование прочности кирпича объясняется тем, что кладка находится в сложном напряженном состоянии. В ней, кроме нормальных (продольных) напряжений, возникают также поперечные напряжения, а в кирпиче – и напряжения изгиба.

2.5. Почему в кладке возникают поперечные напряжения?

Потому что поперечные деформации раствора в несколько раз больше, чем кирпича. На рис. 3,а схематически показано сравнение свободных поперечных деформаций кирпича (Δ_1) и раствора (Δ_2) при одинаковых нормальных напряжениях.

Однако за счет сил сцепления кирпич и раствор в кладке деформируются, практически, одинаково – кирпич сдерживает поперечные деформации раствора. В результате, в горизонтальных швах раствора возникают не только нормальные (вертикальные), но также и горизонтальные сжимающие напряжения, а в кирпиче (как реакция) – горизонтальные растягивающие напряжения (рис. 3,б). Роль этого фактора была подтверждена испытанием образцов кладки, выложенной на растворах одной марки, но разной деформативности.

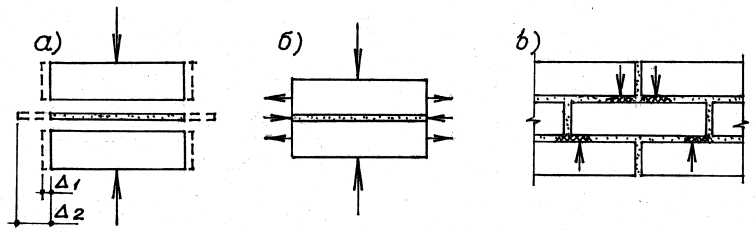


Рис. 3

Очевидно, что чем меньше толщина кирпича (камня вообще), тем меньше площадь его вертикального сечения, тем выше в нем растягивающие напряжения, тем ниже при прочих равных условиях прочность кладки.

2.6. Почему в камне возникают изгибные напряжения?

Причиной является неравномерная плотность горизонтальных швов, степень которой зависит от пластичности раствора и квалификации каменщика (равномерности прижима камня в процессе возведения кладки). На растворе неравномерной плотности камень лежит не на всей постели, а как бы на отдельных опорах (на более плотных участках раствора) и поэтому работает он не только на сжатие, но и на изгиб (рис. 3,в). Опыты подтвердили негативное влияние этого фактора: вибрирование свежевыложенной кладки, создающее более равномерную плотность растворных швов, повышает ее прочность в 1,5…2 раза.

С увеличением толщины (высоты сечения) камня прочность кладки возрастает, так как увеличивается момент сопротивления поперечного сечения камня, что уменьшает в нем изгибные напряжения.

Следовательно, прочность кладки в первую очередь обеспечивается прочностью камня на сжатие, изгиб и растяжение. Здесь и кроется причина того, почему прочность сплошных бетонных блоков на растворе марки 25 и выше используется на 70…80 % (кривая *3* на рис 2), т.е. в два с лишним раза эффективнее, чем прочность кирпича. Именно поэтому для определения марки кирпича проводят его испытания не только на сжатие, но и на изгиб (вопрос 1.9).

Уместно, однако, заметить, что с течением времени горизонтальные швы под нагрузкой уплотняются (в том числе и за счет ползучести раствора), а это приводит к более равномерному давлению камня, уменьшению в нем изгибных напряжений и повышению прочности самой кладки (см. вопрос 2.25).

2.7. Влияет ли форма камня на прочность кладки?

Правильность формы камня оказывает немаловажное влияние на прочность кладки. Оказалось, например, что прочность кладки из силикатного кирпича выше прочности кладки из глиняного кирпича пластического формования той же марки, но имеющего менее «правильную» форму. Особенно мала прочность кладки из рваного бута, даже на растворе марки 100 (кривая *1* на рис. 2). Это объясняется редким расположением площадок плотного контакта камня с раствором (в бутовой кладке намного труднее обеспечить равномерную плотность швов) и образованием в швах больших растягивающих и сдвигающих усилий вследствие беспорядочного расположения камней.

2.8. Как быть, если прочность кирпича при сжатии и изгибе соответствует разным маркам?

Такие ситуации возникают довольно часто. Если старинный кирпич при относительно невысокой прочности при сжатии показывал весьма высокую прочность при изгибе, то современный кирпич, наоборот, обладая высокой прочностью при сжатии, зачастую показывает низкую прочность при изгибе. Вызвано это либо низким качеством сырья, либо нарушением технологии. Бывают, например, случаи, когда по показателю прочности при сжатии кирпич соответствует марке 125, а по показателю изгибной прочности его следует отнести к марке 75. Формально такой кирпич и следует относить к марке 75.

Однако, если учитывать реальную прочность кирпича в кладке, то его «марку» можно существенно повысить. Для этого в формуле Онищика (вопрос 2.3) используется иной конструктивный коэффициент:

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

где R_1 – фактическая средняя прочность кирпича при сжатии;

R_{ub} – то же, при изгибе.

2.9. Может ли прочность кладки при сжатии быть выше кубиковой прочности раствора?

Повышенная поперечная деформативность раствора отрицательно влияет на прочность камня в кладке (вопрос 2.5), но на прочность самого раствора она влияет, наоборот, положительно. Камень сдерживает поперечные деформации растворных пластин и, тем самым, создает в затвердевшем растворе объемное, т.е. трехосное сжатие (рис. 3,б), сопротивление которому любого материала выше, чем сопротивление одноосному сжатию. Поэтому прочность кладки вполне может быть более высокой, чем кубиковая прочность раствора, – особенно, раствора низких марок.

2.10. Каковы отличительные особенности растворов низких и высоких марок?

С ростом прочности раствора уменьшается его поперечная деформативность, что уменьшает горизонтальные напряжения в камне и положительно влияет на прочность самой кладки (вопрос 2.5). Кроме того, чем выше марка раствора, тем плотнее у него структура, тем выше его морозостойкость, тем более дол-

говечна и сама кладка. А это качество особенно важно в конструктивных элементах, наиболее интенсивно подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию (цокольные части наружных стен, карнизы и т.п.), поэтому для таких элементов следует применять раствор высоких марок (в любом случае не ниже 50), даже если по условиям прочности достаточно раствора низких марок.

2.11. Как влияет толщина горизонтальных швов на прочность кладки?

Поскольку повышенная, по сравнению с камнем, деформативность затвердевшего раствора вызывает в камне растягивающие усилия (вопрос 2.5), то эти усилия будут тем б*о*льшими, чем больше толщина швов. Причем со снижением марки раствора его деформативность повышается, а вместе с этим растут и растягивающие усилия в камне. Этим и объясняется более низкое использование прочности камня в кладке на слабых растворах. Кроме того, чем толще швы, тем более неравномерна их плотность, тем б*о*льшие изгибающие моменты будут возникать в камне (вопрос 2.6).

Поэтому толщина горизонтальных швов принята минимально возможной из условия удобства расстилания и разравнивания раствора. Для кладки из кирпича и камней правильной формы она составляет 12 (–2, +3) мм, для кладки из бетонных блоков 15 (±5) мм. Опыты показали, что при наличии всего 3–4-х швов толщиной 20 мм и более на 1 м высоты кирпичной кладки ее прочность снижается на 10…20 % в зависимости от марки раствора.

В практике строительства часто возникают случаи, когда в пределах кладки одного этажа толщина горизонтальных швов не превышает допустимые Нормами 15 мм, но непосредственно под опорами перемычек или конструкций перекрытий толщина резко увеличивается и может составлять 30, а то и 40…50 мм, что особенно опасно, так как кладка в этих местах испытывает большие местные напряжения.

Для предотвращения подобного брака кладку необходимо вести с порядовкой, т.е. с вертикально закрепленными деревянными рейками, на которых размечены горизонтальные ряды кладки вплоть до отметок низа перемычек или плит перекрытия.

Опытные строители, понимая, что утолщенные швы снижают прочность кладки, укладывают в них арматурные (кладочные) сетки. Конечно, такой прием оказывает какое-то положительное влияние, но количественной оценке оно не поддается, а потому и Нормами [7, 10] не предусматривается.

2.12. Для чего нужна перевязка швов?

Если вертикальные швы в кладке проходят непрерывно по всей высоте, то кладка представляет собой как бы отдельные столбики, которые из-за потери устойчивости приводят к преждевременному разрушению всей конструкции. Поэтому вертикальные швы одних рядов кладки необходимо перекрывать (перевязывать) камнями других рядов. Делается это смещением относительно друг друга камней смежных рядов, и чередованием ложковых и тычковых рядов.

2.13. Как влияет качество перевязки на прочность кладки?

Существуют разные способы перевязки [28] – от цепной (рис. 4,а), когда тычковые ряды чередуются с ложковыми, до многорядной (рис. 4,б), когда один тычковый ряд кирпича толщиной 65 мм приходится на 5 ложковых. Для кирпича толщиной 88 мм предельной является 3-рядная перевязка (каждый 4-й ряд тычковый).

Многорядная перевязка – самая простая. Применительно к ней в Нормах и даны все расчетные характеристики. Цепная перевязка более трудоемка, но она надежнее и на 6…8 % прочнее многорядной, поэтому ее следует применять при кладке в зимних условиях, в сейсмически активных районах, при больших эксцентриситетах приложения нагрузки и при больших местных нагрузках. В этих случаях требования к перевязке следует оговаривать в проекте.

Прочность кладки заметно снижается, если тычковые ряды располагаются реже, чем указано выше. Например, если вместо 6-го ряда тычковые ряды кладут в 11-м, то прочность кладки снижается на 25 %, т.е. в среднем по 5 % на каждый пропущенный тычковый ряд. А если, к тому же, перевязка выполнена небрежно (со смещением кирпичей менее 60 мм) и с забутовкой из половняка, то прочность кладки снижается еще больше. Поэтому при возведении наиболее ответственных элементов зданий и сооружений, а именно – колонн, сильно нагруженных простенков, сопряжений продольных и поперечных стен и т.п., качеству перевязки должно быть уделено особое внимание.

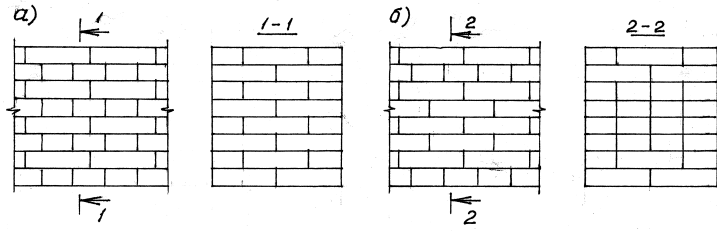


Рис. 4

2.14. Какие еще технологические факторы снижают прочность кладки?

Применение жестких, без пластифицирующих добавок, цементных растворов делает плотность швов менее равномерной (вопрос 2.6) и снижает прочность кладки на 10…15 %.

Прочность кладки, особенно при ее изгибе, растяжении и скалывании, снижается при слабом сцеплении кирпича с раствором, а это может произойти в двух случаях. Один – при кладке на обледенелую поверхность и использовании обледенелого кирпича, что часто происходит поздней осенью, когда накануне шел сильный дождь, а ночью ударил мороз.

Второй – при использовании сухого (не смоченного) кирпича в жаркую и сухую погоду, характеризующуюся температурой выше 25 ºС и влажностью воздуха не более 50 %. В жаркую и сухую погоду кирпич, интенсивно отсасывая воду из раствора, не только ослабляет его сцепление с камнем, но и резко снижает прочность раствора (цементу нечем затворяться), а вместе с этим – и прочность самой кладки.

Плохо заполненные вертикальные швы не только ухудшают теплозащитные свойства кладки (создают продуваемость наружных стен), но и снижают ее прочность на 10 %, независимо от марки раствора. Для плотного заполнения вертикальных швов кирпич следует укладывать методом «впритык» (подгребая раствор мастерком) или методом «вприсык» (подгребая раствор ребром самого кирпича). К сожалению, многие каменщики эти методы используют редко, предпочитая раскладывать с зазорами кирпич и поливать его сверху раствором. При такой «технологии» вертикальные швы не заполняются, а лишь замазываются снаружи, т.е. прочность и термическое сопротивление кладки заведомо снижаются.

2.15. Что такое расчетное сопротивление кладки сжатию?

Расчетное сопротивление R большинства конструкционных строительных материалов – бетона, металла, древесины – есть результат деления нормативного сопротивления R_n на коэффициент надежности по прочности материала: $R = R_n/\gamma$. Поскольку кладка является композитным материалом, то нормативное сопротивление как таковое у нее отсутствует. В качестве суррогата иногда принимают «условное нормативное сопротивление», составляющее $R_n = R_u\ (1 - 2C) = 0{,}7R_u$, где R_u – средний предел прочности кладки; $C = 0{,}15$ – коэффициент изменчивости прочности с обеспеченностью 0,98. Далее вводится коэффициент надежности (для кирпичной кладки равный 1,4), который учитывает дополнительные факторы и возможные дефекты. В результате, расчетное сопротивление кирпичной кладки $R = R_n/1{,}4 = 0{,}5\ R_u$.

Переводя вопрос в практическую плоскость, можно сказать, что расчетным сопротивлением кладки сжатию R будет ее средний предел прочности R_u (полученный по формуле Онищика, см. вопрос 2.3), поделенный на коэффициент k. Его величина равна 2,25 для кладки из ячеистобетонных блоков и камней. Для остальных видов кладки, в том числе и для кирпичной, $k = 2$.

Иными словами, расчетное сопротивление каменной кладки составляет не более 50 % ее предела прочности (временного сопротивления при кратковременном сжатии) и соответствует напряжениям, при которых продольные трещины в кладке не образуются (вопрос 2.1), а пластические деформации относительно невелики (вопрос 2.24).

Значения R зависят от вида камня, марок камня и раствора и колеблются от 0,25 до 17,9 МПа (табл. 9–12, прил. 1). Кроме того, они зависят от особенностей работы конструктивных элементов и применяемых материалов, что учитывается коэффициентами условий работы γ_c, на которые умножают значения R (табл. 13, прил. 1). В частности, для кладки после длительного, более года, твердения раствора принимается γ_c = 1,15 (вопросы 2.6 и 2.24), а для кирпичной кладки на жестких растворах γ_c = 0,85 (вопрос 2.14).

2.16. Нужна ли формула Онищика в практических расчетах?

При проектировании новых конструкций без формулы Онищика (вопрос 2.3) можно обойтись вполне – расчетные сопротивления каменной кладки, зависящие от марки камня и раствора, приведены в Нормах проектирования (табл. 9–12, прил. 1).

К этой формуле приходится прибегать тогда, когда требуется определить расчетное сопротивление уже готовой кладки – например, при надстройке существующего здания, увеличении нагрузки на перекрытия и т.п. или при дополнительном контроле прочности материалов в ходе строительства.

В таких случаях из кладки отбирают образцы камня и раствора и испытаниями определяют средние значения их прочности – соответственно R_1 и R_2. После этого определяют конструктивный коэффициент A, затем по формуле Онищика находят предел прочности кладки R_u, значение которого, поделенное на коэффициент k = 2 (для кладки из ячеистобетонных камней k = 2,25), и является расчетным сопротивлением кладки R.

Формула Онищика может оказаться полезной и в тех случаях, когда встает вопрос о применении кирпича, прочность которого при изгибе оказалась ниже требований ГОСТ для данной марки (табл. 2, прил. 1). Порядок вычислений здесь тот же, только конструктивный коэффициент A определяется по другой формуле (вопрос 2.8).

Прочность зимней кладки

2.17. Как влияет температура твердения на прочность раствора?

Как сказано в ответе 1.6, цементный раствор (в том числе и с пластифицирующими добавками) набирает проектную прочность через 28 суток при температуре твердения 20±2 ºС. Снижение температуры замедляет этот процесс. На рис. 5 показаны зависимости прочности раствора R_2 от температуры t, ºС. Из них видно, что при t = +15 ºС в течение 28 суток раствор набирает 96 % проектной прочности, при t = +10 ºС – 83 %, при t = +5 ºС – 68 %, а при t = 0 ºС – всего 52 %.

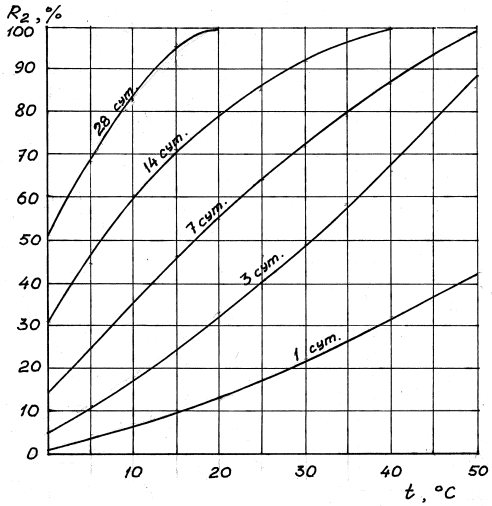


Рис. 5

Данное обстоятельство всегда следует учитывать проектировщикам и строителям. Например, если строительство высокого здания начинается поздней осенью и продолжается всю зиму, то прочность кладки нижних, самых нагруженных конструкций не успевает достичь проектного значения. Подобное может быть и при высоких темпах строительства в летнее время.

Поэтому в проекте следует указывать – лучше всего, в форме таблицы, – какая минимальная прочность раствора должна соответствовать той или иной высоте стен (или номеру этажа), а в процессе строительства – контролировать эту прочность, т.е. изготавливать образцы-кубы, хранить их в тех же условиях, в которых находится кладка, и проводить их испытания. Если прочность раствора оказывается недостаточной, строительство следует приостанавливать до набора раствором требуемой прочности или организовывать прогрев кладки. Ниже приведена примерная форма такой таблицы для 9-этажного жилого дома, у которого для 1–2 этажей принята проектная марка раствора 75, для 3–6 этажей – марка 50, для 7–9 этажей – марка 25.

Таблица 3

Возводимый этаж	Минимальная прочность раствора кладки на этаже, МПа								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	–	–	–	–	–	–	–	–
2	0,4	0	–	–	–	–	–	–	–
3	1,5	0,4	0	–	–	–	–	–	–
4	2,0	1,5	0,4	0	–	–	–	–	–
5	2,5	2,0	1,5	1,0	0	–	–	–	–
6	4,0	2,5	2,0	2,0	1,0	0	–	–	–
7	5,0	4,0	2,5	2,5	2,0	1,0	0	–	–
8	7,5	5,0	4,0	4,0	2,5	2,5	1,0	0	–
9	7,5	7,5	5,0	5,0	5,0	5,0	2,5	2,5	0

2.18. Можно ли применять раствор нулевой прочности?

На первый взгляд, такой вопрос звучит нелепо – ведь даже глиняно-песчаный раствор, на котором выполняют кладку бытовых печей, и то обладает какой-то прочностью после высыхания. Во всяком случае, марку 4 такому раствору можно обеспечить вполне. Конечно, кладочный раствор нулевой прочности специально никто не готовит, а образуется она тогда, когда работы ведут в зимнее время и применяют обычный раствор без противоморозных добавок. На морозе такой раствор в кладке быстро замерзает, не успев подчас даже затвердеть («схватиться») естественным образом. Химически не связанная вода при этом превращается в лед, и раствор приобретает так называемую криогенную (весьма, кстати, немалую) прочность, близкую к прочности льда.

Самый опасный момент наступает весной, когда раствор оттаивает, а его прочность возвращается к той, что была до замерзания, т.е. равной нулю. При такой прочности раствора прочность самой кладки снижается в 2…3,5 раза по сравнению с проектной, однако нулевой не становится (исключение составляет бутовая кладка, которая при оттаивании раствора теряет прочность практически полностью). Способ возведения кладки, предусматривающий замерзание незатвердевшего раствора, называется «способом замораживания». Проектная марка раствора при таком способе должна быть не ниже 10, а высота кладки – определяться расчетом прочности в период оттаивания.

Следует также иметь в виду, что к моменту замерзания раствор не успевает не только набрать прочность, но также проявить усадку и сдеформироваться под нагрузкой. При оттаивании в кладке возникают интенсивные деформационные процессы, причем процессы неравномерные – на солнечной стороне здания или сооружения они начинаются раньше, чем на теневой. Это необходимо иметь в виду проектировщикам, особенно, если наряду с каменными стенами в здании или сооружении применяются элементы из других материалов (например, колонны из сборного железобетона или металла), у которых усадка или уже проявилась, или вообще отсутствует.

2.19. Как повысить прочность раствора к моменту оттаивания зимней кладки?

Самый эффективный способ – добавить в раствор специальные соли, которые снижают температуру его замерзания и обеспечивают рост прочности при отрицательной температуре. Наиболее распространенными противоморозными добавками являются нитрит натрия ($NaNO_2$), поташ (K_2CO_3) или их смесь (0,5:0,5).

Температура замерзания при этом зависит от количества введенных добавок. При максимальном введении нитрита натрия раствор можно применять при температуре до –15 ºС, поташа – до –30 ºС, а их смеси – до –25 ºС. При таких температурах через 28 суток раствор достигает соответственно 30, 35 и 35% проектной прочности, а через 90 суток – 40, 50 и 45 %. Независимо от вида добавок проектная марка раствора должна быть не ниже 50.

2.20. Как раствор набирает прочность после оттаивания?

В кладке, возведенной способом замораживания, конечная прочность раствора после оттаивания и последующего твердения при положительных температурах проектной прочности не достигает. Конечная прочность самой кладки R_t на растворе без противоморозных добавок зависит от начальной температуры наружного воздуха t (в ºС со знаком «минус»), т.е. от температуры, при которой возводится кладка. Эта зависимость выражается эмпирической формулой:

$$R_t = [1{,}1/\ (1 - 0{,}035t)]R \le R,$$

где R – проектная прочность летней кладки. Например, при начальной температуре воздуха –10 ºС конечная прочность кладки R_t составит всего 0,81 R.

Чтобы компенсировать потерю прочности, марку раствора повышают на 1…2 ступени, а если этого оказывается недостаточно, применяют сетчатое армирование (см. главу 4) или иные меры. По этим и другим причинам (вопрос 2.21) раствор без противоморозных добавок применять при температуре ниже минус 10 ºС не рекомендуется. При этом температура раствора, поданного к рабочему месту каменщика, должна быть не ниже +4…5 ºС.

Раствор с противоморозными добавками после оттаивания и твердения в течение 28 суток при температуре 20±2 ºС достигает проектной прочности лишь при условии, если кладка выполнялась при среднесуточной температуре наружного воздуха не ниже –15 ºС. При более низкой температуре эта кладка также теряет часть прочности (около 10 %), для компенсации которой обычно бывает достаточно повысить марку раствора на одну ступень. Все это должно быть отражено либо в проекте здания, либо в проекте производства работ.

2.21. Что нужно учитывать при возведении зимней кладки?

Кладка способом замораживания не допускается, если:

а) в стадии оттаивания на нее будут действовать вибрационные или динамические нагрузки;

б) продольная сжимающая сила приложена с большим эксцентриситетом – более 0,25y для конструкций, не имеющих верхней горизонтальной опоры (т.е. имеющих расчетную схему вертикальной консоли), и более 0,7y для конструкций, имеющих такую опору; (здесь y – расстояние от ц.т. сечения до наиболее сжатой грани);

в) на конструкцию действует поперечная нагрузка, величина которой превышает 10 % продольной (т.е. когда возникают значительные сдвигающие усилия в горизонтальных швах);

г) высота кладки, независимо от результатов расчета, превышает 15 м или 4 этажа;

д) бутовая кладка выполняется не из постелистого, а из рваного камня.

Кроме того, кладка методом замораживания должна обязательно выполняться с цепной перевязкой.

Раствор с противоморозными добавками (кроме нитрита натрия) не допускается применять:

а) в конструкциях помещений с влажностью воздуха при эксплуатации более 60 % (бассейны, бани, автомойки, душевые и т.д.);

б) в конструкциях, подверженных действию грунтовых вод;

в) в конструкциях, подвергаемых при эксплуатации воздействию температуры выше +40 ºС (дымовые трубы, горячие цеха и т.д.).

В кладке стен из силикатного кирпича марка раствора с добавлением поташа должна быть по прочности не ниже 100, а по морозостойкости не ниже 25.

Кроме того, при использовании поташа в количестве более 10% от массы цемента (а такой процент требуется при температуре воздуха ниже –15 ºС) должен применяться кирпич не ниже марки 100, а применение силикатного кирпича вообще не допускается. Применяя иные противоморозные добавки, необходимо знать, насколько агрессивны они в отношении металла, что очень важно, если кладка выполняется армированной.

2.22. Что нужно предусматривать в проекте здания, возводимого зимой?

При любом способе возведения зимней кладки ее необходимо рассчитывать на разных стадиях готовности – начиная со стадии оттаивания раствора (когда его прочность минимальна) и кончая стадией законченного здания при достижении раствором проектной прочности.

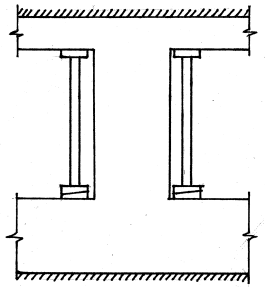


Рис. 6

В проекте должна быть указана минимально допустимая прочность раствора для той или иной стадии готовности (высоты) здания (см. также вопрос 2.17 и табл. 3), а при необходимости – и конструкции временного усиления на период оттаивания (например, в виде стоек с клиньями при усилении простенков, см. рис. 6).

2.23. Что нужно контролировать при возведении зимней кладки?

В процессе строительства следует изготавливать образцы-кубы раствора и хранить их до испытания в одинаковых с кладкой условиях. Если по результатам испытания прочность раствора окажется ниже указанной в проекте, необходимо строительство приостановить на период до набора требуемой прочности, а для ускорения этого процесса можно организовать прогрев кладки.

Деформативность

2.24. Как влияет продолжительность действия нагрузки на прочность кладки?

Все зависит от величины нагрузки и характера ее нарастания. При традиционном строительстве постоянно действующие нагрузки нарастают постепенно – по мере возведения стен и монтажа перекрытий (покрытия). Одновременно растет и прочность раствора. Если при этом усилия в кладке не превышают усилия N_{crc}, при котором образуются продольные трещины (вопрос 2.1), то длительное действие нагрузки приводит к повышению прочности кладки, что учитывается коэффициентом γ_c, равным 1,15 (табл. 13, прил. 1). На него умножают расчетное сопротивление R. Вызвано это тем, что за счет ползучести раствора (вопрос 2.26) происходит выравнивание плотности горизонтальных швов, уменьшение концентрации напряжений, а вместе с этим – и уменьшение изгибных напряжений в камне.

Если усилия в кладке превышают N_{crc}, то длительное действие нагрузки, наоборот, существенно снижает ее прочность. Для кирпичной кладки на растворе марки 50 и выше прочность снижается на 20 %, на растворе более низких марок – на 30 %, на известковом растворе – на 40 %; для кладки из камней и блоков из тяжелого бетона – на 10…15 %, из ячеистого бетона неавтоклавного твердения – на 40…45 %. Это всегда следует иметь в

виду, особенно если кладка ведется в холодное время года и процесс набора прочности раствора замедляется.

2.25. Как деформируется каменная кладка?

При мгновенном нагружении (в течение нескольких секунд) кладка деформируется практически упруго вплоть до разрушения. То есть, зависимость $\sigma - \varepsilon$ («напряжения – деформации») соответствует закону Гука (линия *1* на рис. 7).

При кратковременном нагружении (в течение не более 1 часа) зависимость $\sigma - \varepsilon$ на графике уже выглядит в виде кривой (линия *2*). Это означает, что к упругим деформациям добавляются пластические. Причем, чем выше напряжения, тем больше доля пластических деформаций. При напряжениях $\sigma \leq 0{,}5R_u$ эта доля составляет не более 15 % упругих деформаций.

При плавном росте нагрузки в течение 1 года кривая $\sigma - \varepsilon$ становится еще более пологой, и доля пластических деформаций превышает долю упругих в несколько раз (линия *3*). Линия *4* при этом показывает, что с увеличением длительности действия нагрузки предел прочности кладки снижается (см. также вопрос 2.6). При переменной скорости нагружения зависимость $\sigma - \varepsilon$ может выражаться любой сложной кривой, лежащей в поле, которое ограничено линиями *2*, *3* и *4*.

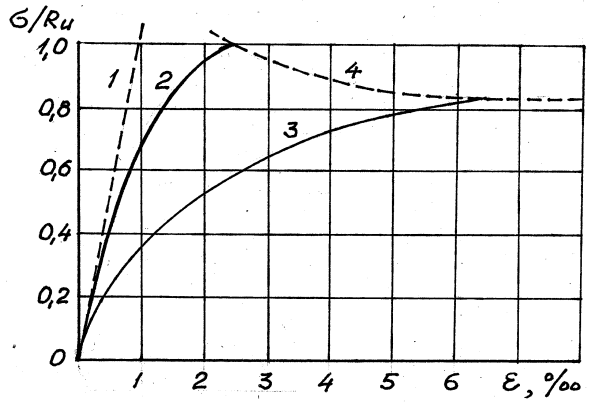


Рис. 7

Таким образом, каменная кладка является упруго-пластическим материалом, а ее модуль упругости E_0 соответствует только начальному участку диаграммы $\sigma - \varepsilon$ при кратковременном нагружении (при напряжениях $\sigma \leq 0{,}3R_u$).

Таблица 4

σ/R_u	Коэффициент Пуассона	σ/R_u	Коэффициент Пуассона
0,1	0,1	0,6	0,23
0,2	0,1	0,7	0,28
0,3	0,12	0,8	0,34
0,4	0,15	0,9	0,42
0,5	0,19	1,0	0,5

Похожим образом кладка деформируется и в поперечном направлении. Например, коэффициент поперечных деформаций (коэффициент Пуассона) для кирпичной кладки возрастает от 0 при нулевых напряжениях до 0,5 при напряжениях σ, равных пределу прочности R_u (табл. 4 [38]).

2.26. За счет чего в кладке происходят пластические деформации?

Все керамические и природные камни являются материалами хрупкими и, по существу, деформируются упруго. В кладке из таких камней пластические деформации почти полностью происходят за счет ползучести раствора. В кладке из бетонных камней к ползучести раствора добавляется и ползучесть бетона.

Величина деформаций ползучести $\varepsilon_п$ зависит не только от продолжительности t действия нагрузки, но и от уровня напряжений σ. Для практических целей важно знать, что при неизменной нагрузке эти деформации прекращаются, в основном, через три месяца, если только напряжения не достигли величины, при которой образуются продольные трещины (кривая *1* на рис. 8). После образования продольных трещин деформации растут более интенсивно, а если $\sigma > 0{,}8R_u$, то по истечении некоторого времени могут закончиться разрушением кладки (кривая *2*).

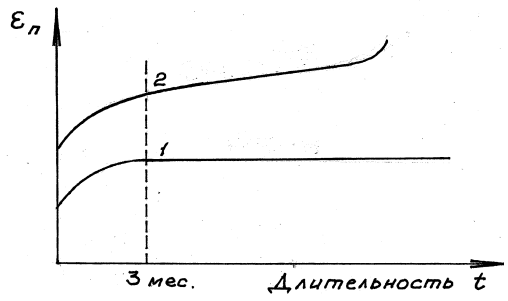


Рис. 8

2.27. Что такое упругая характеристика кладки?

С ростом прочности кладки уменьшается ее деформативность, причем при одинаковых напряжениях становятся меньше не только пластические, но и упругие деформации. Как показали экспериментальные исследования, между пределом прочности R_u и модулем упругости (начальным модулем деформаций) E_0 существует зависимость, которая с приемлемой для практических расчетов точностью описывается линейным уравнением: $E_0 = \alpha R_u$. Коэффициент пропорциональности α называется упругой характеристикой кладки. Ее величина зависит от марки раствора и вида кладки и колеблется от 200 до 1500 (табл. 7, прил. 1). Упругая характеристика влияет на многие расчетные параметры кладки.

2.28. Что такое модуль деформаций кладки?

Модуль упругости $E_0 = \mathrm{tg}\varphi_0$ соответствует только начальному этапу нагружения кладки и не отражает деформации в реальном диапазоне напряжений (см. график в осях $\sigma - \varepsilon$ на рис. 9). Поэтому в тех случаях, когда возникает необходимость более точно определить деформации, пользуются модулем деформаций E, который является величиной переменной, численно равной тангенсу угла наклона касательной к диаграмме сжатия каменной кладки: $E = \mathrm{tg}\varphi$. Опытами установлено, что при кратковременном нагружении модуль деформаций по мере роста напряжений уменьшается по закону, близкому к линейному, – от E_0 при напряжении $\sigma = 0$ до нуля при условном напряжении $\sigma = 1{,}1R_u$ (см. график в осях $\sigma - E$ на рис. 9).

Модуль деформаций является важным параметром при выполнении целого ряда практических расчетов. Например, при расчете многослойных стен (см. главу 6) и расчете жесткости распределительных плит под опорами конструкций (см. главу 3) Нормы проектирования рекомендуют принимать $E = 0{,}5E_0$, при определении жесткости конструкций, в том числе при расчете статически неопределимых систем (см. главу 5), $E = 0{,}8E_0$.

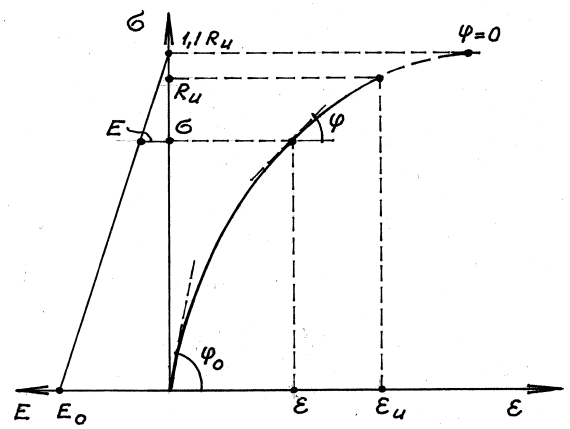


Рис. 9

Если расчет зданий выполняется на ЭВМ с использованием современных программных комплексов, основанных на методе конечных элементов, то модули деформаций для разных частей здания можно определять более точно, с учетом величин сжимающих напряжений: $E = E_0(1{,}1R_u - \sigma)/1{,}1R_u$ (см. график в осях $\sigma - E$ на рис. 9).

2.29. Как учитывают ползучесть кладки?

Опытами установлено, что при продолжительном действии нагрузки деформации ползучести кладки растут, практически, пропорционально напряжениям σ при условии, если последние не превышают 50 % предела прочности R_u, что примерно соответствует началу образования трещин (вопрос 2.1) и расчетному сопротивлению кладки R (вопрос 2.15). В этом случае относительные деформации определяют по формуле: $\varepsilon = \gamma_t \sigma / E_0$, где γ_t – коэффициент, учитывающий ползучесть кладки (табл. 5).

Таблица 5

Вид камня	γ_t
Керамические высотой 138 мм со щелевидными пустотами	1,8
Глиняный кирпич пластического и полусухого прессования	2,2
Крупные блоки и камни из тяжелого бетона	2,8
Силикатный кирпич, камни и крупные блоки; камни из бетона на пористых заполнителях	3,0
Камни и блоки из автоклавного ячеистого бетона вида А	3,5
Камни и блоки из автоклавного ячеистого бетона вида Б	4,0

Примечание. Ячеистый бетон вида А изготавливают на песке с модулем крупности более 2 мм, вида Б – на песке с модулем крупности 2 мм и менее.

Столь широкий диапазон значений коэффициента γ_t объясняется тем, что в кладке из глиняного кирпича и керамических камней деформации ползучести образуются только за счет ползучести раствора, а в кладке из бетонных камней и блоков – также и за счет ползучести бетона. А поскольку деформации ползучести у ячеистого бетона выше, чем у тяжелого бетона или бетона на легких заполнителях, то и значения γ_t у него самые высокие.

Ползучесть учитывают в случаях, когда требуется определить разность деформаций смежных несущих и самонесущих стен или когда в здании, наряду с каменной кладкой, используют несущие элементы из других материалов (железобетонные или стальные колонны). В этих же случаях учитывают и деформации усадки кладки, если она выполнена из силикатного кирпича, бетонных камней и блоков.

2.30. Как учитывают усадку кладки?

В кладке из глиняного кирпича и керамических камней деформации усадки малы, так как проявляются они только за счет усадки раствора, поэтому их в расчетах не учитывают. В кладке из камня, изготовленного на основе вяжущего, усадка проявляется как за счет усадки раствора, так и за счет усадки камня (табл. 6).

Деформации усадки учитывают в расчете по образованию трещин в местах сопряжения стен с разной степенью нагружения (см. главу 6).

Таблица 6

Вид кладки	Величина деформаций усадки ε_{sh}
Из кирпича, камней, мелких и крупных блоков, изготовленных на силикатном или цементном вяжущем	$3 \cdot 10^{-4}$
Из камней и блоков, изготовленных из автоклавного ячеистого бетона (вида А)	$4 \cdot 10^{-4}$
То же, из неавтоклавного ячеистого бетона (вида Б)	$8 \cdot 10^{-4}$

2.31. Что такое группа кладки?

Нормами проектирования кладка разделена на четыре группы, в зависимости от ее прочности, надежности и долговечности. К самой высокой по этим признакам группе I относится, например, кладка из сплошных камней марки не ниже 50 на растворе марки не ниже 10, а к самой низкой группе IV – например, кладка из рваного бута на растворе марки 4. Чем ниже группа, тем уже область применения кладки и тем жестче расчетно-конструктивные ограничения. Характеристики кладок, указывающие на принадлежность их к той или иной группе, приведены в табл. 23, прил. 1.

Глава 3.
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

Центральное сжатие

3.1. Какие конструктивные элементы работают на центральное сжатие?

Большинство конструктивных элементов работает на внецентренное сжатие. На центральное сжатие работают, в основном, внутренние стены и колонны (столбы), да и то при условии, если опирающиеся на них с обеих сторон конструкции покрытия или перекрытия имеют равные пролеты и несут одинаковую нагрузку. Если, например, на внутреннюю стену с одной стороны опираются плиты перекрытия пролетом 6 м, а с другой пролетом 3 м, то возникает эксцентриситет продольной силы, и стена будет работать на внецентренное сжатие.

3.2. Как определяют несущую способность кладки при центральном сжатии?

Определяют по известной формуле сопромата:

$$N \le N_u = m_g \varphi RA,$$

где N – расчетная продольная сила;

N_u – несущая способность элемента при сжатии;

φ – коэффициент продольного изгиба;

R – расчетное сопротивление сжатию (вопрос 2.15);

A – площадь поперечного сечения.

Коэффициент m_g, учитывающий длительность действия нагрузки, вводится в формулу только для тонких элементов (стен и колонн с наименьшей стороной сечения не более 30 см или радиусом инерции не более 8,7 см):

$$m_g = 1 - \eta N_g / N.$$

Здесь N – расчетная продольная сила от полной нагрузки,

N_g – то же, от постоянной и длительной нагрузок,

η – коэффициент, зависящий от гибкости элемента и вида кладки (табл. 18, прил. 1).

Необходимость введения коэффициента m_g вызвана тем, что тонкие элементы более заметно реагируют на случайные эксцентриситеты приложения продольной силы, которые вызывают дополнительный продольный изгиб, нарастающий при длительном действии нагрузки.

Коэффициент φ зависит от гибкости элемента λ и упругой характеристики кладки α. Значения φ приведены в Нормах проектирования (табл. 14, прил. 1).

3.3. От чего зависит гибкость сжатого элемента?

Гибкость $\lambda_i = l_0 / i$ зависит от расчетной длины элемента l_0 и радиуса инерции $i = \sqrt{I/A}$ (здесь I – наименьший момент инерции; A – площадь сечения). Для прямоугольного сечения $i = \sqrt{bh^3/(12bh)} = 0{,}289h$, где b и h – соответственно ширина и высота сечения, причем в качестве h принимается наименьшая сторона сечения. Найти коэффициент продольного изгиба φ для прямоугольного сечения можно и без вычисления радиуса инерции (табл. 14, прил. 1), достаточно определить величину условной гибкости $\lambda_h = l_0 / h$.

Расчетная длина определяется способами закрепления концов элемента. При обеих шарнирных опорах $l_0 = H$ (рис. 10, схема «а»), при консольном защемлении $l_0 = 2H$ (схема «в»). Когда элементы рассматривают в качестве стоек рам, у которых жестко защемлен нижний конец и шарнирно, на податливой горизонтальной опоре, – верхний (схема «б»), то для однопролетных зданий принимают $l_0 = 1{,}5H$, а для многопролетных $l_0 = 1{,}25H$. По схеме «б», однако, преимущественно работают не центрально, а внецентренно сжатые элементы.

Для стен и колонн многоэтажных зданий величина H принимается равной расстоянию между осями перекрытий (при наличии железобетонных перекрытий – расстоянию в свету между ними), одноэтажных зданий – равной расстоянию между обрезом фундамента и низом конструкций покрытия.

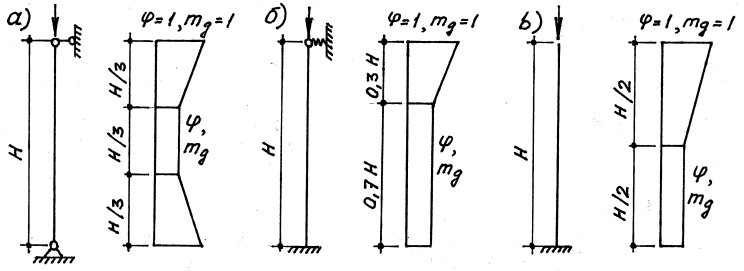


Рис. 10

3.4. В каких случаях принимают φ = 1?

Во-первых, принимают для элементов с малой гибкостью ($\lambda \le 14$, или $\lambda_h \le 4$). Во-вторых, принимают в некоторых концевых участках сжатых стержней, что зависит от расчетной схемы и, следовательно, от формы изогнутой оси стержня при потере устойчивости (рис. 10). Если расчетные сечения расположены на удалении от этих мест, величину φ принимают по интерполяции. Такой же порядок – и при определении коэффициента m_g (вопрос 3.2).

3.5. Каков порядок расчета на центральное сжатие?

При заданной расчетной нагрузке и параметрах несущего элемента (длине, размерах сечения, марках камня и раствора) расчет выполняют в следующем порядке:

1. Определяют положение расчетного сечения. У колонны или глухой стены оно находится там, где φ имеет наименьшее значение (рис. 10). У стен с проемами их может быть два: там, где минимальная площадь сечения, и там, где минимальное значение φ.

2. Уточняют расчетное усилие N в расчетном сечении кладки (с учетом ее собственного веса) и определяют площадь сечения A.

3. По таблицам Норм проектирования находят упругую характеристику α (табл. 7, прил. 1) и расчетное сопротивление R (табл. 9–12 там же).

4. Вычисляют гибкость λ и по таблице Норм (табл. 14, прил. 1) находят коэффициент продольного изгиба φ.

5. При толщине элемента менее 30 см (радиусе инерции менее 8,7 см) вычисляют коэффициент m_g.

6. Вычисляют несущую способность элемента $N_u = m_g \varphi RA$ (вопрос 3.2) и сравнивают ее с расчетным усилием N. Если $N > N_u$, увеличивают марку камня или раствора, а если этих мер недостаточно, то увеличивают размеры сечения или усиливают кладку сетчатым армированием (см. главу 4).

В случаях, когда при проектировании требуется решить обратную задачу – например, определить марку камня или раствора при остальных заданных параметрах, то N_u приравнивают к N, а за неизвестное принимают расчетное сопротивление R, минимально необходимое для восприятия усилия N. Найдя требуемое значение R, по таблицам Норм (табл. 9–12, прил. 1) находят ближайшее к нему значение, а затем и соответствующую марку камня (или раствора). Правда, при решении обратной задачи необходимо предварительно задаться упругой характеристикой α и, если ее величина по итогам расчета окажется иной, то расчет придется повторить.

Внецентренное сжатие

3.6. Каковы напряжения в нормальном сечении при внецентренном сжатии?

Поскольку каменная кладка материал упруго-пластический, эпюра напряжений в ее нормальном сечении при внецентренном сжатии меняет свою форму в зависимости от уровня самих напряжений. На начальной стадии, когда максимальные сжимающие напряжения не превышают $0{,}3R_u$ и работу материала еще можно считать упругой, эпюра напряжений имеет форму треугольника или трапеции. По мере роста нагрузки эпюра постепенно искривляется, а на стадии, предшествующей разрушению, она приобретает форму, похожую на ту, что образуется в бетонном сечении (σ_1 на рис. 11). Поэтому при расчете прочности каменной кладки используют тот же прием, что при расчете прочности бетона – криволинейную эпюру заменяют равновеликой прямоугольной (σ_2 на рис. 11).

Такой прием, правда, приводит к некоторому искажению действительного состояния сечения. Например, фактически (при криволинейной эпюре) все сечение может быть сжато, а по расчету (при прямоугольной эпюре) часть сечения растянута (рис. 11). Однако это несоответствие существенного влияния на результаты расчета не оказывает.

3.7. Как определяют высоту сжатой зоны в нормальном сечении?

При расчете каменных конструкций на сжатие пользуются двумя условиями равновесия (рис. 11): 1) равнодействующие N внешних и внутренних сил в сечении равны по величине и противоположны по знаку и 2) равнодействующие внешних и внутренних сил в сечении расположены вдоль одной оси, т.е. сумма их моментов относительно любой точки равна нулю.

При центральном сжатии эти условия очевидны и вопросов не вызывают – равнодействующая внешних сил приложена к центру тяжести всего сечения, потому и сжатие называется центральным, а высота сжатой зоны h_c равна высоте сечения h.

При внецентренном сжатии второе условие обеспечивается при совпадении точки приложения равнодействующей внешних сил N с центром тяжести сжатой зоны – ведь именно в этой точке приложена равнодействующая внутренних сил. То есть смысл задачи состоит в нахождении площади сжатой зоны A_c при известном положении ее центра тяжести.

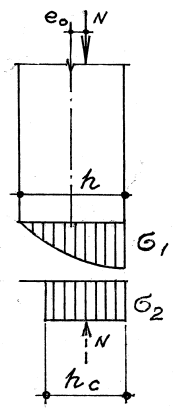


Рис. 11

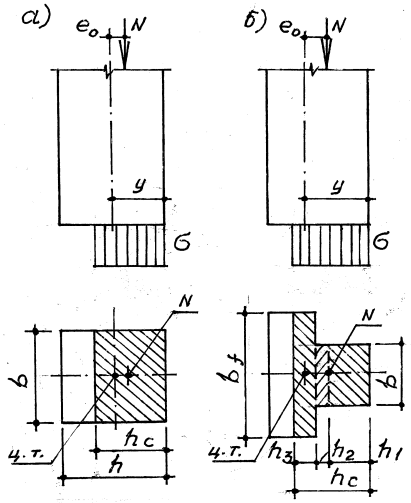


Рис. 12

3.8. Как находят площадь сжатой зоны внецентренно сжатого сечения?

В прямоугольном сечении решить эту задачу труда не составляет (рис. 12,а). Если внешняя сжимающая сила N приложена с эксцентриситетом e_0, то высота сжатой зоны $h_c = (h/2 - e_0)2 = h - 2e_0$, а площадь сжатой зоны $A_c = bh_c$, где b и h – ширина и высота сечения. Отсюда видно, что высота сжатой зоны в пря-

моугольном сечении уменьшается вдвое быстрее, чем увеличивается эксцентриситет, а пропорционально уменьшению высоты растут и сжимающие напряжения σ.

В тавровом сечении (а такие сечения имеют, например, стены с пилястрами) высоту и площадь сжатой зоны определяют из условия равенства нулю суммы статических моментов частей сжатой зоны ($\Sigma S_i = 0$) относительно ее общего центра тяжести, т.е. относительно точки приложения силы N.

В показанном на рис. 12, б примере вся высота сжатой зоны разделена на три части: h_1, h_2 и h_3, из них h_3 – величина неизвестная. Ее находят из решения уравнения $S_1 = S_2 + S_3$, или $bh_1^2/2 = bh_2^2/2 + b_f h_3 (0{,}5h_3 + h_2)$.

3.9. Почему прочность кладки при внецентренном сжатии выше, чем при центральном?

Поперечные деформации при сжатии приводят к расширению сечения, при растяжении – к сужению. Если при внецентренном сжатии в сечении образуется растянутая зона, то она сдерживает поперечные деформации сжатой зоны и, благодаря эффекту обоймы, увеличивает ее прочность. Причем, чем больше эксцентриситет, тем меньше высота сжатой зоны, тем большее положительное влияние оказывает растянутая зона. Ту же роль играют и менее сжатые волокна по отношению к более сжатым.

Поэтому расчетное сопротивление кладки при внецентренном сжатии выше, чем при центральном. Это повышение учитывают специальным коэффициентом

$$\omega = 1 + e_0/(2y) \le 1{,}45,$$

на который умножают расчетное сопротивление кладки сжатию R. Здесь y – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатой грани. Если $2y < h$, то вместо $2y$ принимают h. В прямоугольном сечении $y = 0{,}5\ h$, и вместо $2y$ в формуле принимают h, тогда $\omega = e_0/h \le 1{,}45$.

Как видно из приведенной формулы, прочность при внецентренном сжатии может возрасти на 45 % по сравнению с прочностью при центральном сжатии. Исключение составляет кладка из природных камней (в том числе из бута), а также из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов. Для нее принимается $\omega = 1$.

Кстати, до 1975 г. и в расчете железобетонных конструкций учитывалась более высокая прочность сжатого бетона при изгибе и внецентренном сжатии. В Нормах проектирования того времени были предусмотрены две характеристики бетона – расчетное сопротивление осевому сжатию (призменная прочность) и на 20…25 % более высокое расчетное сопротивление сжатию при изгибе.

3.10. Как определяют несущую способность кладки при внецентренном сжатии?

Условие прочности внешне выглядит почти так же, как и при центральном сжатии (вопрос 3.2):

$$N \le N_u = m_g \varphi_1 R A_c \omega.$$

Отличия состоят в том, что, во-первых, учитывается площадь не всего сечения, а только его сжатой части A_c (вопрос 3.8), во-вторых, учитывается повышающий коэффициент ω (вопрос 3.9) и, в-третьих, коэффициент продольного изгиба определяется более сложно:

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2,$$

где φ и φ_c – коэффициенты продольного изгиба соответственно для всего сечения и для сжатой его зоны. Для каждого из них определяют свой радиус инерции i и свою гибкость λ (вопрос 3.3). Понятно, что φ_1 меньше, чем φ. Для тонких элементов, имеющих наименьший размер сечения не более 30 см или наименьший радиус инерции i не более 8,7 см, учитывают, кроме того, коэффициент m_g, который определяют из выражения:

$$m_g = 1 - \eta N_g (1 + 1{,}2 e_{0g}/h) / N,$$

где e_{0g} – эксцентриситет продольной силы от действия постоянных и длительных нагрузок;

h – высота сечения, остальные обозначения даны в ответе 3.2.

3.11. Ограничивается ли величина эксцентриситета e_0 продольной силы при внецентренном сжатии?

Как известно, в железобетонных конструкциях величина эксцентриситета не ограничивается, поскольку изгибающие моменты там воспринимает не только бетонное сечение, но и продольная арматура. В неармированной каменной кладке (как и в неармированном бетоне) приходится вводить ограничения.

Для основного сочетания нагрузок предельная величина эксцентриситета не должна превышать $0{,}9y$, а для особого сочетания – $0{,}95y$; в стенах толщиной 25 см и менее – соответственно $0{,}8y$ и $0{,}85y$ (где y – расстояние от ц.т. сечения до сжатой грани). В стенах толщиной 25 см и менее должен учитываться также случайный эксцентриситет (не менее 2 см для несущих и не менее 1 см для самонесущих стен), который суммируется с эксцентриситетом, полученным из статического расчета. Кроме того, во всех случаях расстояние от точки приложения равнодействующей всех сил N до наиболее сжатой грани сечения должно быть не менее 2 см.

Когда сжимающая сила N находится за пределами ядра сечения, то образуется растянутая зона и возрастает вероятность появления трещин в горизонтальных швах. Поэтому при $e_0 \geq 0{,}7y$, кроме расчета прочности, необходимо проверять раскрытие трещин в швах. Расчетом определяют не саму ширину раскрытия трещин, а условные краевые напряжения в растянутой зоне, принимая эпюру напряжений линейной как для упругого материала:

$$\sigma_t = N/A - Ne_0/W \leq \gamma_г R_{tb}.$$

Эта известная формула сопромата в Нормах представлена в преобразованном виде:

$$N \leq \gamma_г R_{tb} A / [A(h - y) e_0 / I - 1],$$

где R_{tb} – расчетное сопротивление кладки растяжению по неперевязанному, т.е. горизонтальному, сечению, которое принимается по таблицам Норм (табл. 16, прил. 1);

A и h – площадь и высота сечения;

y – расстояние от ц.т. сечения до сжатой грани;

I – момент инерции сечения в плоскости действия изгибающего момента;

$W = I/(h - y)$ момент сопротивления сечения по растянутой грани;

$\gamma_г$ – коэффициент, зависящий от проектного срока службы конструкций и вида отделки поверхности кладки (табл. 20, прил. 1).

Если расчетный эксцентриситет e_0 превышает указанные ограничения или проверка раскрытия трещин дает отрицательный результат, то нужно увеличивать размеры сечения или вводить продольную арматуру, как в бетоне (см. главу 4).

3.12. Сколько расчетных сечений у элемента, работающего на внецентренное сжатие?

Все зависит от расчетной схемы элемента (вопрос 3.3, рис. 10) и эпюры моментов. В общем случае внецентренно сжатый элемент нужно проверять, во-первых, в сечении с максимальным изгибающим моментом (максимальным эксцентриситетом e_0), во-вторых, в сечении с минимальным значением коэффициента продольного изгиба φ_1 и, в-третьих, в сечении, имеющем минимальные размеры. Какое из них окажется наиболее опасным, покажут результаты расчета. Некоторые из этих сечений в конкретных случаях могут совпадать. Например, в простенке многоэтажного здания одно опасное сечение может

находиться в уровне перемычек (там при минимальных размерах сечения максимальная величина момента), другое – ниже перемычек (там сечение то же, момент меньше, но величина φ_1 минимальна).

3.13. Каков порядок расчета на внецентренное сжатие?

При проверке прочности элемента с заранее заданными параметрами и величинами нагрузки последовательность расчетных операций выглядит следующим образом.

1. Устанавливают расчетную схему элемента, положение расчетных сечений (вопрос 3.12), определяют его расчетную длину l_0, усилия в расчетных сечениях M и N и величину эксцентриситета $e_0 = M/N$.

2. При заданных марках камня и раствора по таблицам Норм проектирования находят упругую характеристику α (табл. 7, прил. 1) и расчетное сопротивление кладки R (табл. 9–12 там же).

3. Определяют геометрические характеристики сечения, в том числе – положение центра тяжести, площадь сечения A, момент инерции I и радиус инерции i. Для прямоугольного сечения достаточно знать его ширину b и высоту h.

4. Определяют площадь сжатой зоны A_c (вопросы 3.7, 3.8), момент инерции сжатой зоны I_c относительно ее центра тяжести (т.е. относительно оси действия силы N) и радиус инерции i_c. Для прямоугольного сечения достаточно определить высоту сжатой зоны $h_c = h - 2e_0$ и ее площадь $A_c = bh_c$.

5. Определяют величины гибкости для всего элемента $\lambda = l_0/i$ (или $\lambda_h = l_0/h$) и для его сжатой части $\lambda_c = l_0/i_c$ (или $\lambda_{hc} = l_0/h_c$). По таблице Норм (табл. 14, прил. 1) находят коэффициенты продольного изгиба для всего элемента φ и для его сжатой части φ_c, после чего определяют $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2$.

6. Определяют коэффициент $\omega = 1 + e_0/(2y) \le 1{,}45$.

7. Определяют несущую способность $N_u = m_g\varphi_1 R A_c \omega$ и проверяют условие прочности.

8. Если сечение – прямоугольное, с шириной $b < h$, проверяют его прочность при центральном сжатии в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба. То же выполняют и для сечений другой формы, если момент инерции в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, меньше момента инерции в плоскости изгиба.

9. При величине эксцентриситета $e_0 > 0{,}7y$, дополнительно проверяют раскрытие трещин в швах (вопрос 3.13).

3.14. Что делать, если несущая способность элемента при внецентренном сжатии недостаточна?

Принимают одно из следующих решений. Первое – повышают марки камня и раствора, т.е. увеличивают расчетное сопротивление кладки R. Если при этом упругая характеристика кладки α не меняется, то достаточно повторить только проверку прочности (вопрос 3.13, п. 7), введя в формулу новое значение R. Если α меняется, то прежде необходимо определить все коэффициенты продольного изгиба (п. 5) – φ, φ_c и φ_1, а потом приступить к проверке прочности.

Второе – увеличивают размеры сечения. Тогда расчет повторяют с самого начала.

Третье – усиливают кладку, например, за счет сетчатого армирования. Тогда вначале определяют расчетное сопротивление армированной кладки R_{skb} и ее упругую характеристику α_{sk} (см. главу 4), затем находят коэффициенты φ, φ_c и φ_1, а далее выполняют обычный расчет.

Если не выполняется условие по раскрытию трещин, то либо увеличивают размеры сечения, либо вводят продольное армирование (см. главу 4). В некоторых случаях положительный результат может дать повышение марки раствора (если первоначальная марка не превышала 25).

3.15. Как подобрать марку камня и раствора при внецентренном сжатии?

При решении обратной задачи неизвестной величиной является не несущая способность N_u (она приравнивается к N), а расчетное сопротивление кладки R. Найдя R, подбирают ближайшие марки камня и раствора по таблицам Норм (табл. 9–12, прил. 1).

3.16. Как рассчитывают кладку при знакопеременной эпюре моментов?

При знакопеременной эпюре моментов наиболее сжатые грани сечения меняются местами по длине элемента (высоте колонны, стены или простенка). И если коэффициент продольного изгиба φ определяют для всего элемента длиной H, то φ_c – для отдельных его участков. Длина каждого участка ограничивается длиной участка эпюры одного знака (рис. 13), соответствующим образом определяются и гибкости сжатых частей:

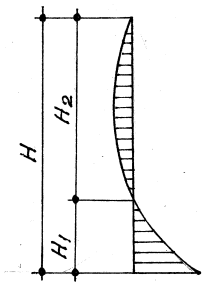


Рис. 13

$$\lambda_{h1,c} = H_1/h_{c1} \text{ или } \lambda_{i1,c} = H_1/i_{c1} \text{ и}$$

$$\lambda_{h2,c} = H_2/h_{c2} \text{ или } \lambda_{i2,c} = H_2/i_{c2},$$

где H_1 и H_2 длины участков элемента с однозначными эпюрами;

h_{c1}, i_{c1} и h_{c2}, i_{c2} – высоты и радиусы инерции сжатой зоны соответствующих участков элемента в сечениях с максимальными изгибающими моментами.

3.17. Как рассчитывают кладку при косом внецентренном сжатии?

Условие прочности имеет тот же вид, что при обычном внецентренном сжатии (вопрос 3.10). Однако, поскольку продольная сила приложена с двумя эксцентриситетами – e_b и e_h, расчетные параметры определяют дважды (рис. 14,а), в направлении b и в направлении h: $h_c = 2c_h$, $b_c = 2c_b$, $A_c = 4c_h c_b$, где c_h и c_b – расстояния от точки приложения силы N до ближайших граней сечения. Тоже дважды, для каждого направления, определяют коэффициенты m_g, φ, φ_1, и ω и дважды проверяют условие прочности, а за расчетную несущую способность сечения принимают меньший из двух результатов.

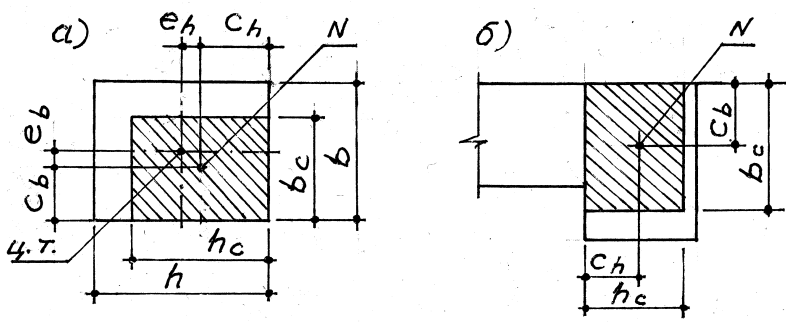


Рис. 14

В сечениях сложной формы допускается упрощение (в запас прочности): площадь сжатой зоны принимают прямоугольной, а ее границы определяются расстояниями c_h и c_b от точки приложения силы до ближайших граней. В результате, как и в сечении прямоугольной формы, $h_c = 2c_h$, $b_c = 2c_b$, а $A_c = 4c_h c_b$ (рис. 14, б).

Смятие

3.18. Чем отличается смятие от сжатия?

Смятие, или местное сжатие, отличается от обычного (равномерного) сжатия тем, что нагрузка на конструктивный элемент передается не по всей площади сечения, а только по ее части (площади смятия), поэтому и напряжения при смятии выше,

чем при сжатии, – тем выше, чем меньше площадь смятия. Смятие в каменной кладке возникает под опорами плит, перемычек, балок, колонн и т.п. конструкций.

3.19. Как распределяются напряжения при смятии?

При смятии напряжения распределяются по сложному закону. В практических расчетах каменных конструкций принимают треугольную или трапецеидальную эпюру напряжений. При этом напряжения смятия распространяются в теле кладки под углом к оси силы смятия N_c, равным радиану: $\alpha = 360^o/2\pi = 57^o17'$ (рис. 15). Очевидно, что по мере удаления от поверхности смятия ширина эпюры увеличивается, а напряжения σ_0 уменьшаются – ведь площадь эпюры напряжений равна силе смятия N_c и остается постоянной.

Приведенные рассуждения относятся к длинной стене, нагруженной одной силой смятия. Если таких сил по длине стены несколько, то эпюры напряжений накладываются друг на друга, а величины напряжений суммируются.

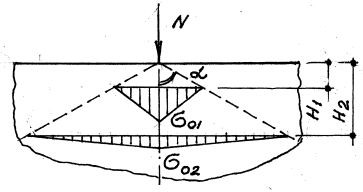


Рис. 15

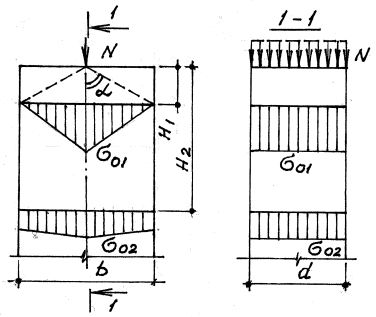


Рис. 16

Если же рассматривать элемент с ограниченной шириной b (колонну или простенок), то по мере удаления от поверхности смятия напряжения в нем выравниваются, и треугольные эпюры превращаются в трапецеидальные. Например, в колонне шириной b и толщиной d (рис. 16) на глубине $H_1 = b/\pi = 0{,}32b$ максимальные напряжения составляют $\sigma_{01} = 2N/(bd)$, т.е. вдвое больше, чем при равномерном сжатии, а на глубине $H_2 = b$ они равны $\sigma_{02} = 1{,}1N/(bd)$, т.е. всего на 10 % больше, чем при равномерном сжатии.

При несимметричном нагружении эпюра напряжений становится тоже несимметричной (рис. 17). Наиболее опасно приложение силы смятия по краю элемента (рис. 18). Здесь и напряжения распространяются только в одну сторону от силы смятия, и сам угол их распространения α равен всего 43º.

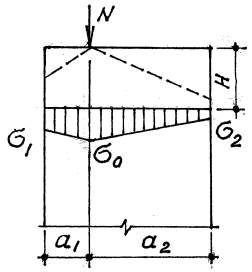


Рис. 17

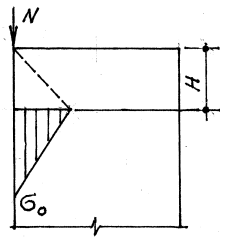


Рис. 18

3.20. Почему прочность при смятии выше, чем при сжатии?

Потому что ненагруженная часть кладки, прилегающая к площадке смятия, сдерживает поперечные деформации нагруженной части и создает эффект объемного сжатия (эффект обоймы), при котором прочность любого материала выше, чем при одноосном сжатии. От соотношения площадей смятия A_c и условной обоймы $A_{об}$ (рис. 19) и зависит расчетное сопротивление кладки смятию R_c:

$$R_c = \xi R,$$

$$\xi = \sqrt[3]{A/A_c} \le \xi_1,$$

где R – расчетное сопротивление кладки сжатию;

A – расчетная площадь, включающая площадь смятия A_c и площадь условной обоймы $A_{об}$ и зависящая от схемы приложения нагрузки (табл. 21, прил. 1);

ξ_1 – коэффициент (от 1,0 до 2,0), зависящий от материала кладки и схемы приложения нагрузки (табл. 22 там же).

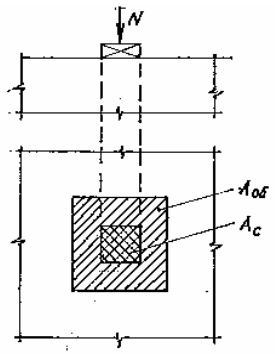


Рис. 19

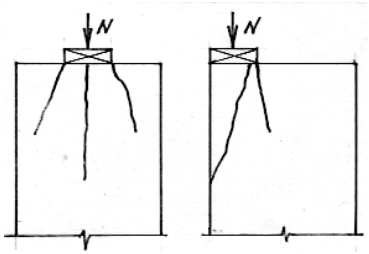


Рис. 20

3.21. Как разрушается кладка при смятии?

Разрушению предшествует появление вертикальных или наклонных трещин, начинающихся от места приложения нагрузки (рис. 20). Со временем эти трещины увеличиваются по ширине раскрытия и по длине и могут привести к сколу кладки и обрушению выше лежащей конструкции (плиты, прогона, балки и т.п.).

Во многих случаях перегрузка каменной кладки при смятии является более опасной, чем при сжатии, поэтому при проектировании зданий и сооружений расчету на смятие нужно уделять не меньшее внимание, чем расчету на сжатие. Очень важно при этом обеспечивать достаточную глубину опирания конструкций на стены и колонны (т.е. достаточную площадь передачи нагрузки, см. вопрос 6.11).

3.22. Что такое эпюра давления?

Рассмотрим случай, когда на стену опирается свободно лежащая балка (рис. 21). Поскольку балка при изгибе деформируется (прогибается), то наибольшее давление она оказывает на край стены, а наименьшее – у своего конца. График изменения давления по длине опоры балки и есть эпюра давления. Она зависит от жесткости балки и деформативных свойств кладки и имеет вид кривой, которую в практических расчетах заменяют прямой линией.

Передача давления осуществляется только по активной длине (глубине) опоры a_0, которую именуют полезной длиной. Если фактическая длина (глубина) опоры $a \ge a_0$, то на участке a_0 эпюра давления треугольная (рис. 21,а), а коэффициент ее полноты $\psi = 0{,}5$. За пределами a_0 давление отсутствует. Центр тяжести треугольной эпюры располагается на 1/3 ее длины от края стены, здесь же находится и равнодействующая опорного давления – опорная реакция балки Q (она же сила смятия N_c). Если $a < a_0$, то эпюра давления – трапецеидальная (рис. 21,б) с коэффициентом $0{,}5 < \psi < 1$.

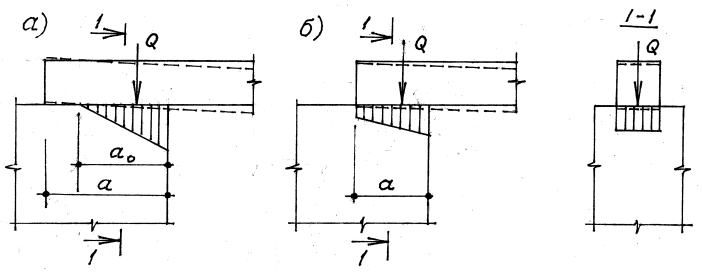


Рис. 21

Полезную длину находят из выражения:

$$a_0 = \sqrt{2Q/(cb\mathrm{tg}\alpha)}\ ,$$

где Q – опорная реакция балки;

b – ширина ее опорного участка;

$c = 50R_u/b$ – коэффициент постели при смятии кладки (для свежеуложенной кладки $c = 35R_{u1}/b$, R_{u1} – предел прочности кладки на растворе прочностью 0,2 МПа);

α – угол наклона оси балки на опоре, который определяют по справочным таблицам (например, для свободно опертой балки при равномерно распределенной нагрузке $\mathrm{tg}\alpha = Ql^3/(24EI)$.

Если у изгибаемой конструкции длина (глубина) опоры a меньше опорной высоты сечения, то допускается принимать $a_0 = a$ и назначать треугольную эпюру давления.

В перпендикулярном направлении (сечение 1-1 на рис. 21) давление распределяется равномерно по всей ширине опирающейся конструкции. Поэтому эпюру давления здесь принимают прямоугольной с коэффициентом полноты $\psi = 1$.

3.23. Как рассчитывают кладку на смятие?

Рассчитывают в следующем порядке:

1. Определяют величину продольной сжимающей силы N_c от местной нагрузки.

2. Определяют площадь смятия A_c.

3. По Нормам (табл. 21 и 22, прил. 1) определяют расчетную площадь A и вычисляют коэффициент $\xi = \sqrt[3]{A/A_c} \le \xi_1$.

4. Находят расчетное сопротивление кладки смятию $R_c = \xi R$.

5. В зависимости от условий опирания вышележащей конструкции определяют коэффициент полноты эпюры давления: $\psi = 1$ при равномерном распределении (прямоугольной эпюре) давления, $\psi = 0{,}5$ при треугольной эпюре (вопрос 3.22).

6. Вычисляют коэффициент d. Для кладки из кирпича и сплошных бетонных блоков $d = 1{,}5 - 0{,}5\psi$. При опирании изгибаемых конструкций на такую кладку допускается принимать $\psi d = 0{,}75$. Для остальных видов кладки $d = 1$.

7. Проверяют условие прочности:

$$N_c \le N_{cu} = \psi d R_c A_c,$$

где N_{cu} – несущая способность кладки на смятие

Если $N_c > 0{,}8N_{cu}$, то необходимо, как минимум, три верхних ряда кладки армировать сетками из стержней диаметром не менее 3 мм с размерами ячеек не более 60×60 мм. Сетки сдерживают поперечные деформации, препятствуют развитию трещин и, по существу, играют роль дополнительной обоймы.

Обычно такие сетки ставят под опорами не только балок или прогонов, но и несущих дверных и оконных перемычек, особенно, если они опираются на угловые части простенков.

3.24. Что делать, если кроме смятия кладка испытывает сжатие?

Такие случаи возникают весьма часто. Например, стена или колонна испытывает местную нагрузку от балки междуэтажного перекрытия и одновременно – основную нагрузку от выше расположенных стен или колонн. Тогда проверку прочности выполняют в следующем порядке:

1. Определяют величину местной нагрузки (опорной реакции балки) N_c.

2. Определяют несущую способность кладки на смятие N_{cu} (вопрос 3.23). При этом значение коэффициента ξ_1 принимают как для суммы местной и основной нагрузок (табл. 22, прил. 1).

3. Определяют сжимающие напряжения σ в кладке от основной нагрузки, т.е. от давления выше расположенных конструкций (стен, колонн и т.п.).

4. Определяют величину усилия от этой нагрузки, приходящуюся на площадь смятия: $N = \sigma A_c$.

5. Определяют суммарное (эквивалентное) усилие $N_{экв} = N_c + N$ и сравнивают его с несущей способностью N_{cu}.

Если несущая способность кладки достаточна для восприятия местной нагрузки, но недостаточна для восприятия суммарной нагрузки, то Нормы проектирования допускают применять прием, который позволяет исключить приложение основной нагрузки по площади смятия A_c. Для этого над опорным концом балки следует проложить мягкую прокладку или предусмотреть зазор. Такой прием, однако, требует добросовестности исполнителя и достаточно строгого контроля качества работ.

3.25. Как рассчитывают кладку на смятие в заделке консоли?

По консольной схеме работают балконные плиты, козырьки, консоли навесов и т.п. конструкции. В заделке консоли, кроме максимальной поперечной силы Q, равной весу консоли и приложенной к ней нагрузке, возникает и максимальный момент $M = Qe_0$ (рис. 22, а), который раскладывается на пару сил. Одна направлена вниз и совпадает с направлением Q, другая – вверх. Каждая из них создает в кладке давление противоположного знака, а максимальные напряжения смятия возникают у грани стены. Поэтому условие прочности записывается в виде, известном из курса сопротивления материалов:

$$\sigma_c = Q/A + M/W \le R_c, \text{ или}$$

$$\sigma_c = Q/ab + Qe_0/(ba^2/6) \le R_c,$$

где a – глубина заделки консоли;

b – ее ширина;

$e_0 = c + a/2$ – расстояние от равнодействующей нагрузок на консоль Q до середины глубины заделки;

c – расстояние от равнодействующей Q до грани стены.

В Нормах [7] это выражение преобразовано в формулу:

$$Q \le Q_u = R_c ab/(6e_0/a + 1).$$

Минимально необходимую глубину заделки определяют из выражения:

$$a = 2Q/(R_c b) + \sqrt{4Q^2/(R_c^2 b^2) + 6Qc/(R_c b)}\,.$$

Если условие прочности не выполняется, необходимо либо увеличить глубину заделки a, либо принять иные меры (см. вопрос 3.26).

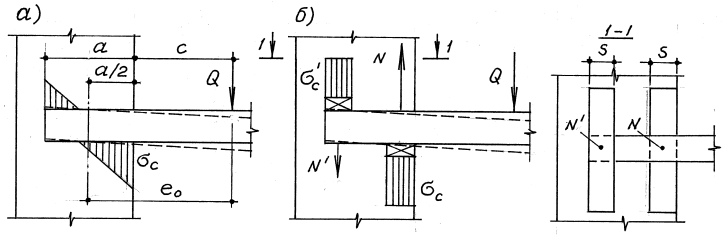


Рис. 22

3.26. Что делать, если несущая способность кладки при смятии недостаточна?

Один путь – повысить прочность кладки, применив армирование горизонтальных швов сетками. При этом в качестве расчетного сопротивления кладки принимают бо́льшую из величин – R_{sk} (расчетное сопротивление армированной кладки, см. главу 4) или R_c. Данный прием наиболее целесообразен в тех случаях, когда конструкция опирается у торца или на угол простенка (колонны), т.е. когда $\xi_1 = 1$ и эффект обоймы практически отсутствует (см. вопрос 3.20 и табл. 21, 22, прил. 1).

Второй путь – уменьшить напряжения смятия, т.е. увеличить площадь передачи местной нагрузки. Делается это за счет установки под опорами конструкций распределительных плит (в строительном обиходе обычно именуемых опорными подушками) – чаще всего железобетонных, изредка металлических.

Толщина железобетонной плиты должна быть кратной толщине рядов кладки и составлять не менее 150 мм. Армиро-

вать ее необходимо не менее чем двумя сетками с объемным процентом армирования (объемом арматуры по отношению к объему бетона) не менее 0,5 %. Если расчетная величина опорного давления (опорной реакции) составляет 100 кН и более, то плиты необходимо предусматривать независимо от результатов расчета, а их толщина должна быть не менее 220 мм.

Чем больше площадь плиты, тем меньше напряжения смятия, а чем выше жесткость плиты, тем равномернее эти напряжения распределяются по сечению кладки.

В зданиях с большими пролетами, особенно с массовым скоплением людей (кинотеатры, спортивные залы, культовые здания и т.п.), рекомендуется вместо распределительных плит устраивать распределительные пояса вдоль стен (см. главу 6).

Для консольных элементов применяют распределительные плиты в виде железобетонных брусков, устанавливаемых под и над консолью (рис. 22, б). Если ширина брусков *s* не превышает 1/3 глубины опирания *a*, то эпюры напряжений в кладке от сил давления *N* и *N'* можно принимать прямоугольными.

3.27. Как влияет жесткость распределительных плит на напряжения смятия?

Если местную нагрузку – например, на колонну – передавать через абсолютно жесткую плиту (т.е. плиту с бесконечной жесткостью *EI*) площадью, равной площади сечения колонны, то напряжение в кладке будут равномерными, как при обычном сжатии (рис. 23,а). В действительности же, плиты обладают конечной жесткостью и под воздействием нагрузки сами деформируются (рис. 23,б). Это значит, что напряжения в кладке под плитой становятся неравномерными, а эпюра напряжений – криволинейной, которую в практических расчетах заменяют трапецеидальной. Чем больше высота сечения (толщина) плиты и чем выше у нее модуль деформаций, тем выше ее жесткость и тем равномернее под ней распределяются напряжения в кладке.

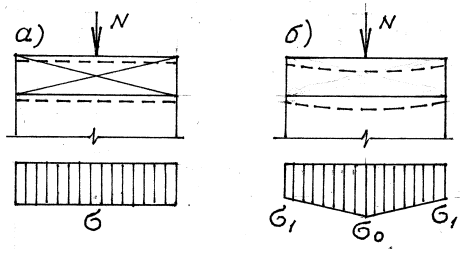


Рис. 23

Жесткость учитывается эквивалентной (приведенной к кладке) высотой плиты H_0, которая существенно больше, чем ее физическая высота *h*:

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

где E_p – модуль упругости материала плиты (для бетона $E_p = 0{,}85E_b$);

$I_p = dh^3/12$ – момент инерции плиты (*h* – высота сечения плиты);

$E = 0{,}5E_0$ – модуль деформаций кладки;

d – размер плиты в направлении, перпендикулярном направлению распределения давления (рис. 16).

Как показано в ответе 3.19 и на рис. 16, чем больше расстояние от поверхности смятия *H*, тем равномернее распределяются напряжения и тем меньше величина максимальных напряжений σ_0. Отсюда понятно, что распределительная плита как бы отдаляет расчетное сечение кладки от поверхности смятия – тем больше отдаляет, чем больше ее приведенная высота H_0.

3.28. Каково соотношение толщин железобетонных и стальных распределительных плит?

При опирании на кладку стальных балок проектировщики иногда предпочитают железобетонным распределительным плитам тонкие стальные плиты (пластины), назначая их толщи-

ну «на глазок» или руководствуясь соотношением прочностей стали и бетона. Каково действительное соотношение толщин, легко увидеть на простом примере.

Определим, какую эквивалентную высоту (толщину) H_0 имеет железобетонная плита из тяжелого бетона класса В15 глубиной опирания (длиной) d и физической высотой h = 220 мм, лежащая на кладке из кирпича марки 75 на растворе марки 50.

Начальный модуль упругости бетона $E_p = 0{,}85 \cdot 24 \cdot 10^3 = 20{,}4 \cdot 10^3$ МПа, момент инерции сечения $I_p = dh^3/12 = 887 \cdot 10^3 d$ мм^4. Расчетное сопротивление кладки R = 1,3 МПа, модуль упругости $E_0 = \alpha R = 1000 \cdot 1{,}3 = 1{,}3 \cdot 10^3$ МПа (где α – упругая характеристика, см. вопрос 2.25), модуль деформаций $E = 0{,}5E_0 = 0{,}65 \cdot 10^3$ МПа (вопрос 2.28). Эквивалентная высота сечения плиты: $H_0 = 2\sqrt[3]{E_p I_p/(Ed)} = 606$ мм.

Найдем, какую физическую высоту h должна иметь пластина из стали Ст 3 при той же длине d и эквивалентной высоте H_0.

Модуль упругости стали $E_p = 210 \cdot 10^3$ МПа, момент инерции сечения $I_p = dh^3/12$, модуль деформаций кладки (см. выше) $E = 0{,}65 \cdot 10^3$ МПа. Преобразуя формулу $H_0 = 2\sqrt[3]{E_p I_p/(Ed)}$, имеем $h = H_0/(2\sqrt[3]{E_p I_p/12Ed})$, откуда h = 100 мм. То есть толщина стальной пластины оказалась всего в 2,2 раза меньше толщины железобетонной плиты той же жесткости, а не в 10…15 раз, как иногда можно увидеть в проектах.

3.29. Как рассчитывают кладку на смятие при наличии распределительных плит?

Рассмотрим порядок расчета на примере осевого сжатия колонны (схема на рис. 23,б, вопрос 3.27).

1. Назначают размеры плиты b, d, h и класс бетона (если плита железобетонная). При этом площадь смятия кладки $A_c = b \times d$.

2. С помощью схем, приведенных в Нормах проектирования (табл. 21, 22, прил. 1), определяют расчетную площадь смятия A, коэффициент $\xi = \sqrt[3]{A/A_c} \le \xi_1$ и расчетное сопротивление кладки смятию $R_c = \xi R$. В нашем случае площадь плиты равна площади сечения колонны, поэтому $A = A_c$, $\xi = 1$, а $R_c = R$.

3. Находят модуль упругости кладки $E_0 = \alpha R$, а по Нормам проектирования железобетонных конструкций – начальный модуль упругости бетона E_b.

4. Определяют модули деформаций бетона $E_p = 0{,}85E_b$ и кладки $E = 0{,}5E_0$, вычисляют момент инерции плиты I_p и находят приведенную высоту плиты $H_0 = 2\sqrt[3]{E_p I_p/(Ed)}$.

5. Приравнивают H_0 к H и определяют напряжения смятия

$$\sigma_0 = (N/2ad)(1 + 0{,}41a^2/H^2),$$

$$\sigma_1 = (N/2ad)(1 - 0{,}41a^2/H^2).$$

6. Зная усилие смятия N_c, площадь смятия A_c и максимальное напряжение σ_{max} (в нашем случае $\sigma_{max} = \sigma_0$), определяют коэффициент полноты эпюры $\psi = N_c/(\sigma_{max} A_c)$ и коэффициент $d = 1{,}5 - 0{,}5\psi$.

7. Находят несущую способность кладки на смятие и проверяют условие прочности:

$$N_c \le N_{cu} = \psi d R_c A_c.$$

Отметим еще, что железобетонные плиты зачастую сами нуждаются в проверке на смятие, особенно при опирании на них стальных конструкций. Расчет при этом выполняется по Нормам проектирования железобетонных конструкций.

Здесь была рассмотрена только одна конкретная схема – осевое приложение сосредоточенной силы к колонне. На практике они бывают самыми разными. Наиболее распространенные

схемы приведены в табл. 6 [11]. Там же даны и формулы напряжений смятия (выше приведенные формулы σ_0 и σ_1 взяты именно оттуда).

3.30. Что такое депланация сечений кладки и к чему она приводит?

В расчете каменных и армокаменных конструкций на сжатие, растяжение и изгиб используется гипотеза плоских сечений, т.е. предполагается, что при деформировании сечение остается плоским.

При смятии пользоваться этой гипотезой нельзя ввиду сильного искривления сечений, которое (искривление) и называется депланацией. Подобное происходит не только при смятии, но и вообще при любых скачкообразных нагрузках в пределах одного сечения, например, в местах сопряжения несущих и самонесущих стен (вопрос 6.5).

Депланация опасна тем, что по границе приложения местной нагрузки в пределах участка высотой b образуются горизонтальные растягивающие напряжения σ_t (рис. 24), которые могут привести к разрыву кладки. Максимальные напряжения $\sigma_{t,\ max}$ возникают на верхней грани, их величина (табл. 7) зависит от длины нагруженного участка (длины площадки смятия) a, общей длины каменного элемента l и величины местной нагрузки, которую заменяют нагрузкой q, равномерно распределенной по площадке смятия.

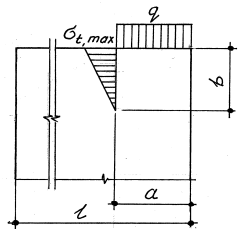


Рис. 24

Таблица 7

a/l	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$\sigma_{t,\ max}$	$0{,}432q$	$0{,}383q$	$0{,}295q$	$0{,}216q$	$0{,}157q$	$0{,}116q$	$0{,}089q$
b	$0{,}99a$	$0{,}77a$	$0{,}58a$	$0{,}43a$	$0{,}31a$	$0{,}23a$	$0{,}18a$

Примечание. Для промежуточных значений a/l значения $\sigma_{t,\ max}$ и b принимают по интерполяции. Для значений a/l, выходящих за пределы табличных, значения $\sigma_{t,\ max}$ и b определяют по п. 4.23 [11].

Условие прочности имеет вид

$$\sigma_{t,\ max} \le 0{,}8R_{tb,\ u},$$

где $R_{tb,\ u} = 2{,}25R_{tb}$ – предел прочности кладки на растяжение при изгибе по перевязанному сечению;

R_{tb} – расчетное сопротивление растяжению при изгибе (табл. 15, прил. 1).

Если условие не удовлетворяется, то по всей высоте растянутой зоны b в горизонтальных швах кладки необходимо устанавливать сетчатую арматуру, которая должна воспринять растягивающее усилие $N_t = \sigma_{t,\ max}\, hb/2$, где h – толщина стены.

Сетки должны быть хорошо заанкерены, поэтому с одной стороны от опасного вертикального сечения сетки заводят на всю длину площадки смятия, а с другой стороны – на такую же длину, но, конечно, не далее края стены.

Чтобы не возникало путаницы, смысл приведенных обозначений поясним двумя примерами. При опирании на торцевой край простенка балки, ориентированной параллельно оси стены, величина h соответствует толщине простенка, l – ширине простенка. При опирании на боковой край простенка балки, ориентированной перпендикулярно оси стены, h соответствует ширине площадки смятия (ширине распределительной плиты), l – толщине стены.

Растяжение, изгиб и срез

3.31. Как рассчитывают на растяжение?

Растяжение каменной кладки – центральное или внецентренное – может возникать в стенках силосных башен, цилиндрических (рис. 25,а, вид в плане) и прямоугольных резервуаров, во внешних углах подпорных стен (рис. 25,б) и т.п. конструкций.

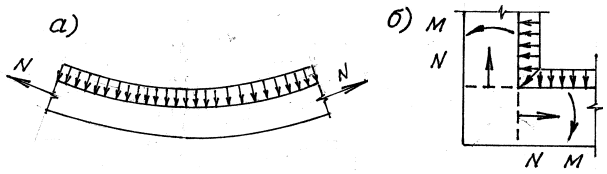


Рис. 25

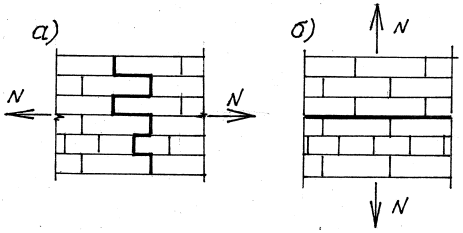


Рис. 26

Заметим, что кладка может растягиваться по перевязанному (рис. 26, а) и по неперевязанному (б) сечениям. Прочность по неперевязанному сечению, т.е. по горизонтальному шву, зависит от сцепления раствора с камнем, которое в производственных условиях проконтролировать невозможно. Поэтому Нормы разрешают проектирование конструкций, растянутых только по перевязанному сечению.

Условие прочности при центральном растяжении имеет вид

$$N \le N_u = R_t A_n,$$

где N – расчетное усилие;

R_t – расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению (табл. 15, прил. 1);

A_n – площадь сечения нетто.

При внецентренном растяжении расчет выполняют из условия:

$$\sigma_t = N/A + Ne_0/W \le R_t, \text{ или}$$

$$N \le N_u = R_t A_n W_n/(W_n + e_0 A_n),$$

где W – момент сопротивления (для прямоугольного сечения $W = bh^2/6$);

e_0 = эксцентриситет силы N.

3.32. Как рассчитывают на изгиб?

Изгибающие моменты могут возникать в перевязанном (рис. 27,а) и неперевязанном (б) сечениях кладки.

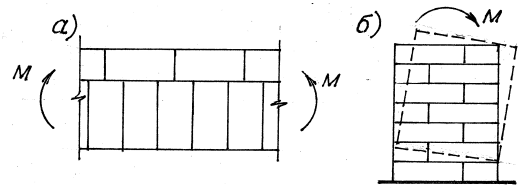


Рис. 27

Как и при растяжении, допускается проектирование конструкций, изгибаемых только по перевязанному сечению. К таким элементам относятся, например, участки подпорных стен между контрфорсами, работающие как плиты, опертые по трем сторонам.

Прочность сечения каменной кладки, подобно изгибу бетонного сечения, определяется прочностью растянутой зоны, эпюра нормальных напряжений в которой искривляется вследствие накопления пластических деформаций (рис. 28,а), что приводит к положительному эффекту. Однако, если при расчете бетона на изгиб этот эффект учитывается введением более высокого по величине упруго-пластического момента сопротивления W_{pl}, то при расчете каменной кладки – введением расчетного сопротивления при изгибе R_{tb} (табл. 15, прил. 1) которое при-

мерно в полтора раза выше расчетного сопротивления при осевом растяжении R_t. Момент сопротивления W при этом определяют как для упругого сечения высотой, равной толщине стены. Поэтому условие прочности имеет простой вид:

$$M \le M_u = R_{tb} W.$$

Под воздействием поперечных сил Q при изгибе возникают также касательные напряжения. Вместе с нормальными они создают главные растягивающие напряжения, приводящие к разрушению кладки по наклонным сечениям. Здесь прочность проверяют по известной формуле сопромата, полагая эпюру нормальных напряжений треугольной:

$$\tau = QS/(Ib) = Q/(bz) \le R_{tw},$$

$$\text{или } Q \le Q_u = R_{tw}\, b\, z,$$

где R_{tw} – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе (численно равно R_{tb});

b – ширина сечения;

S – статический момент отсеченной части сечения;

I – момент инерции сечения;

$z = I/S$ – плечо внутренней пары сил (в прямоугольном сечении $z = (2/3)h$, рис. 28,б).

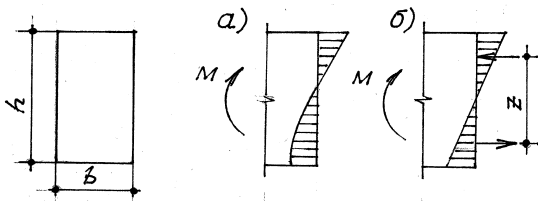


Рис. 28

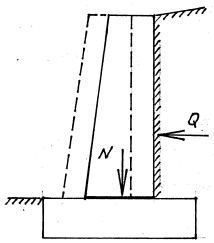


Рис. 29

3.33. Как рассчитывают на срез (скалывание)?

На срез работают элементы, воспринимающие большие перерезывающие силы Q: подпорные стены, воспринимающие боковое давление грунта (рис. 29); простенки, воспринимающие распор арок (без затяжек) и куполов (без опорных колец); крайние простенки под каменными перемычками и т.д. Срезу в них сопротивляются силы сцепления в швах кладки Q_1 и силы трения Q_2 (последние зависят от силы нормального давления N и коэффициента трения μ):

$$Q \le Q_u = Q_1 + Q_2,$$

где $Q_1 = R_{sq} A$,

$Q_2 = 0{,}8 n \mu \sigma_0 A$;

R_{sq} – расчетное сопротивление срезу (табл. 16, прил. 1);

A – расчетная площадь сечения;

$\mu = 0{,}7$ – коэффициент трения;

$\sigma_0 = N/A$ – средние напряжения сжатия при наименьшем расчетном значении силы N с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0{,}9$;

n – коэффициент, равный 1 для кладки из полнотелого кирпича и камней и равный 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней и для кладки из рваного бута.

Глава 4.
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ УСИЛЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

4.1. Как можно повысить несущую способность сжатых элементов?

Если возможности повышения марок камня и раствора исчерпаны, а размеры сечения увеличивать нельзя, то несущую способность можно повысить одним из четырех способов.

Первый – уложить арматурные сетки в горизонтальные швы, поперек оси действия сжимающей силы (вопросы 4.2–4.6). Под влиянием поперечных деформаций стержни сеток удлиняются, в них возникают растягивающие усилия, реакция которых действует на кладку в виде поперечных сжимающих сил (рис. 30), т.е. в кладке создается объемное сжатие. Чем чаще поставлены сетки и чем больше в них арматуры, тем выше прочность кладки. Максимально расчетную прочность кладки можно повысить в два раза, после чего увеличение армирования эффекта не дает.

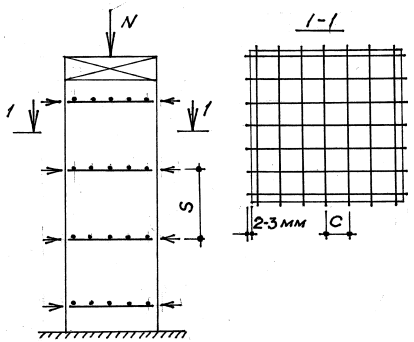


Рис. 30

Второй способ – передать часть нагрузки на продольную стальную арматуру, которая работает аналогично продольной арматуре железобетонных конструкций (вопросы 4.7–4.13).

Третий способ – заменить часть сечения элемента железобетоном, имеющим более высокую несущую способность, чем кладка, т.е. создать комплексный конструктивный элемент (вопросы 4.18–4.22).

Второй и третий способы, широко применявшиеся до начала массового производства сборного железобетона, в последние десятилетия оказались незаслуженно забытыми. Между тем и в настоящее время они во многих случаях являются незаменимыми – например, там, где затруднено использование тяжелого транспорта и мощных грузоподъемных механизмов для монтажа железобетонных или металлических конструкций.

Четвертый способ – создать вокруг сжатого элемента стальную, штукатурную или железобетонную обоймы, которые сдерживают поперечные деформации кладки и повышают ее прочность. Стальная и железобетонная обоймы, кроме того, могут воспринимать и часть вертикальной нагрузки (вопросы 4.23–4.26). Этот способ применяют чаще всего для увеличения несущей способности уже эксплуатируемых конструкций.

В порядке исторической справки отметим, что сетчатое армирование впервые было предложено проф. В.П. Некрасовым в конце 1920-х годов. Им же в 1933 г. была составлена первая «Временная инструкция по проектированию и применению комплексных конструкций в строительстве». Всесторонние исследования армированных, комплексных и усиленных обоймами конструкций были проведены В.А. Камейко и С.В. Поляковым в 1940–50-е годы [20, 22, 24]. Предложенные ими расчетные формулы сохраняют силу по сей день.

Элементы с сетчатым армированием

4.2. Какую арматуру используют для сеток?

Для сетчатого армирования кладки применяют сварные прямоугольные сетки из стержней диаметром 3…6 мм с размерами ячеек $30 \le c \le 120$ мм. Применявшиеся ранее гнутые сетки

типа «зигзаг» из-за более низкой технологичности ныне практически вышли из употребления.

Как показали эксперименты, в момент разрушения армированной кладки напряжения в сетчатой арматуре могут достичь 330…350 МПа. Для сварных сеток лучше всего использовать проволочную арматуру класса Вр-I (В500), которую выпускают малых диаметров (3…5 мм). Можно использовать и стержневую арматуру класса А-I (А240), минимальный диаметр которой 6 мм вписывается в максимально допустимую толщину швов. У арматуры класса А-II (А300) минимальный диаметр составляет 10 мм, поэтому для сеток ее не применяют, а арматуру класса А-III (А400) применять нет смысла, потому что прочность ее недоиспользуется.

Концы сеток должны выступать снаружи поверхности кладки на 2…3 мм (рис. 30). Это требование вызвано необходимостью визуального контроля качества работ. К тому же, выступающие концы арматуры улучшают сцепление штукатурки с кладкой.

4.3. Можно ли вместо сварных сеток применять отдельные стержни?

Нет, нельзя. Ведь контурные стержни сварных сеток одновременно являются анкерами для остальных стержней, без чего должное сцепление арматуры с раствором не будет обеспечено, а без сцепления проку от армирования мало. Поэтому качеству сварки стержней в сетках должно уделяться повышенное внимание.

4.4. Какие требования ограничивают применение сетчатого армирования?

Во-первых, марка раствора должна быть не ниже 50, а марка кирпича не ниже 75. Требование это сугубо экономическое: нет смысла расходовать дорогостоящий металл и усложнять работы, если можно повысить марку кирпича или раствора. Марка мелких камней не регламентируется.

Во-вторых, высота одного ряда кладки из кирпича (толщина камня плюс толщина растворного шва) должна быть не более 150 мм, а из камня – не более 300 мм. Причем во втором случае при высоте более 150 мм прочность кладки увеличивается в меньшей степени. Вызвано это тем, что с увеличением высоты камня его прочность используется более полно (вопросы 2.4–2.6), поэтому и положительное влияние сеток уменьшается.

В-третьих, в кладке, которая эксплуатируется в условиях повышенной влажности (более 60 %), способствующей быстрой коррозии металла, сетчатое армирование запрещено. Запрет этот относится, главным образом, к стенам бань, саун, автомоек и т.п. зданий и сооружений

В-четвертых, применять сетки целесообразно только при гибкости сжатых элементов $\lambda_i \leq 53$, или $\lambda_h \leq 15$. При большей гибкости потеря устойчивости элемента может произойти существенно раньше, чем исчерпается его прочность, и сетки в работу полностью включиться не успеют.

В-пятых, применение сеток ограничивается эксцентриситетом e_0 продольной силы, величина которого не должна превышать значения радиуса ядра сечения ($r_y = W/A$), т.е. при отсутствии в сечении растянутой зоны (см. вопрос 4.6). В противном случае эффект от присутствия сеток резко падает.

В-шестых, шаг сеток s по высоте должен быть не более 400 мм (5 рядов кладки из одинарного кирпича). При большем шаге в промежутках между сетками кладка разрушается почти так же, как и кладка без армирования.

Наконец, сетчатое армирование следует применять только тогда, когда даже максимально возможные в данных условиях марки камня (кирпича) и раствора не в состоянии обеспечить необходимую прочность кладки, а площадь поперечного сечения элемента увеличить невозможно. Это требование вызвано тем, что кладка с сетчатым армированием нуждается в повышенном внимании и ответственности рабочих и в особо

тщательном внутрипроизводственном (операционном) контроле, поэтому злоупотреблять данным конструктивным приемом нельзя.

4.5. Как рассчитывают кладку с сетчатым армированием при центральном сжатии?

Рассчитывают так же, как и неармированную кладку (вопрос 3.4), лишь заменяя расчетное сопротивление неармированной кладки R более высоким расчетным сопротивлением армированной кладки R_{sk}, которое определяют по формуле:

$$R_{sk} = R + p\mu R_s/100 \le 2R,$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры с учетом коэффициента условий работы γ_{sc} (равного 0,75 для стали класса А-I и 0,6 для Вр-I, см. табл. 17, прил. 1);

$\mu = 100V_s/V_k$ – объемный процент армирования (V_s – объем стали, V_k – объем кладки). Для прямоугольных сеток из стержней площадью сечения каждого A_{st}, имеющих квадратные ячейки со стороной c и устанавливаемых с шагом по высоте s (рис. 30), процент армирования $\mu = (2A_{st}/cs)100$;

$p = 2$ при пустотности кирпича до 20%, $p = 1{,}5$ при пустотности от 20 до 30%, $p = 1$ при пустотности более 30%.

Кроме того, коэффициент продольного изгиба φ определяют с учетом более низкой упругой характеристики армированной кладки:

$$\alpha_{sk} = \alpha R_u/R_{sku},$$

где α – упругая характеристика неармированной кладки (табл. 7, прил. 1);

$R_u = kR$ – предел прочности неармированной кладки (вопрос 2.15),

$R_{sku} = R_u + 2R_{sn}\mu/100$;

R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры классов А-I (А240), Вр-I (В500), принимаемое по нормам проектирования железобетонных конструкций (для Вр-I с коэффициентом 0,65).

Условие прочности имеет вид:

$$N \le N_u = m_g\varphi R_{sk} A.$$

Величина μ должна быть не менее 0,1 % и не более величины $50R/R_s$, которая соответствует предельной прочности $R_{sk} = 2R$. Из этого следует, что, чем выше прочность кладки R, тем выше для нее максимально допустимый процент армирования μ_{max}. Например, для кладки из кирпича марки 75 на растворе марки 50, армированной сетками из проволоки класса Вр-I, μ_{max} = 0,3 %, а из кирпича марки 150 на растворе марки 100 μ_{max} = 0,51 %.

Для кладки из камней марки 35 и выше при высоте ряда более 150 (но менее 300) мм, эффективность сетчатого армирования снижается, поэтому $R_{sk} \le 1{,}5R$.

4.6. Как рассчитывают кладку с сетчатым армированием при внецентренном сжатии?

С увеличением эксцентриситета e_0 приложения продольной силы N эффективность сетчатого армирования уменьшается. Вызвано это тем, что поперечные деформации в сечении распределяются неравномерно. Максимальная их величина находится у наиболее сжатой, а минимальная у наименее сжатой грани – у этой грани и стержни сеток работают наименее эффективно. Если же в сечении образуется растянутая зона, то расположенные в ней стержни сеток не работают и влияния на прочность кладки практически не оказывают. Вот почему величину эксцентриситета и ограничивают радиусом ядра сечения ($e_0 \le r = W/A$), не допуская появления растянутой зоны (вопрос 4.4).

По этим причинам кладка с одинаковым армированием имеет более низкое расчетное сопротивление при внецентренном сжатии R_{skb}, чем при центральном R_{sk}, – и тем ниже, чем больше эксцентриситет e_0. Оно определяется по формуле:

$$R_{skb} = R + (2\mu R_s/100)(1 - 2e_0/y) \le 2R,$$

где R – расчетное сопротивление неармированной кладки;

y – расстояние от ц.т. сечения до наиболее сжатой грани;

μ – процент армирования (вопрос 4.5), максимальная величина которого, однако, допускается более высокой, чем при центральном сжатии: $\mu_{max} = 50R/[(1 - 2e_0/y)\,R_s]$.

В остальном расчет на внецентренное сжатие не отличается от расчета неармированного сечения (с заменой R на R_{skb}):

$$N \le N_u = m_g \varphi_1 R_{skb} A_c \omega,$$

где φ_1 определяется с учетом более низкой упругой характеристики α_{sk} (вопрос 4.5); m_g, A_c и ω – см. вопрос 3.10.

Элементы с продольным армированием

4.7. В каких случаях применяют продольное армирование?

Продольное армирование целесообразно применять, прежде всего, в тех случаях, когда невозможно использовать более простое сетчатое армирование – при больших эксцентриситетах продольных сил и при больших гибкостях сжатых элементов (вопрос 4.4). Кроме того, продольное армирование позволяет увеличить несущую способность кладки максимально не в два раза, как при сетчатом армировании, а существенно больше.

4.8. Как армируют кладку продольными стержнями?

Различают два вида армирования. Один (рис. 31,а) – когда, арматура располагается снаружи кладки (лучше всего, в специальных бороздах), а защитным слоем для нее служит штукатурка из раствора марки не ниже 25 (для конструкций, эксплуатируемых во влажных помещениях и на открытом воздухе – марки не ниже 50). Толщина защитного слоя определяется по Нормам проектирования железобетонных конструкций. Шаг хомутов, предотвращающих потерю устойчивости арматуры, должен быть не более 15 диаметров продольных стержней.

Другой вид продольного армирования (рис. 31,б) – когда арматуру располагают внутри кладки – в вертикальных швах, а хомуты – в горизонтальных швах. Защитным слоем для нее служит сама каменная кладка (толщиной полкирпича). Второй вид армирования более трудоемок, требует тщательного заполнения вертикальных швов, но и более надежен, поскольку каменная кладка лучше, чем штукатурка, защищает арматуру от коррозии и действия высокой температуры при пожаре. Кроме того, несущая способность сжатой арматуры здесь используется более полно, чем при внешнем армировании. Правда, при внецентренном сжатии этот вид армирования менее эффективен, поскольку рабочая высота сечения h_0 (расстояние от оси растянутой или менее сжатой арматуры до наиболее сжатой грани сечения) становится существенно меньшей.

Площадь сечения сжатой арматуры (процент армирования) должна быть не менее 0,1 % от общей площади сечения.

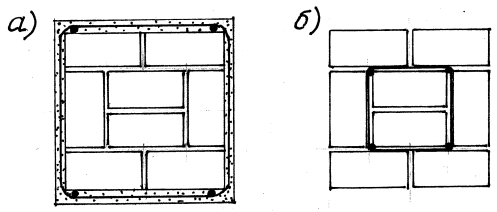


Рис. 31

4.9. Как рассчитывают кладку с продольным армированием при центральном сжатии?

За счет сцепления кладка и сжатая арматура деформируются совместно. Однако при высоких напряжениях в кладке развиваются большие пластические деформации и сцепление ее с арматурой нарушается, что приводит к расслоению и снижению прочности кладки на 15 % по сравнению с неармированной, поэтому в расчет прочности вводят понижающий коэффициент 0,85.

С другой стороны, в момент разрушения армированного элемента напряжения в арматуре предела текучести не достигают, поэтому ее расчетное сопротивление снижают, применяя коэффициент условий работы γ_{cs} (табл. 17, прил. 1). Он равен 0,85 для арматуры класса А-I (А240) и 0,7 для арматуры класса А-II (А300). Еще в меньшей степени используется прочность арматуры класса А-III (А400), поэтому применять ее нет смысла.

В результате, условие прочности имеет вид:

$$N \le N_u = \varphi\,(0{,}85\, m_g R A + \gamma_{cs} R_{cs} A_s'),$$

где R и A – расчетное сопротивление сжатию и площадь сечения кладки;

R_{sc} и A_s' – расчетное сопротивление сжатию и площадь сечения всей продольной арматуры;

φ и m_g определяют как для неармированной кладки (вопрос 3.2).

При этом процент армирования $\mu = A_s' \cdot 100/A$ должен быть, как отмечено выше, не менее 0,1.

4.10. Как работает кладка с продольным армированием при внецентренном сжатии?

Работа армированной кладки при внецентренном сжатии по сути мало отличается от работы железобетона. (Даже некоторые обозначения в нормативно-справочных документах приняты одинаковыми. Например, высота сжатой зоны записывается не традиционным для кладки знаком h_c, а принятым для железобетона знаком x.)

Как и в железобетоне, различают два случая: 1-й – случай больших эксцентриситетов; 2-й – случай малых эксцентриситетов. Границей между ними (для сечений любой формы) служит величина отношения статического момента S_c площади сжатой зоны A_c относительно оси растянутой (или менее сжатой) арматуры к статическому моменту S_0 площади всего сечения A относительно оси той же арматуры. Если $S_c < 0{,}8S_0$, возникает 1-й случай, если $S_c \ge 0{,}8S_0$, – второй.

1-й случай характеризуется тем, что растянутая арматура A_s полностью реализует свою прочность, и напряжения в ней σ_s достигают расчетного сопротивления R_s. Во 2-м случае эти напряжения зависят от эксцентриситета приложения силы N – они могут быть растягивающими ($\sigma_s < R_s$), сжимающими ($\sigma_{sc} < R_{sc}$) и даже равными нулю.

Для прямоугольного сечения шириной b задача намного проще: $S_0 = bh_0^2/2$, $x = A_c/b$, $S_c = bx\,(h_0 - x/2)$. Приравняв S_c к $0{,}8S_0$, получим граничную высоту сжатой зоны: $x_R = 0{,}55h_0$. Если расчетная высота сжатой зоны $x < x_R$, возникает 1-й случай, если $x \ge x_R$ – второй.

4.11. Как определить, по какому случаю следует рассчитывать внецентренно сжатое сечение?

Вначале необходимо найти площадь сжатой зоны A_c, воспользовавшись условием равенства нулю суммы проекций всех сил, действующих в сечении, на продольную ось:

$$N - \varphi\,(N_c + N_s' - N_s) = 0, \text{ или}$$

$$N - \varphi\,(0{,}85 m_g R A_c + \gamma_{cs} R_{sc} A_s' - R_s A_s) = 0,$$

где N – продольная сила от внешней нагрузки;

N_c, A_c, R – равнодействующая усилий в сжатой зоне, площадь сжатой зоны и расчетное сопротивление кладки сжатию;

N_s', A_s', R_{sc} – усилие в сжатой арматуре, площадь ее сечения и расчетное сопротивление сжатию;

N_s, A_s, R_s – усилие в растянутой арматуре, площадь ее сечения и расчетное сопротивление растяжению;

γ_{cs} – коэффициент условий работы сжатой арматуры (вопрос 4.9);

φ – коэффициент продольного изгиба (определяется как для неармированной каменной кладки).

Определив площадь сжатой зоны A_c, далее вычисляют положение ее центра тяжести (в этой точке приложена равнодей-

ствующая N_c), затем расстояние z_c от N_c до оси арматуры A_s, а затем – статический момент сжатой зоны $S_c = A_c z_c$ и сравнивают его с S_0.

Для прямоугольного сечения уравнение выглядит следующим образом:

$$N - \varphi(0{,}85 m_g Rbx + \gamma_{cs} R_{sc} A_s' - R_s A_s) = 0,$$

где x – искомая высота сжатой зоны, которую сравнивают с граничной высотой x_R (вопрос 4.10).

При отсутствии арматуры A_s', т.е. при одиночном армировании, прочность самой кладки на сжатие увеличивается и понижающий коэффициент 0,85 не вводят (вопрос 4.9), а усилие в сжатой зоне кладки принимают равным $N_c = \omega m_g Rbx$, где ω – повышающий коэффициент при внецентренном сжатии (вопрос 3.11).

4.12. Как рассчитывают кладку с продольным армированием при сжатии с большими эксцентриситетами (1-й случай)?

Проверку прочности (несущей способности) выполняют из сравнения сумм моментов внешних и внутренних сил относительно оси растянутой арматуры A_s. Условие прочности для сечения любой формы имеет вид (рис. 32):

$$Ne \le \varphi\,(N_c z_c + N_s' z_s), \text{ или}$$

$$Ne \le \varphi\,[0{,}85 m_g RA_c z_c + \gamma_{cs} R_{sc} A_s'(h_0 - a')].$$

Для прямоугольного сечения:

$$Ne \le \varphi\,[0{,}85 m_g Rbx(h_0 - x/2) + \gamma_{cs} R_{sc} A_s'(h_0 - a')],$$

где A_c – площадь сжатой зоны;

z_c – расстояние от равнодействующей усилий в сжатой зоне кладки до оси арматуры A_s (плечо внутренней пары сил).

При одиночном армировании второе слагаемое отсутствует ($A_s' = 0$), а в первом слагаемом коэффициент 0,85 заменяется коэффициентом ω.

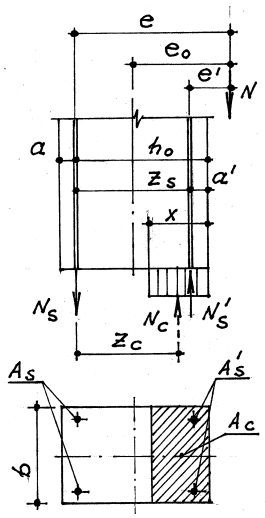


Рис. 32

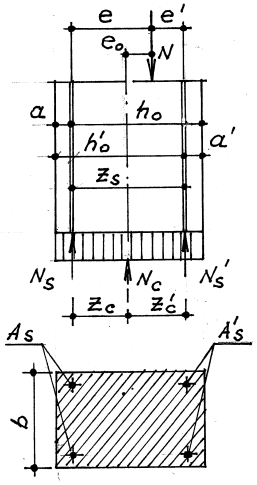


Рис. 33

4.13. Как рассчитывают кладку с продольным армированием при сжатии с малыми эксцентриситетами (2-й случай)?

Здесь дело обстоит сложнее, так как появляется лишняя неизвестная – напряжения σ_s в арматуре A_s (вопрос 4.10). Неизвестной остается и площадь сжатой зоны A_c.

Поэтому в расчете по 2-му случаю применяют искусственный прием, в основу которого положена одна особенность работы сечения кладки. Как было установлено экспериментальными исследованиями, момент равнодействующей усилий в сжатой зоне кладки N_c относительно оси арматуры A_s, независимо от величины самого эксцентриситета e_0, есть величина постоянная

и равная величине такого же момента, определенного как для центрально сжатого сечения:

$$N_c z_c = RA_c z_c = RS_0 = \text{const},$$

Особенность эта связана с тем, что по мере уменьшения эксцентриситета e_0 происходят встречные процессы: уменьшается плечо z_c, зато увеличивается площадь сжатой зоны A_c (и даже увеличивается фактическая полнота эпюры сжимающих напряжений). В итоге, прочность проверяют из двух условий (рис. 33):

$$Ne \le \varphi\,(N_c z_c + N_s' z_s),$$

$$Ne' \le \varphi\,(N_c z_c' + N_s z_s),$$

или

$$Ne \le \varphi\,[0{,}85 m_g R S_0 + \gamma_{cs} R_{sc} A_s'(h_0 - a')],$$

$$Ne' \le \varphi\,[0{,}85 m_g R S_0' + R_s A_s (h_0 - a')],$$

Для прямоугольного сечения первые слагаемые в обеих формулах можно сразу заменить соответственно на $0{,}85 m_g R b h_0^2/2$ и $0{,}85 m_g R b (h_0')^2/2$. При одиночном армировании, как и в расчете по 1-му случаю, коэффициент 0,85 заменяется коэффициентом ω. При расположении арматуры снаружи кладки площадь сечения защитного (растворного) слоя не учитывают, т.е. принимают $a = 0$ и $a' = 0$.

4.14. Что такое армокаменные балки?

В вопросе 3.32 был рассмотрен изгиб каменных элементов из плоскости. Нередко возникают также случаи, когда изгибающий момент действует в плоскости элементов – в фундаментных балках (рандбалках), перемычках и т.п. элементах. При этом расчетная ширина нормальных сечений равна толщине, а высота – высоте элемента.

Однако прочность таких сечений невелика, так как она определяется слабой прочностью растянутой зоны. Чтобы повысить несущую способность, конструкции армируют – аналогично армированию бетонных балок, т.е. устанавливают продольную (горизонтальную) арматуру в растянутой зоне. Такие конструкции называют армокаменными балками.

Растянутая арматура располагается, как правило, в нижнем утолщенном шве из цементного раствора марки не ниже 75. Концы арматуры должны быть надежно заанкерены за гранями опор. При необходимости, чтобы предотвратить провисание арматуры и обеспечить ее совместную работу с кладкой, предусматривают конструктивные хомуты (подвески) с шагом по длине не более 500 мм (рис. 34).

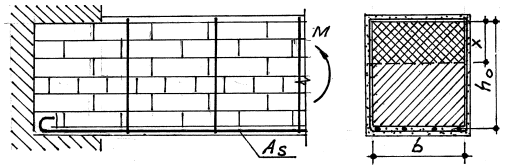


Рис. 34

4.15. Как рассчитывают армокаменные балки?

Расчет армокаменных балок по сути не отличается от расчета железобетонных балок – криволинейная эпюра напряжений в сжатой зоне в них тоже заменяется прямоугольной. Условие прочности для прямоугольного сечения при одиночном армировании:

$$M \le M_u = 1{,}25 R b x (h_0 - x/2),$$

где R – расчетное сопротивление кладки сжатию, величина которого при изгибе возрастает на 25 % по сравнению с расчетным сопротивлением при центральном сжатии (отсюда и коэффициент 1,25);

b – ширина сечения;

h_0 – расстояние от ц.т. растянутой арматуры до верхней грани сечения (рабочая высота);

$x = R_sA_s/(1{,}25Rb) \le 0{,}55h_0$ – высота сжатой зоны;

R_s, A_s – расчетное сопротивление и площадь сечения растянутой арматуры.

Двойное армирование применяют в исключительных случаях – тогда, когда прочность сечения недостаточна и при этом высота сжатой зоны x превышает граничное значение $x_R = 0{,}55h_0$ (вопрос 4.10) а увеличить размеры сечения не представляется возможным. Условие прочности при двойном армировании:

$$M \le M_u = Rbx(h_0 - x/2) + R_{sc}A_s'(h_0 - a'),$$

где $x = (R_sA_s - R_{sc}A_s')/Rb \le 0{,}55h_0$;

R_{sc}, A_s' – расчетное сопротивление и площадь сечения сжатой арматуры;

a' – расстояние от оси сжатой арматуры до сжатой грани сечения.

При высоких напряжениях в сжатой зоне происходит нарушение сцепления кладки с арматурой с последующим расслоением кладки, и ее прочность снижается (вопрос 4.9), поэтому коэффициент 1,25 не вводится. Условие прочности для сечения с двойным армированием справедливо только при обеспечении устойчивости сжатой арматуры.

Кроме нормальных сечений, необходимо проверять также прочность наклонных сечений на поперечную силу Q:

$$Q \le Q_u = R_{tw}bz,$$

где для прямоугольного сечения $z = h_0 - x/2$;

R_{tw} – см. вопрос 3.32.

Если прочность на поперечную силу недостаточна, необходима установка хомутов или отогнутых стержней, расчет которых выполняется по Нормам проектирования железобетонных конструкций.

4.16. В каких еще случаях применяют продольное армирование?

Продольное армирование применяют также в растянутых элементах – например, в стенах емкостей для хранения жидких или сыпучих материалов. Укладывают арматуру в горизонтальных швах. Кроме того, горизонтальную арматуру часто укладывают в стенах зданий, т.е. создают армокаменные (арматурные) пояса, которые играют универсальную роль – повышают сейсмоустойчивость, препятствуют развитию трещин при неравномерных нагрузках или при неравномерных деформациях основания (см. главу 5).

4.17. В каких случаях проверяют трещиностойкость элементов с продольным армированием?

Проверяют в тех случаях, когда элементы эксплуатируются в условиях среды, агрессивной для арматуры, когда к элементам предъявляются требования непроницаемости (емкости для жидких материалов) и в некоторых других случаях.

Расчет по образованию или раскрытию трещин выполняют как для упругого материала, т.е. по формулам сопромата, определяя напряжения σ_s в растянутой (при внецентренном растяжении – в наиболее растянутой) арматуре A_s. Например, при внецентренном сжатии $\sigma_s = N/A_{red} - Ne_0\,(h_0 - y_{red})\,/I_{red}$, при изгибе $\sigma_s = M(h_0 - y_{red})\,/I_{red.}$

Суть такого необычного, но очень простого подхода состоит в том, что величина напряжений в арматуре характеризует ее удлинение, а от удлинения зависит и образование трещин в кладке и ширина их раскрытия. Поэтому полученные напряжения σ_s сравнивают с предельным их значением (условным расчетным сопротивлением), которое соответствует образованию трещин или допустимому их раскрытию (табл. 24, прил. 1).

Поскольку армированная кладка состоит из разных материалов, в расчетах используют сечения, приведенные к одному материалу (стали) с помощью коэффициента приведения $n_{red} = E_s/E_0$, где E_0 – начальный модуль упругости кладки; E_s –

модуль упругости арматурной стали. Тогда площадь приведенного сечения, расстояние от центра тяжести до сжатой грани и момент инерции определяют по следующим формулам:

$$A_{red} = n_{red}A + A_s + A_s',$$

$$y_{red} = (n_{red}Ay + A_s h_0 + A_s' a')/A_{red},$$

$$I_{red} = n_{red}I + n_{red}A(y_{red} - y)^2 + A_s(h_0 - y_{red})^2 + A_s'(y_{red} - a')^2,$$

где A, y, I – площадь сечения, расстояние от ц.т. сечения до сжатой грани и момент инерции сечения кладки без учета арматуры;

A_s, A_s', h_0, a' – см. вопросы 4.11, 4.12 и рис. 32, 33.

Комплексные элементы

4.18. Что такое комплексные элементы?

Комплексные – это конструктивные элементы, состоящие из каменной кладки и монолитного железобетона, прочность которого намного выше прочности кладки. Совместная работа (совместные деформации) разных материалов обеспечивается сцеплением между ними. Однако, имея меньшую предельную сжимаемость, бетон разрушается раньше кладки, кладка недоиспользует свою прочность примерно на 15 %, в связи с чем к ее расчетному сопротивлению вводят коэффициент 0,85. С ростом прочности (класса) бетона его предельная сжимаемость уменьшается, разница между предельными деформациями бетона и кладки увеличивается, а это приводит к нарушению сцепления между ними, раздельной работе материалов и существенному недоиспользованию прочности не только каменной кладки, но и самого бетона. Поэтому класс бетона по прочности на сжатие должен быть не выше В12,5 (по-старому, марки 150).

Предпочтительная область применения комплексных элементов – та же, что и кладки с продольным армированием (вопрос 4.7), но при прочих равных условиях несущая способность комплексных элементов намного выше.

Железобетоном можно заполнять или центральную часть сечения, т.е. устраивать железобетонный сердечник (рис. 35,а), или боковые его части (рис. 35,б, в). Достоинство первого варианта – возможность полностью исключить опалубку (ее роль играет кладка), однако армирование и бетонирование здесь затруднено, а контролировать качество уплотнения бетона практически невозможно. Поэтому, несмотря на всю привлекательность такого решения, предпочтение отдается второму варианту.

Армируют железобетонную часть сечения по правилам Норм проектирования железобетонных конструкций, а внешнюю нагрузку передают через распределительные плиты, чтобы одновременно включить в совместную работу железобетон и кладку.

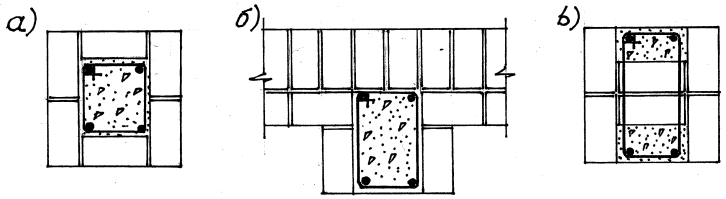


Рис. 35

4.19. Как рассчитывают комплексные элементы на центральное сжатие?

Условие прочности записывается в виде:

$$N \le N_u = \varphi_{cs}\,[0{,}85\, m_g\,(RA + R_b A_b) + R_{sc}A_s'],$$

где R, R_b и R_{sc} – расчетное сопротивление сжатию соответственно каменной кладки, бетона и сжатой арматуры;

A, A_b и A_s' – площадь сечения каменной кладки, бетона и всей сжатой арматуры;

m_g – см. вопрос 3.2, коэффициент 0,85 – см. вопрос 4.18.

Коэффициент продольного изгиба φ_{cs} определяют по обычным таблицам (как для каменной кладки), но с учетом приведенной упругой характеристики комплексного сечения α_{cs}:

$$\alpha_{cs} = E_{0,red} / R_{red}.$$

Приведенный модуль упругости и приведенное временное сопротивление комплексного сечения определяют по формулам:

$$E_{0,red} = (E_{ok} I_{ok} + E_b I_b) / (I_k + I_b),$$

$$R_{red} = (R_u A + R_{ub} A_b) / (A + A_b),$$

где E_{0k}, E_b – начальные модули упругости кладки и бетона;

I_{ok}, I_b – моменты инерции сечений кладки и бетона;

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

R_{ub} (или R_{bn}) – нормативное сопротивление бетона сжатию.

Как видно из формулы прочности, коэффициент 0,85 вводится не только к расчетному сопротивлению каменной кладки (вопрос 4.18), но и к расчетному сопротивлению бетона. Вызвано это тем, что прочность бетона (особенно низких классов) при центральном сжатии и внецентренном сжатии с малыми эксцентриситетами существенно ниже, чем при изгибе или сжатии с большими эксцентриситетами.

А вот понижающий коэффициент γ_{sc} к расчетному сопротивлению сжатой арматуры отсутствует – арматура находится в бетоне и деформируется вместе с ним до самого предела текучести. По этой причине для армирования комплексных элементов можно применять сталь не только классов А-I (А240) и А-II (А300), но и А-III (А400).

4.20. Как рассчитывают комплексные элементы на внецентренное сжатие?

Как и в сечениях с продольным армированием, различают два случая (вопрос 4.10):

1-й – случай больших эксцентриситетов, когда соблюдается условие $S_c < 0{,}8S_0$;

2-й – случай малых эксцентриситетов, когда соблюдается условие $S_c \geq 0{,}8S_0$.

Здесь $S_0 = S_k + (R_b/R)S_b$ – статический момент площади всего комплексного сечения (приведенного к кладке) относительно ц.т. растянутой (или менее сжатой) арматуры A_s;

S_k и S_b – статические моменты площадей сечения кладки и бетона относительно ц.т. арматуры A_s;

$S_c = S_{kc} + (R_b/R)S_{bc}$ – статический момент площади сжатой зоны комплексного сечения (приведенного к кладке) относительно ц.т. арматуры A_s;

S_{kc} и S_{bc} – статические моменты площадей сжатой зоны соответственно кладки и бетона относительно ц.т. арматуры A_s.

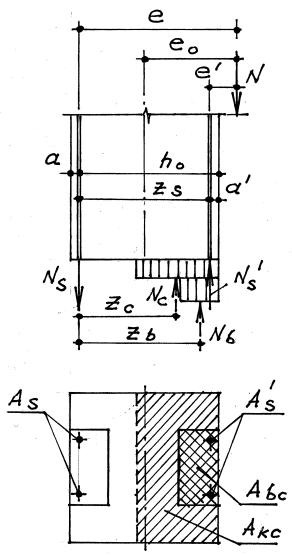


Рис. 36

Границу сжатой зоны определяют из условия равенства нулю проекции всех сил на продольную ось (рис. 36):

$$N - N_c + N_b + N_s' - N_s = 0, \text{ или}$$

$$N - 0{,}85 m_g (RA_{kc} + R_b A_{bc}) +$$

$$+ R_{sc} A_s' - R_s A_s = 0.$$

Однако воспользоваться этим уравнением непросто, поскольку в нем присутствуют два неизвестных: площади сжатой зоны кладки A_{kc} и бетона A_{bc}. Поэтому необходимо, используя метод последовательных приближений, предварительно задаваться высотой сжатой зоны. После того как неизвестные найдены, следует определить приведенный статический момент S_c и сравнить его с S_0.

4.21. Как рассчитывают комплексные элементы на сжатие с большими эксцентриситетами (1-й случай)?

При сжатии с большими эксцентриситетами прочность бетона возрастает (вопрос 4.19), поэтому коэффициент 0,85 принимают только для расчетного сопротивления кладки.

Несущую способность проверяют из условия равенства нулю суммы моментов всех сил относительно оси растянутой арматуры (рис. 36):

$$Ne \le \varphi_{sc}\,[m_g(0{,}85N_c z_c + N_b z_b) + N_s' z_s], \text{ или}$$

$$Ne \le \varphi_{sc}\,[m_g(0{,}85RA_{kc} z_c + R_b A_{bc} z_b) + R_{sc} A_s' z_s].$$

4.22. Как рассчитывают комплексные элементы на сжатие с малыми эксцентриситетами (2-й случай)?

Здесь используют тот же прием, что и в расчете кладки с продольным армированием (вопрос 4.13) – сумму моментов равнодействующих усилий в сжатой зоне кладки N_c и бетона N_{bc} относительно оси арматуры A_s, независимо от величины самого эксцентриситета e_0, принимают величиной постоянной и равной сумме величин таких же моментов, определенных как для центрально сжатого сечения.

Несущую способность проверяют из условия:

$$Ne \le \varphi_{cs}\,[0{,}85m_g(RS_k + R_b S_b) + R_{sc} A_s'(h_0 - a')],$$

а если сила N приложена между осями арматуры A_s и A_s', то выполняют дополнительную проверку

$$Ne' \le \varphi_{cs}\,[0{,}85m_g(RS_k' + R_b S_b') + R_s A_s(h_0 - a')],$$

где e' – расстояние от силы N до оси арматуры A_s';

S_k, S_b – статические моменты площадей сечения всей кладки и всего бетона относительно оси арматуры A_s;

S_k', S_b' – то же, относительно оси арматуры A_s'.

Элементы с обоймами

4.23. Как выполняют обоймы?

Обоймы охватывают сечение конструктивного элемента со всех сторон. Железобетонные обоймы (рис. 37,а) выполняют из бетона класса В10…В15 толщиной, из условия удобства бетонирования, не менее 60 мм и армируют продольными и поперечными стержнями (хомутами). Шаг хомутов $s \le 150$ мм.

Штукатурные обоймы (рис. 37,б) армируют аналогично железобетонным, а для защиты арматуры используют цементный раствор марки не ниже 50.

Стальные обоймы (рис. 37,в) состоят из вертикальных уголков и привариваемых к ним поперечных планок из полосовой или круглой стали. Шаг планок по высоте s – не более наименьшего размера поперечного сечения каменного элемента и не более 500 мм. Для защиты от коррозии и воздействия высоких температур стальные обоймы оштукатуривают раствором по сетке.

В стенах и протяженных простенках при отношении сторон сечения $b : h > 2{,}5$ эффективность обойм уменьшается, поэтому необходима установка дополнительных поперечных связей, пропускаемых через кладку с шагом по длине не более $2h$ (где h – высота сечения, или толщина стены) и не более 1 м, а по высоте – не более 0,75 м (рис. 38).

Железобетонные обоймы самые экономичные по стоимости материалов и позволяют наиболее эффективно увеличить несущую способность каменных элементов, но они требуют устройства опалубки либо специальной техники (торкрет-пушек) и времени для набора бетоном проектной прочности. Поэтому при усилении уже эксплуатируемых конструкций чаще всего применяют стальные обоймы.

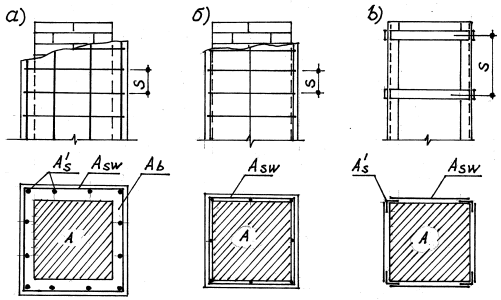


Рис. 37

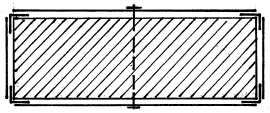


Рис. 38

4.24. Как работают обоймы?

Обоймы выполняют двойную функцию. Во-первых, аналогично горизонтальным арматурным сеткам они сдерживают поперечные деформации кирпичной кладки, создают в ней объемное сжатие (вопрос 4.1) и повышают ее прочность. Эту задачу выполняет поперечная арматура железобетонных и штукатурных обойм и планки стальных обойм, которые работают на растяжение. Для своевременного включения планок в работу уголки стальных обойм должны быть плотно прижаты к поверхности кладки через выравнивающий слой раствора (или через прокладки из стальных пластинок) с помощью струбцин либо за счет предварительного натяжения самих планок – натяжными гайками, электронагревом и др. способами.

Во-вторых, бетон и продольная арматура железобетонных обойм и вертикальные уголки стальных обойм воспринимают часть внешней нагрузки (продольной сжимающей силы). Продольная арматура штукатурных обойм в работе практически не участвует и в расчетах ее, как и саму штукатурку, не учитывают.

Эффективность восприятия продольной сжимающей силы зависит от того, когда были устроены обоймы (в процессе строительства или в процессе эксплуатации) и передается или нет внешняя нагрузка непосредственно на вертикальные элементы обойм (бетон, уголки). Здесь может быть три варианта.

1. Если обоймы были выполнены в ходе строительства, а нагрузка от вышележащих конструкций непосредственно передается на вертикальные элементы обойм, и сами эти элементы передают опорное давление на нижерасположенные конструкции (например, упираются в обрезы фундаментов), то они полностью включаются в работу.

2. Если обоймы не имеют нижней опоры, то вертикальные элементы включаются в работу частично.

3. Если оба конца обойм не упираются в выше и ниже расположенные конструкции, то вертикальные элементы работают только за счет сил сцепления (трения) с кладкой и усилия в них невелики. Этот вариант рассматривают при усилении эксплуатируемых (т.е. уже нагруженных) конструкций.

4.25. Как рассчитывают каменную кладку с обоймами?

В общем виде несущая способность состоит из трех слагаемых:

а) несущей способности кладки, усиленной хомутами (планками); расчетное сопротивление которой R за счет объемного сжатия увеличивается на величину ΔR;

б) несущей способности сжатого бетона;

в) несущей способности сжатой вертикальной арматуры или уголков стальной обоймы.

У кладки со стальными обоймами отсутствует второе, а со штукатурными обоймами – второе и третье слагаемые.

Рассчитывают кладку с обоймами по формулам, приведенным в табл. 8, в которых приняты следующие обозначения:

A, A_b, A_s' – площади сечения соответственно кладки, бетона обоймы (без учета защитного слоя), продольной арматуры (или вертикальных уголков);

R, R_b, R_{sc} – расчетные сопротивления сжатию соответственно кладки, бетона и продольной арматуры или уголков (значения R_{sc} даны в табл. 9);

ΔR – приращение прочности кладки за счет поперечного обжатия хомутами (планками);

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры (планок), принимаемое равным 150 МПа для стали класса А-I

(А240, марки Ст3), 190 МПа для класса А-II (А300, марки Ст5);

φ – коэффициент продольного изгиба (принимается как для неусиленной кладки);

m_g – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки (вопрос 3.2);

m_k – коэффициент условий работы, принимаемый для неповрежденной кладки равным 1, для кладки с трещинами и дефектами 0,7,

m_b – коэффициент условий работы бетона, принимаемый по табл. 9;

ψ и η – коэффициенты, учитывающие эксцентриситет приложения сжимающей силы (при центральном сжатии они равны 1):

$$\psi = 1 - 2e_0/h,\ \eta = 1 - 4e_0/h.$$

Процент армирования хомутами (планками) определяют по формуле:

$$\mu = 2A_{sw}(h + b)100/(hbs),$$

где A_{sw} – площадь сечения одного хомута (планки);

h и b – высота и ширина сечения кладки;

s – шаг хомутов (планок) по высоте.

Таблица 8

Тип обоймы	Условие прочности	ΔR
Железобетонная	$N \le N_u = \psi\varphi\,[(m_g m_k R + \Delta R)A + m_b R_b A_b + R_{sc} A_s']$	$[\eta \cdot 3\mu/(1+\mu)]\,R_{sw}/100$
Штукатурная	$N \le N_u = \psi\varphi\,[(m_g m_k R + \Delta R)A$	$[\eta \cdot 2{,}8\mu/(1+2\mu)]\,R_{sw}/100$
Стальная	$N \le N_u = \psi\varphi\,[(m_g m_k R + \Delta R)A + R_{sc} A_s']$	$[\eta \cdot 2{,}5\mu/(1+2{,}5\mu)]\,R_{sw}/100$

Приведенные формулы действительны при эксцентриситетах приложения продольных сил e_0, не превышающих радиус ядра сечения r_y. При бо́льших величинах e_0 обоймы (как и сетчатое армирование) работают неэффективно, и для усиления каменных элементов используют другие способы.

Таблица 9

Условия передачи нагрузки на обойму	m_b	R_{sc}, МПа, для стали класса (марки)	
		А-I, А240 (Ст3)	А-II, А300 (Ст5)
Непосредственная передача нагрузки, наличие опоры снизу обоймы	1,0	190	240
Непосредственная передача нагрузки, отсутствие опоры снизу обоймы	0,7	130	160
Нагрузка непосредственно не передается, опора снизу отсутствует	0,35	43	55

4.26. Как влияет процент поперечного армирования обоймы на прочность каменной кладки?

На рис. 39 показано приращение прочности кладки на величину ΔR (вопрос 4.25) в зависимости от процента поперечного армирования μ и типа обоймы – железобетонной (кривая *1*), штукатурной (кривая *2*) и стальной (кривая *3*). Из графиков видно, что, во-первых, наименее эффективно работают планки стальной обоймы, а наиболее эффективно – поперечная арматура железобетонной обоймы (вдвое эффективнее планок) и, во-вторых, с увеличением поперечного армирования его упрочняющее влияние затухает.

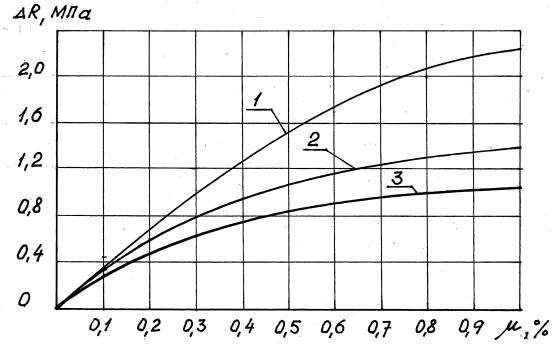


Рис. 39

Глава 5.
ЗДАНИЯ

5.1. Каковы конструктивные типы зданий?

При всем многообразии каменных зданий по конструктивным признакам их можно разделить на несколько типов. Во-первых, в зависимости от наличия или отсутствия внутренних колонн здания бывают с неполным каркасом или бескаркасными. Во-вторых, в зависимости от расстояний между поперечными стенами здания могут иметь жесткую или упругую конструктивные схемы.

5.2. Что такое бескаркасные здания?

Это здания, у которых вертикальными несущими элементами являются только стены (рис. 40,а, вид в плане). К ним относятся жилые дома, многие общественные и административно-бытовые здания, а также некоторые здания производственно-хозяйственного назначения.

5.3. Что такое здания с неполным каркасом?

Это здания, у которых внутренними несущими элементами являются колонны, а наружными – стены (рис. 40,б). Причем колонны могут быть выполнены не только из каменной кладки, но и из железобетона или металла. К ним относятся многие здания производственного, складского и административно-бытового назначения, а иногда и жилые здания.

Полностью каркасные здания, т.е. здания, у которых не только внутренние, но и наружные несущие колонны выполнены из каменной кладки, как правило, не сооружают. Нет смысла отделять несущие функции наружных колонн от ограждающих функций стен – куда проще и дешевле совместить их в одной конструкции, например, в стене с пилястрами (рис. 40,в). Другое дело, если все колонны – и наружные и внутренние – возведены из железобетона или металла. Тогда наружные каменные стены вертикальной нагрузки (кроме собственного веса) не несут и выполняют только ограждающие функции, а ветровые нагрузки они передают на колонны (рис. 40,г). Но такие здания к каменным уже не относят.

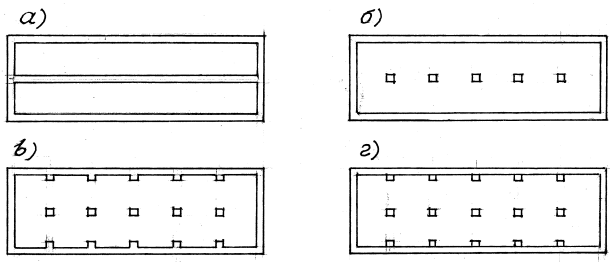


Рис. 40

5.4. Чем различаются здания с упругой и жесткой конструктивными схемами?

В качестве простейшего примера рассмотрим одноэтажное здание с редко расположенными поперечными стенами, на которое действует ветровая нагрузка w (рис. 41,а, вид в плане). Поперечные стены здесь можно рассматривать как абсолютно жесткие (недеформируемые) вертикальные диски. То есть поперечные стены представляют собой защемленные в фундаменте вертикальные консоли с бесконечной жесткостью в плоскости изгиба, вблизи которых горизонтальные деформации (перемещения) продольных стен ничтожно малы. Однако по мере удаления от поперечных стен влияние последних падает, а затем и полностью исчезает, и продольные стены деформируются так же, как стойки обычной рамы, верхней горизонтальной опорой которых служит покрытие. Эти опоры работают как упруго деформируемые (рис. 41,б), потому и конструктивную схему называют упругой.

В таком же здании, но при частом расположении поперечных стен (рис. 42,а) деформации покрытия в горизонтальной плоскости настолько малы, что ими можно пренебречь. Это значит, что верхнюю горизонтальную опору стен можно считать

несмещаемой, т.е. жесткой (рис. 42,б), потому и конструктивную схему таких зданий называют жесткой.

Разделение по признакам конструктивной схемы касается любых зданий – однопролетных и многопролетных, одноэтажных и многоэтажных, с внутренними стенами и внутренними колоннами. Только в многоэтажных зданиях горизонтальными опорами, кроме покрытия, служат и перекрытия. Границей же, разделяющей конструктивные схемы, является расстояние между поперечными стенами.

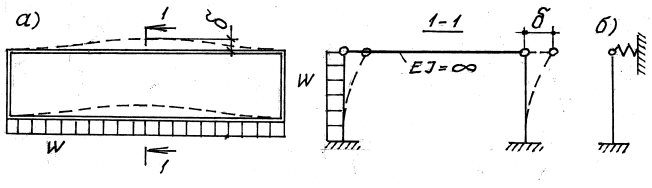


Рис. 41

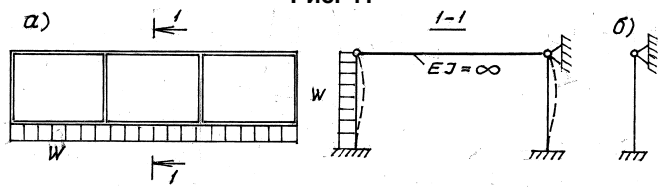


Рис. 42

5.5. От чего зависят граничные расстояния между поперечными стенами зданий с упругой и жесткой конструктивными схемами?

Максимальные расстояния между поперечными стенами, при которых здание можно еще отнести к жесткой конструктивной схеме, лежат в пределах от 12 до 54 м (табл. 25, прил. 1). Зависят они от двух факторов: от горизонтальной жесткости покрытия и перекрытий и вида (группы) кладки.

Если бы покрытия (перекрытия) обладали идеальной, т.е. бесконечно большой жесткостью, то в горизонтальной плоскости они бы не деформировались и всю горизонтальную нагрузку передавали от продольных стен на поперечные, а вопрос о разделении зданий на конструктивные схемы мог бы вообще не стоять. Но таких покрытий (перекрытий) не существует. Отсюда следует, что чем выше горизонтальная жесткость покрытий (перекрытий), тем больше граничное расстояние между поперечными стенами.

Самой высокой жесткостью обладают железобетонные монолитные перекрытия и покрытия, а также перекрытия и покрытия из сборных железобетонных замоноличенных плит, т.е. плит, у которых не только замоноличены швы, но в швах установлена и арматура, заведенная в кладку. Делается это для того, чтобы исключить взаимный сдвиг плит и обеспечить надежные связи между противоположными продольными стенами. Самая низкая жесткость у деревянных конструкций (даже если настил выполнен перекрестным в два слоя) – и дело здесь не столько в более высокой деформативности древесины, сколько в податливости соединений деревянных элементов.

Чем выше группа кладки (табл. 23, прил. 1), тем меньше ее деформативность, тем больше и допустимое расстояние между стенами.

По жесткой конструктивной схеме выполняют большинство жилых, административных и общественных зданий. По упругой конструктивной схеме – в основном, производственные, складские, сельскохозяйственные и некоторые общественные здания (например, выставочные, спортивные, зрительные залы большой протяженности).

Здания с жесткой конструктивной схемой

5.6. Как обеспечивается пространственная жесткость зданий с жесткой конструктивной схемой?

Вертикальная жесткость таких зданий обеспечивается жесткостью продольных и поперечных стен, а горизонтальная жесткость – двумя факторами: жесткостью перекрытий и покрытия

и перевязкой продольных и поперечных стен, образующих в плане прямоугольники с жесткими узлами. Причем второй фактор во многих случаях является главенствующим, а порой и единственным. По этой причине качеству перевязки швов в местах сопряжения продольных и поперечных стен необходимо уделять особое внимание. По этой же причине в местах сопряжения стен целесообразно устанавливать арматурные сетки в уровне перекрытия каждого этажа.

5.7. Какова расчетная схема стен зданий с жесткой конструктивной схемой при действии вертикальной нагрузки?

В многоэтажных зданиях расчетная схема стен представляет собой вертикально стоящую многопролетную неразрезную балку (рис. 43,а), нагруженную постоянной (собственным весом, весом перекрытий и покрытия, полов, перегородок и т.д.) и временной нагрузками. Горизонтальными несмещаемыми опорами балки служат перекрытия – при условии, если обеспечены их анкерные связи со стенами (вопрос 6.1).

Допускается (в запас) рассматривать стены как однопролетные свободно опертые балки пролетами, равными расстоянию между перекрытиями (рис. 43,б). В этом случае стены рассчитывают как стойки с шарнирно закрепленными концами с расчетной длиной l_0, равной высоте этажа H в осях. Такая же схема и у внутренних колонн.

В одноэтажных зданиях расчетная схема стен и внутренних колонн представляет собой стойку с жестким защемлением нижнего конца и шарнирным (несмещаемым) закреплением верхнего (рис. 42,б).

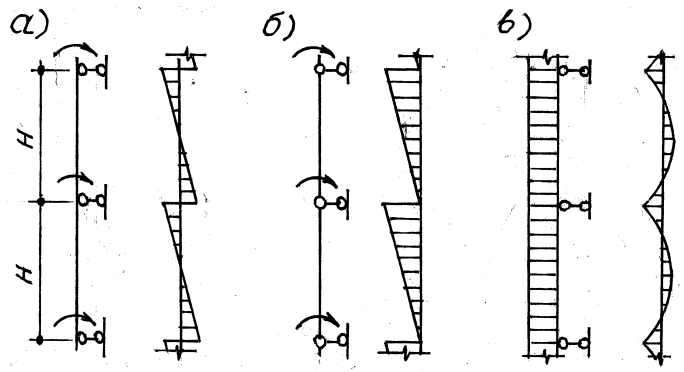


Рис. 43

5.8. Какие усилия от вертикальной нагрузки действуют на стены зданий с жесткой конструктивной схемой?

Стены рассчитывают как стойки, воспринимающие несколько нагрузок. Например, в стене с оконными проемами на простенок действуют следующие усилия (рис. 44,а): N_1 – от суммы всех нагрузок, приложенных выше ближайшего перекрытия (или покрытия); N_2 – нагрузка от ближайшего перекрытия (покрытия), приложенная с эксцентриситетом e_2; N_3 – вес стены на участке между перекрытием (покрытием) и уровнем перемычек; N_4 – вес простенка на участке между перемычками и рассматриваемым сечением. При наличии балконов или козырьков возникает сила N_5 со своим эксцентриситетом e_5.

Силы N_1, N_3 и N_4 обычно приложены по оси сечения ($e_1 = 0$, $e_3 = 0$, $e_4 = 0$), однако, если толщина стены меняется по высоте, то меняется и точка приложения N_1, что приведет к образованию эксцентриситета e_1 (рис. 44,б).

Величина эксцентриситета e_2 приложения силы N_2 зависит от характера, глубины опирания и опорной высоты конструкций перекрытия на стену (колонну). Например, глубина опирания a пустотных плит перекрытия высотой 220 мм на наружную стену толщиной 510 мм составляет 120 мм. Так как a меньше опорной

высоты плиты, то эпюра давления принимается треугольной (вопрос 3.22). Центр тяжести эпюры, и, следовательно, положение равнодействующей опорного давления (опорная реакция) находятся на расстоянии 120/3 = 40 мм от внутренней грани стены. Отсюда эксцентриситет e_2 = 510/2 – 40 = 215 мм.

Подобным же образом определяется эксцентриситет равнодействующей опорного давления конструкций с большей глубиной опирания на стены (например, ригелей), но с одним ограничением – расчетное расстояние от внутренней грани стены до точки приложения равнодействующей принимается не более 70 мм.

Величину эксцентриситета e_5 определить несколько сложнее. Поскольку в защемлении консоли возникают опорные давления противоположных знаков (вопрос 2.25 и рис. 22), то вначале находят равнодействующие этих давлений, затем их эксцентриситеты и моменты относительно оси стены, а затем и результирующий эксцентриситет e_5.

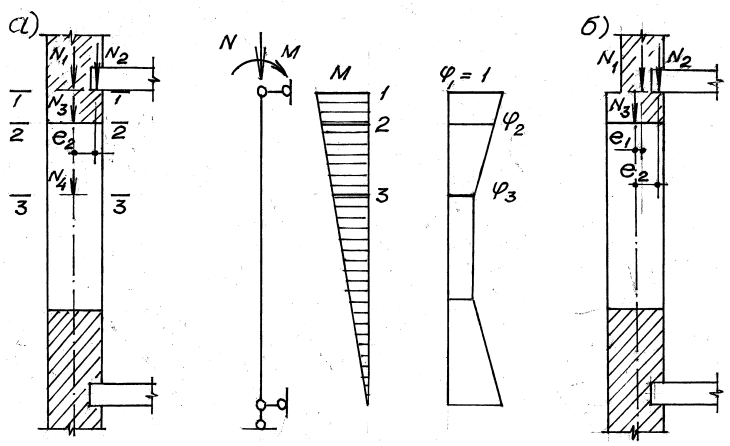


Рис. 44

5.9. Каков порядок расчета стен зданий с жесткой конструктивной схемой на действие вертикальных нагрузок?

При заданных размерах и характеристиках материалов расчет выполняют в следующем порядке.

1. Назначают положение расчетных сечений по высоте. Их может быть несколько. Например, в наружной стене одно сечение находится непосредственно под перекрытием (сечение 1-1 на рис. 44,а), где силы N_3 и N_4 отсутствуют, коэффициент продольного изгиба φ = 1, зато возникает наибольший изгибающий момент M. Другое сечение (2-2) – в уровне перемычек оконного проема, где продольное усилие больше (добавляется N_3), а величина момента меньше, но, одновременно, меньше и значение φ. Третье сечение (3-3) – там, где значение φ минимально.

В стенах с проемами рассматривают сечения 2-2 и 3-3 (сечение 1-1 обычно намного больше, чем 2-2, и оно заведомо менее опасно), в глухих стенах – сечения 1-1 и 3-3.

2. Определяют геометрические характеристики расчетных сечений – площадь, положение центра тяжести и (для непрямоугольных сечений) радиус инерции.

3. Собирают все нагрузки, определяют величины сил N_1, N_2, N_3, …, величины их эксцентриситетов e_1, e_2, e_3, … и моментов $M_1 = N_1e_1$, $M_2 = N_2e_2$, $M_3 = N_3e_3$, … (со своими знаками).

4. Определяют в каждом сечении суммарные расчетные усилия: продольную силу $N = \Sigma N_i$ и момент $M = \Sigma M_i$, затем результирующий эксцентриситет $e_0 = M/N$.

5. Далее выполняют расчет каждого сечения на внецентренное сжатие (вопросы 3.13, 3.14). При отрицательном результате повышают марку камня или раствора, увеличивают размеры сечений либо применяют сетчатое армирование, а при чрезмерном раскрытии горизонтальных трещин – продольное армирование. Если внутренние стены несут симметричную нагрузку с двух сторон, то e_0 = 0, и расчет выполняют на центральное сжатие (вопрос 3.5).

5.10. Как рассчитывают наружные стены на местное действие ветровой нагрузки?

В многоэтажных зданиях стены рассматривают как вертикальные многопролетные неразрезные балки, нагруженные давлением ветра (рис. 43,в). Пролеты балок l_0 равны высоте этажей H. В одноэтажных зданиях стены рассматривают как однопролетные балки с защемленным в уровне пола нижним концом и шарнирно опертым верхним (рис. 42,б).

При расчете стен на внецентренное сжатие к моментам от вертикальной нагрузки добавляют моменты от ветровой нагрузки, учитывая их неблагоприятное сочетание (активное или пассивное давление ветра).

5.11. Что принимают за расчетные сечения стен?

Если стена глухая без пилястр, а перекрытия и покрытие выполнены из плит (равномерно распределенная нагрузка), то расчетное сечение принимают прямоугольным шириной b = 1 м. Нагрузки на стену от перекрытий, покрытия, собственного веса и ветра собирают с полосы B шириной тоже 1 м (рис. 45,а).

Если стена с проемами, а нагрузка от перекрытий (покрытия) равномерно распределенная, то за расчетную ширину b принимают ширину простенка, а вертикальную и ветровую нагрузку собирают с грузовой полосы шириной B, равной расстоянию между осями смежных проемов (рис. 45,б). Следует помнить, что самый узкий простенок не всегда бывает самым опасным. Опасным является простенок, у которого отношение b/B минимально. При наличии в простенках выемок для подоконных досок нижнее сечение простенка также становится расчетным, при этом величину b необходимо принимать с учетом ослабления.

Если на стену с пилястрами опираются ригели (балки, прогоны и т.п.), т.е. нагрузка от перекрытий (покрытия) передается в виде сосредоточенных сил N, то расчетное сечение принимают тавровым с шириной стенки b, равной ширине пилястры, а ширину полки b_f – меньшей из следующих величин:

а) расстояния между осями балок;

б) ширины свесов полки по 1/3 H в каждую сторону от края пилястры (рис. 45,в), но не более $6h$, плюс ширины пилястры b (где H – высота от уровня заделки до низа балки или высота этажа; h – толщина стены); при толщине стены менее 1/10 высоты сечения пилястры стену в расчете не учитывают и сечение принимают прямоугольным;

в) ширины простенка (рис. 45,г).

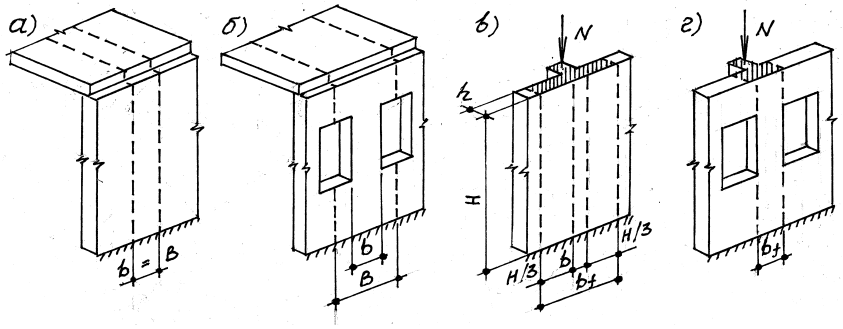


Рис. 45

При отсутствии пилястр ширину расчетного сечения стены, на которую опираются балки, определяют таким же способом, лишь заменяя ширину пилястры b шириной распределительной плиты под опорой балки. В обоих случаях ветровую нагрузку собирают с полосы B, ширина которой равна шагу балок, а при нерегулярном шаге – сумме половин расстояний до осей соседних балок.

5.12. Какова расчетная схема зданий с жесткой конструктивной схемой при действии ветровых нагрузок?

Ветровая нагрузка действует не только на отдельные, в пределах одного этажа, участки стен (вопрос 5.10), но и на здание в целом (рис. 46,в), вызывая в стенах значительные усилия – тем бо́льшие, чем выше здание.

Расчетная схема представляет собой систему защемленных в фундаменте вертикальных консолей (стен) вылетом, равным высоте здания. Горизонтальные сечения консолей могут иметь форму тавра, двутавра, швеллера и пр. Если рассматривается ветровая нагрузка, направленная поперек здания, то стенками этих сечений являются поперечные стены, полками – примыкающие участки продольных стен. Если вдоль здания, то стенками являются продольные стены, а полками – примыкающие участки поперечных стен.

Расчетная ширина полок b_f принимается меньшей из следующих величин:

а) $b_f = 2(H/3) + b$, где H – высота этажа в многоэтажных зданиях или высота стены от уровня заделки до низа конструкций покрытия в одноэтажных зданиях; b – толщина стенки сечения (на рис. 46, а: b – толщина поперечной стены; b_f – участок продольной стены);

б) $b_f = 12h + b$, где h – толщина полки сечения (толщина продольной стены);

в) ширины простенка (рис. 46,б).

Ветровую нагрузку собирают с полосы шириной B, равной сумме половины расстояний до осей соседних расчетных стен (рис. 46,а).

Для зданий, близких в плане к квадрату, расчетными являются стены обоих направлений.

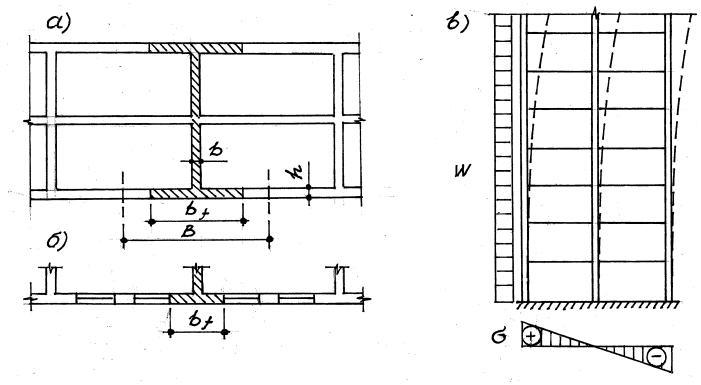


Рис. 46

5.13. Как рассчитывают стены зданий с жесткой конструктивной схемой на ветровые нагрузки?

Вначале определяют величины изгибающих моментов и поперечных сил от ветровой нагрузки и геометрические характеристики расчетных сечений – площадь, положение центра тяжести, момент инерции, момент сопротивления и т.д. Если в поперечной стене имеются ослабления проемами, то их необходимо учитывать.

Расчетные сечения назначают там, где возникает максимальный изгибающий момент, и там, где изменяются размеры сечения (например, уменьшается толщина стен).

Далее по правилам сопромата находят нормальные напряжения σ в каменной кладке (рис. 46,в), а через них – усилия в сжатых элементах сечения, которые затем суммируют с усилиями от действия вертикальной нагрузки (вопрос 5.8), после чего проверяют условие прочности кладки при сжатии.

Однако расчета прочности нормальных сечений недостаточно. Необходимо выполнить еще два расчета: проверить наклонные сечения поперечной стены на главные растягивающие напряжения (вопрос 5.14) и места сопряжения поперечной стены с продольными на сдвиг – подобно тому, как у стальных балок проверяют сварные швы, соединяющие стенку с полками (вопрос 5.16).

5.14. Как проверяют наклонные сечения поперечных стен на главные растягивающие напряжения?

Условие прочности имеет вид:

$$Q \le R_{tq}\, hl/\nu,$$

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

$R_{tq} = \sqrt{R_{tw}\,(R_{tw} + \sigma_0)}$ – расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой расчетной силой N;

R_{tw} – расчетное сопротивление главным растягивающим напряжениям по швам кладки (вопрос 3.34 и табл. 15, прил. 1);

$\sigma_0 = 0{,}9N/A$ – сжимающие напряжения в кладке от действия вертикальной нагрузки (она повышает прочность кладки скалыванию и потому определяется с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0{,}9$);

h – толщина стены;

l – длина поперечной стены в плане (при наличии полок в виде отрезков наружных стен – расстояние между осями этих полок);

A – площадь поперечной стены с учетом (при наличии) участков продольных стен (полок);

v – коэффициент неравномерности касательных напряжений, принимаемый равным 1,15 для двутавровых сечений, 1,35 для тавровых сечений, 1,5 для прямоугольных сечений (т.е. без учета работы продольных стен).

Если в поперечной стене оказывается растянутая зона (что, хотя и редко, случается), то условие прочности выглядит иначе:

$$Q \le R_{tq} A_c / v,$$

где A_c – площадь сжатой зоны стены.

При этом нормальные напряжения в стене определяют из выражения $\sigma_0 = 0{,}9N/A_c$.

Главные растягивающие напряжения проверяют у тех стен, где Q имеет наибольшее, а h наименьшее значение. К ним относятся стены самых нижних этажей и стены в местах изменения их толщины. Например, если поперечная стена до 4-го этажа имеет толщину 510 мм, а с 4-го этажа 380 мм, то стена 4-го этажа (как и стена самого нижнего этажа) является расчетной. Кроме того, расчетную толщину стены принимают с учетом ослабления сечения (вентиляционными каналами, широкими штрабами и т.д.).

Невыполнение условия прочности может привести к образованию наклонных трещин в поперечных стенах и снижению поперечной жесткости здания.

5.15. Что делать, если проверка на главные растягивающие напряжения дала отрицательный результат?

В таком случае в горизонтальные швы кладки поперечной стены укладывают продольную арматуру, которая препятствует развитию трещин. Расчетное сопротивление армированной кладки скалыванию определяют по формуле:

$$R_{stq} = \sqrt{(\mu R_s/100)\,(\mu R_s/100 + \sigma_0)}\,,$$

где μ – процент армирования, определяемый по вертикальному сечению.

Если и этой меры недостаточно, то необходимо увеличивать прочность кладки (повышать марку камня и раствора) или увеличивать толщину стены.

5.16. Как проверяют места сопряжения поперечных и продольных стен на сдвигающие усилия?

Сдвигающие (скалывающие) напряжения τ определяют по известной формуле сопромата и сравнивают их с расчетным сопротивлением кладки срезу по вертикальному перевязанному сечению R_{sq} (табл. 15, прил. 1):

$$\tau = QS/(Ih) \le R_{sq},$$

где $S = Ay$ – статический момент отсеченной части;

A – площадь сечения полки (участка продольной стены);

y – расстояние от оси продольной стены до ц.т. всего сечения;

I – момент инерции всего сечения;

h – толщина поперечной стены.

В Нормах проектирования это условие прочности преобразовано и представлено в несколько ином виде:

$$T = QAyH/I \le hHR_{sq},$$

где T – сдвигающее усилие в пределах этажа;

H – высота этажа.

Если прочность на срез недостаточна, то поперечную стену рассчитывают без учета полки (участка продольной стены). Положительной мерой является горизонтальное армирование кладки в местах сопряжения поперечных стен с продольными, однако количественное влияние этой меры Нормами проектирования не определено.

5.17. Почему поперечные стены зданий желательно располагать симметрично в плане?

При несимметричном расположении общий центр тяжести горизонтального сечения здания окажется смещенным на величину e относительно положения равнодействующей ветровой нагрузки W, в результате чего возникает крутящий момент $M_к = We$, который вызывает дополнительные усилия в стенах и перекрытиях. Величина момента тем больше, чем больше e и чем выше здание. Для зданий малой этажности кручение опасности не представляет, однако при проектировании зданий выше 5-ти этажей пренебрегать им не следует.

Здания с упругой конструктивной схемой

5.18. Каковы особенности расчетной схемы зданий с упругой конструктивной схемой?

Продольная жесткость бескаркасных зданий с упругой конструктивной схемой обеспечивается продольными стенами, которые рассматривают как жесткие диски. В зданиях с неполным каркасом продольная жесткость обеспечивается жесткими дисками наружных стен и продольными рамами по внутренним рядам колонн. При необходимости вдоль колонн устанавливают продольные вертикальные связи – либо стальные, либо в виде каменных перегородок между колоннами, играющих роль диафрагм жесткости.

В поперечном направлении здания рассматривают как поперечные рамы со стойками, защемленными в фундаментах, и ригелями (плитами, балками, фермами), опертыми на стойки шарнирно-неподвижно (вопрос 5.4, рис. 41). Чтобы обеспечить шарнирно-неподвижное опирание ригелей, их необходимо связать с продольными стенами анкерами (вопрос 6.1).

5.19. Из каких элементов состоят поперечные рамы зданий с упругой конструктивной схемой?

Здесь может быть много вариантов. Вот некоторые из них:

1. *Бескаркасное здание с глухими стенами. Покрытие и перекрытия выполнены из сплошного настила.* В качестве стоек принимают участки стен шириной b = 1 м, в качестве ригелей – соответствующие участки перекрытий и покрытия шириной 1 м, а ветровую и вертикальные нагрузки собирают с грузовой полосы шириной B тоже 1 м (рис. 45,а).

2. *Бескаркасное здание, наружные стены с проемами. Покрытие и перекрытия выполнены из сплошного настила*. В качестве стоек принимают простенки шириной b, в качестве ригелей – участки перекрытий и покрытия шириной, равной расстоянию между осями соседних проемов. Это расстояние является также шириной грузовой полосы B (рис. 45,б).

3. *Бескаркасное здание, имеющее стены с пилястрами, на которые опираются поперечные ригели (фермы, балки, прогоны).* Стойки имеют тавровое сечение с шириной полки $b_f = 2(H/3) + b$ (рис. 45,в), но не более ширины простенка (рис. 45,г) и не более $(12h + b)$, где h – толщина продольной стены, b – ширина пилястры. Ветровую нагрузку собирают с полосы B шириной, равной сумме половины расстояний до осей соседних ригелей. В стенах без пилястр вместо ширины пилястры вводится ширина распределительной плиты под опорой ригеля.

4. *Здание с неполным каркасом.* Наружными стойками рамы являются участки наружных стен, внутренними стойками – колонны. Ветровая нагрузка собирается с полосы шириной B, равной шагу колонн.

Во всех случаях ригели рам принимают бесконечно жесткими.

5.20. Если здание с неполным каркасом выполняется из разных материалов, как это учитывают в расчете?

Если кладка наружных стен и внутренних колонн имеет разную прочность или выполнена из разных каменных материалов, то при статическом расчете рам учитывают разные модули упругости E_0 материалов. Если внутренние колонны выполнены из других материалов (железобетона, стали и др.), то значение E_0 для элементов из каменной кладки умножают на коэффициент 0,8.

Деформационные швы

5.21. С какой целью устраивают деформационные швы?

Сезонные перепады температур вызывают большие деформации надземных строительных конструкций. Подземные конструкции, испытывая намного меньший перепад, а, следовательно, и намного меньшие температурные деформации, по существу, препятствуют свободному деформированию надземных конструкций, в результате чего в холодное время года в надземных конструкциях возникают растягивающие напряжения.

Температурные деформации (а к ним еще добавляются и деформации усадки) могут привести к образованию трещин и разрыву продольных стен протяженных зданий, в первую очередь, по сечениям, ослабленным проемами (рис. 47). Чтобы этого не произошло, в надземной части стен зданий заранее устраивают трещины – вертикальные швы, которые называют температурно-усадочными, или просто температурными.

Кроме температурных швов, в зданиях устраивают также осадочные швы – в тех случаях, когда возможны неравномерные деформации (осадки) основания (разные типы фундаментов, разная этажность частей здания, строительство здания по очередям, пристройка и т.д.). Такие швы разрезают здание по всей высоте, начиная от фундаментов и включая перекрытия и покрытие, и выполняются в виде спаренных поперечных стен или спаренных рам. Они должны обеспечивать беспрепятственную осадку до 20 мм и повороты стен относительно друг друга. Ширина швов должна быть не менее 20 мм в свету. Расстояние между осадочными швами определяется расчетом.

Если в здании предусмотрены осадочные швы, то они, как правило, совмещаются с температурными.

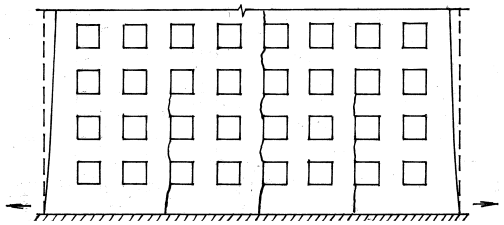


Рис. 47

5.22. Как часто нужно располагать температурные швы?

Чем ниже зимняя температура, тем больше сезонный перепад, тем выше растягивающие напряжения и тем чаще нужно предусматривать швы.

В отапливаемых зданиях перепад температур внутри помещений незначителен, и большим температурным деформациям подвергаются наружные поверхности стен, поэтому в таких зданиях швы устраивают реже, чем в неотапливаемых.

Наконец, чем больше коэффициент линейного расширения кладки, тем чаще нужно устраивать швы. Например, у кладки из силикатного кирпича этот коэффициент в два раза выше, чем у кладки из керамического кирпича, поэтому и швы требуются

чаще. Если стены по толщине выложены из разных материалов (например, из глиняного и силикатного кирпича), то расстояние между швами определяется материалом, имеющим больший коэффициент линейного расширения.

Расстояния между температурными швами определяют расчетом или ориентируются на максимально допустимые расстояния, приведенные в таблице Норм проектирования (табл. 26, прил. 1).

5.23. Какова конструкция температурных швов?

Температурные швы в стенах, перекрытиях и покрытиях необходимо устраивать на всю высоту здания в одной плоскости. Для перекрытий из сборного железобетона специально температурных швов обычно не устраивают, так как с этой задачей справляются монтажные швы между самими железобетонными элементами.

Температурные швы в стенах должны совпадать со швами в железобетонных или стальных конструкциях (перекрытиях, каркасах и т.д.). Поэтому технологические швы в монолитных перекрытиях необходимо устраивать в плоскости температурных швов в стенах.

Температурные швы в наружных стенах должны быть водо- и воздухонепроницаемыми и непромерзаемыми. Поэтому в них следует предусматривать утепление и надежную герметизацию. Поскольку швы «дышат» (зимой ширина раскрытия увеличивается, летом уменьшается), необходимо применять герметики из упругих легкосжимаемых и несминаемых материалов. Чтобы упростить герметизацию, стены зданий с сухим и нормальным режимом эксплуатации (т.е. большинства зданий) выполняют с уступами в швах (рис. 48).

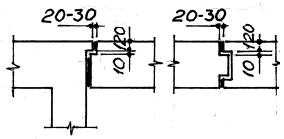


Рис. 48

Глава 6.
ЧАСТИ ЗДАНИЙ

Анкеровка стен и колонн

6.1. Для чего нужна анкеровка стен (колонн) в перекрытиях и покрытии?

Перекрытия в многоэтажных, а покрытия в одноэтажных зданиях являются горизонтальными опорами стен и колонн (вопрос 5.7). В этих опорах, в зависимости от характера нагрузки на стены, могут возникать реакции как со знаком «минус», так и со знаком «плюс». То есть перекрытия и покрытие в горизонтальной плоскости могут работать как на сжатие (распорки), так и на растяжение (растяжки). Чтобы обеспечить работу на растяжение, их связывают со стенами анкерами. Если, например, в многоэтажном здании анкеры не установлены в перекрытии хотя бы одного этажа, то расчетная длина l_0 и гибкость стены (колонны) λ увеличатся вдвое, резко снизится коэффициент продольного изгиба φ и соответственно снизится несущая способность всего элемента (рис. 49).

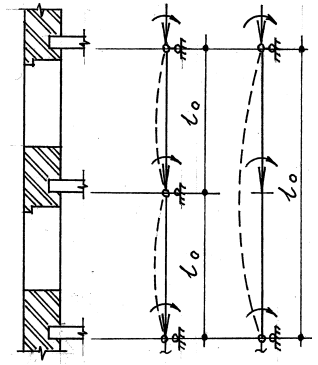


Рис. 49

6.2. Что представляют собой анкеры?

В перекрытиях из сборного железобетонного настила анкерами служат стальные стержни, обычно диаметром 10 мм (рис. 50,а). На одном конце они имеют крюки, которыми их зацепляют за монтажные петли, другой конец заводят в кладку на глубину не менее 250 мм. Чтобы анкер не выдернулся, его конец Г-образно загибают на величину не менее 250 мм (рис. 50,б) или сваривают с другим стержнем в форме буквы «Т». При опира-

нии на внутреннюю стену плит с двух сторон анкерами связывают противоположные плиты.

При устройстве таких анкеров должен соблюдаться ряд обязательных требований. Во-первых, с противоположными стенами должны связываться одни и те же плиты, иначе теряется сам смысл анкеровки. Во-вторых, анкеры не должны иметь слабины и начальных искривлений, иначе они не начнут работать, пока не выпрямятся. В-третьих, во избежание пережога анкеры нельзя приваривать к монтажным петлям. В-четвертых, между монтажными петлями и крюками анкеров не должно быть зазоров, иначе анкеры не начнут работать, пока крюки плотно не зацепятся за петли. В-пятых, чтобы исключить продольную составляющую усилий, анкеры должны располагаться перпендикулярно оси стены, а в стенах, на которые плиты уложены с двух сторон со смещением – под встречными углами.

В качестве анкеров монолитных перекрытий используют выпуски арматуры, а анкеры стальных и сборных железобетонных балок (прогонов) могут иметь самые разнообразные решения. Например, в железобетонных прогонах это могут быть уголки, привариваемые к верхним закладным деталям перпендикулярно осям балок (рис. 51).

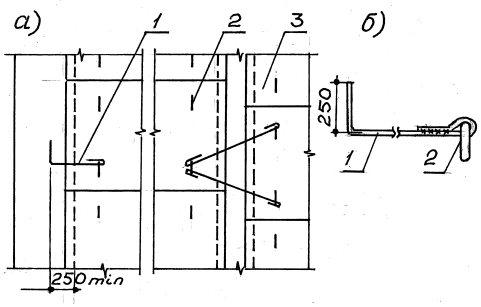


Рис. 50
(1 – анкер, 2 – петля, 3 – плита)

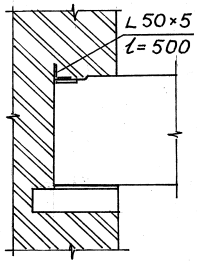


Рис. 51

Анкеры в наружных стенах, а в зданиях с влажным и мокрым режимом – и во внутренних стенах, должны быть защищены от коррозии.

Расчет анкеров выполняют в обязательном порядке, если расстояние между ними более 3 м либо если толщина стен по высоте изменяется несимметрично (со смещением оси верхней стены относительно оси нижней), либо если вертикальная нагрузка на простенок (колонну) превышает 1000 кН.

6.3. Как рассчитывают анкеры?

Усилия в анкерах N_s определяют как опорные реакции вертикальной балки (стены высотой в этаж), добавляя к ним конструктивное слагаемое $0{,}01N$, учитывающее возможное отклонение стены от вертикали и неоднородность кладки (рис. 52). В итоге:

$$N_s = M/H + 0{,}01N,$$

где M – расчетный момент в уровне перекрытия или покрытия в местах опирания конструкций на стену на ширине, равной расстоянию между анкерами (например, при внецентренном приложении нагрузки от перекрытия);

H – высота этажа (пролет вертикальной балки);

N – расчетная нормальная сила в уровне анкера на ширине, равной расстоянию между анкерами.

Независимо от результатов расчета шаг анкеров должен быть не более 3 м, а площадь сечения не менее 50 мм^2 /п. м стены. Расчетное сопротивление стали принимают с учетом коэффициента условий работы γ_{cs} (табл. 17, прил. 1).

Кроме подбора сечения анкеров необходимо проверить прочность их крепления к настилу, балкам или др. конструкциям, а также проверить прочность кладки, которая подвергается отрыву выдергивающей силой N_s. Отрыв происходит под углом 45° (рис. 53), а расчет кладки выполняют на срез по горизонтальным швам (вопрос 3.34) из условия:

$$N_s \leq 2a(a + b)(R_{sq} + 0{,}8n\mu\sigma_0),$$

где a – глубина заделки анкера;

b – длина поперечной части анкера;

R_{sq} – расчетное сопротивление кладки срезу по неперевязанному сечению (табл. 16, прил. 1);

$\mu = 0{,}7$ – коэффициент трения (табл. 18, прил. 1);

$\sigma_0 = N/A$ – средние напряжения сжатия в кладке при наименьшем расчетном значении силы N с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0{,}9$ (в данном случае пониженное значение γ_f более опасно, чем повышенное);

n – коэффициент, равный 1 для кладки из полнотелого кирпича и камней и равный 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней и для кладки из рваного бута.

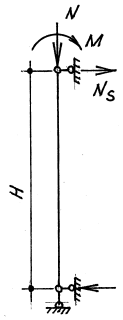


Рис. 52

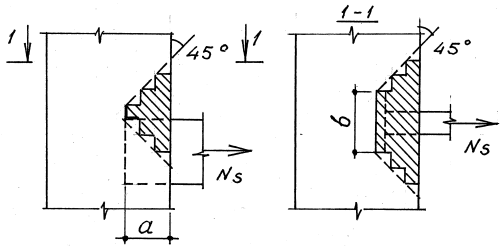


Рис. 53

6.4. Нужна ли анкеровка самонесущих стен?

Самонесущие стены широко применяют для ограждения каркасных зданий. Их высота может достигать 15 м и более. Следовательно, первоочередной задачей при проектировании стен является обеспечение их устойчивости в вертикальной плоскости при действии нагрузки от собственного веса и от ветра. С этой целью необходимо создать промежуточные горизонтальные опоры, которые поделят стену на небольшие участки, т.е. уменьшат расчетную длину. Причем опоры не должны препятствовать свободным (независимым друг от друга) вертикальным деформациям стен и колонн, т.е. должны быть гибкими, и, вместе с тем, обеспечивать передачу ветровой нагрузки от стен на колонны.

В качестве таких опор применяют так называемые гибкие связи из стальных стержней диаметром 10 мм, привариваемых к стальным колоннам или к закладным деталям железобетонных колонн (рис. 54). Независимо от результатов расчета, шаг анкеров по высоте принимают не более 1,2 м.

В горизонтальной плоскости при действии ветровой нагрузки ограждающие самонесущие стены работают на изгиб по перевязанным сечениям (вопрос 3.32) как многопролетные балки, опорами которых служат колонны. Чтобы ограничить величины моментов, шаг наружных колонн принимают, как правило, не более 6 м, а при большем шаге предусматривают промежуточные фахверковые колонны или усиливают стены продольным горизонтальным армированием.

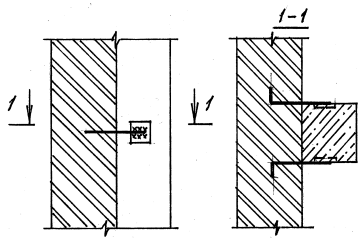


Рис. 54

Столь же необходима и анкеровка самонесущих стен бескаркасных зданий – например, анкеровка наружного самонесущего слоя в трехслойных стенах (вопросы 6.25, 6.26).

Стены с разной степенью нагружения

6.5. К чему может привести разная нагруженность смежных стен?

Если две независимые стены одинаковой высоты по-разному нагружены, то более нагруженная стена приобретет величину абсолютных вертикальных деформаций δ_1 больше, чем менее

нагруженная δ_2. Разность деформаций будет тем большей, чем больше разность нагрузок (напряжений) и чем выше стены (рис. 55,а).

Когда стены между собой перевязаны, то менее нагруженная стена препятствует свободной деформации более нагруженной стены, происходит депланация горизонтальных сечений, по контакту стен возникают горизонтальные растягивающие напряжения (вопрос 3.30). При исчерпании прочности кладки более нагруженная стена начинает отрываться, и в месте сопряжения стен образуется вертикальная трещина (рис. 55,б). Вследствие ползучести кладки трещина со временем растет, пересекая порой несколько этажей и резко снижая как пространственную жесткость здания, так и сопротивляемость стен действию ветровых нагрузок (участки продольных стен перестают играть роль полок в горизонтальном сечении, см. вопрос 5.12).

Наиболее часто это опасное явление происходит в местах сопряжения несущих стен (например, продольных, на которые опираются перекрытия) и самонесущих (поперечных) стен.

Трещины могут образоваться и в тех случаях, когда сопрягаемые стены выполнены из разных каменных материалов и их кладка имеет разные модули деформаций.

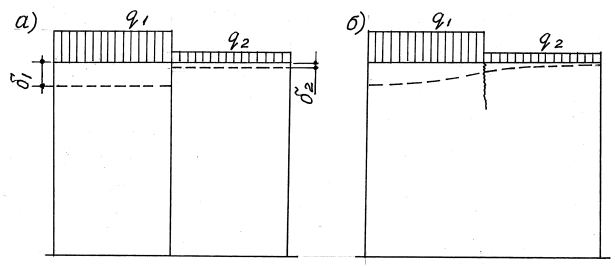


Рис. 55

6.6. Как определить, достаточна ли прочность кладки в местах сопряжения разнонагруженных стен?

Прочность кладки в таких местах проверяют косвенным способом – по разности свободных, т.е. независимых друг от друга, деформаций стен (рис. 55,а), сравнивая ее с предельно допустимой разностью абсолютных деформаций:

$$\delta_1 - \delta_2 \le \delta_u,$$

где $\delta_1 = \Sigma\sigma_{1i}\, h_{1i}/E_{1i} + \delta_{sh1}$ – сумма поэтажных деформаций более нагруженной стены от пола подвала (или от рассматриваемого промежуточного этажа) до верха стены;

$\delta_2 = \Sigma\sigma_{2i}\, h_{2i}/E_{2i} + \delta_{sh2}$ – то же, менее нагруженной стены;

σ_{1i} , σ_{2i} – напряжения в кладке i-го этажа соответственно более нагруженной и менее нагруженной стен;

h_{1i} , h_{2i} – высота i-го этажа соответственно более нагруженной и менее нагруженной стен;

E_{1i} , E_{1i} – модули деформаций кладки i-го этажа соответственно более нагруженной и менее нагруженной стен, вычисляемые по формуле $E_i = \alpha_i R_{iu}$ (где $R_{iu} = kR_i$ – средний предел прочности кладки i-го этажа (см. вопрос 2.15);

α_i – коэффициент, определяемый по табл. 10 для кладки на растворе марки 25 и выше);

$\delta_{sh1} = \Sigma\varepsilon_{sh1}h_{1i}$, $\delta_{sh2} = \Sigma\varepsilon_{sh2}h_{2i}$ – абсолютные деформации усадки соответственно более нагруженной и менее нагруженной стен;

Σ – знак суммы;

ε_{sh1}, ε_{sh1} – относительные деформации усадки, принимаемые по табл. 6 (вопрос 2.30);

δ_u – предельно допустимая разность деформаций, принимаемая по табл. 11.

Напряжения σ_i вычисляют в середине каждого этажа от действия всех постоянных и длительных нагрузок, принимая те модули деформаций E_i, которые соответствуют кладке этого этажа. Попытка упростить вычислительную работу, определяя напря-

жения только на нижнем этаже с переводом их на деформации всей стены, является грубой ошибкой. В этом случае величина суммарных деформаций может оказаться намного больше действительной.

Таблица 10

Кладка	α_i для кладки	
	летней	зимней после затвердевания
Из кирпича:		
глиняного пластического формования	450	300
силикатного и глиняного полусухого прессования	250	170
Из керамических камней высотой 140 мм	650	430

Деформации же усадки δ_{sh} можно определить сразу для всей стены при условии, если на всех этажах кладка выполняется из одинаковых материалов. Напомним только, что для кирпичной кладки усадка не учитывается и $\delta_{sh} = 0$ (вопрос 2.30).

Таблица 11

Предельно допустимая разность деформаций δ_u						
Число этажей	5	6	7	8	9	12 и более
Высота стены, м	15	18	21	24	27	36 и более
δ_u, мм	7	8	9	10	12	15

6.7. Что делать, если прочность кладки в местах сопряжения разнонагруженных стен недостаточна?

Есть два способа. Первый – более равномерно нагрузить продольные и поперечные стены, например, опирать плиты перекрытий поочередно: на одном этаже – на продольные стены, на другом – на поперечные. Этот способ позволяет заодно более равномерно распределить нагрузки на фундаменты.

Второй способ – предусмотреть армокаменные или железобетонные пояса во всех стенах в уровне низа перекрытий, а в одноэтажных зданиях – в уровне низа конструкций покрытия. Пояса рекомендуется устраивать не реже чем через три этажа, а на промежуточных этажах укладывать арматурные сетки в местах сопряжения стен.

Некоторые источники рекомендуют еще один способ: заводить продольные (боковые) края сборных плит перекрытий в смежную стену на 80…100 мм. Однако такое решение может принести больше вреда, чем пользы. Если под плитой у боковой грани не расстелен слой раствора (что на практике бывает весьма часто), то образуется щель, и от веса вышележащей кладки в плите возникают местные изгибающие и крутящие моменты, на которые она не рассчитана и которые могут привести к ее разрушению (рис. 56).

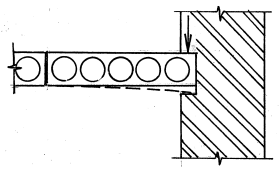


Рис. 56

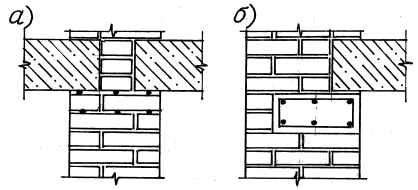


Рис. 57

6.8. Как выполняют армокаменные и железобетонные пояса?

Армокаменные пояса выполняют из продольных арматурных стержней, укладываемых в горизонтальные швы кладки стен (рис. 57,а). Диаметры стержней должны быть не более 12 мм, а толщина швов не более 20 мм (при наличии поперечной арматуры допускается толщина 25 мм).

Количество стержней определяется толщиной стены и обычно принимается от 3-х до 5-ти в одном шве. Стыкуют стержни внахлестку с перепуском не менее 30 диаметров или с

помощью дуговой сварки. Особое внимание при этом должно быть уделено анкеровке стержней в углах и в местах пересечения стен. При необходимости арматуру располагают в нескольких горизонтальных швах.

Железобетонные пояса работают более эффективно, чем армокаменные, к тому же они не имеют ограничений по диаметрам стержней. Высота сечений железобетонных поясов должна быть кратной высоте ряда кладки, но не менее 150 мм. В наружных стенах толщиной более 400 мм пояса можно устраивать не по всей толщине, а располагать их у внутренних граней (рис. 57,б). В этом случае требуется опалубка только с одной стороны.

6.9. Чем еще полезны армокаменные и железобетонные пояса?

Пояса являются универсальным средством повышения надежности и долговечности каменных зданий. Во-первых, они эффективно повышают сейсмостойкость зданий и сооружений (а вопрос сейсмозащиты стал достаточно острым во многих местах России, ранее считавшихся сейсмически не активными).

Во-вторых, пояса, выполняя функцию растянутой арматуры в каменных стенах-балках (подобно арматуре в железобетоне), являются важным элементом противодействия развитию трещин, когда существует риск неравномерных деформаций грунтов основания в процессе эксплуатации зданий (рис. 58). Поскольку заранее прогнозировать характер просадок при эксплуатации трудно или невозможно, а значит невозможно заведомо определить положение растянутой зоны в стене, пояса следует устраивать не только в надземной части, но и в уровне перекрытия подвала.

Армокаменные (арматурные) пояса препятствуют также развитию температурных трещин на тех участках стен, где есть большие вставки из железобетона или металла (например, в зданиях, где одновременно есть участки монолитных и сборных перекрытий).

Наконец, железобетонные пояса лучше, чем распределительные плиты, выравнивают давления балок или ферм на кладку стен (вопрос 6.15).

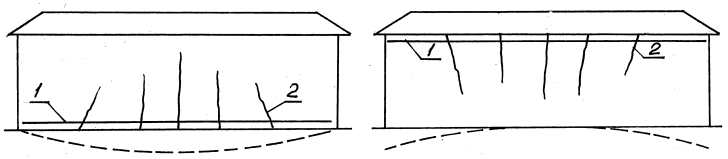


Рис. 58
(1 – пояс, 2 – трещины)

Опирание элементов конструкций на кладку

6.10. Какова допустимая толщина швов под опорами конструкций

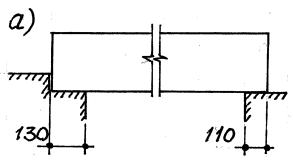
Максимально допустимая толщина горизонтальных швов под опорами конструкций и под распределительными плитами – 15 мм, а при использовании раствора марки 100 и выше – 20 мм. При большей толщине увеличивается вероятность раздавливания раствора и просадки конструкции. Недопустимо также опирание конструкций «насухо», которое приводит к раскалыванию кирпича или камня и раздавливанию кладки.

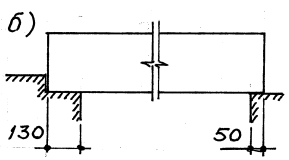
6.11. Какова должна быть глубина опирания конструкций на стены?

Глубина опирания определяется расчетом кладки на смятие (вопрос 3.23), но существует еще и старое практическое правило: глубина опирания должна быть кратной размерам камня. Например, в кирпичных стенах для плит перекрытий и рядовых (наружных) перемычек ее обычно принимают равной 120 мм (полкирпича), для остальных конструкций – 250 мм (кирпич), даже если по расчету достаточно меньшей глубины. Правило это связано с необходимостью качественной перевязки швов.

Между тем встречаются случаи, когда в проектах зданий закладывается глубина опирания пустотных плит всего 90 мм – она приведена в качестве *минимальной* в типовых проектах плит и, с точки зрения прочности при смятии, как правило, достаточна. Однако такая глубина опирания провоцирует строителей на брак в работе, что видно из рис. 59,а, б.

Обычно на одной из опорных стен каменщики выкладывают дополнительный ряд кирпича, который служит своего рода ограничителем для плит, не давая им уйти вглубь стены более чем на 130 мм (полкирпича плюс вертикальный шов). Глубина опирания другого конца при этом составляет не менее 110 мм (а). При проектной глубине 90 мм, фактическая глубина опирания одного конца может достичь тех же 130 мм, а другого – уменьшится до 50 мм (б). Если учесть, что Нормами [10] допускается отклонения стен от вертикали и смещение от разбивочных осей на 10 мм в пределах этажа, а фактическая длина плит может оказаться на 10 мм короче проектной (что допускается ГОСТами), то фактическая глубина опирания конца плит во втором случае может уменьшиться до 20 мм, что уже чревато обрушением плит.





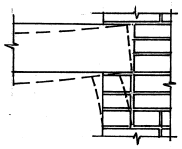


Рис. 59 **Рис. 60**

6.12. Почему конструкции необходимо опирать на тычковый ряд кладки?

При опирании на ложковый ряд в результате возникновения горизонтальных растягивающих напряжений σ_t (вопрос 3.30) может возникнуть расслоение кладки по вертикальному шву и произойти отрыв части кладки стены (рис. 60), поэтому верхний ряд должен быть обязательно тычковым. Если на стену толщиной 1,5 кирпича, у которой тычковый ряд может быть только с одной стороны, опираются перекрытия с двух сторон, то верхнюю часть стены выполняют с цепной перевязкой.

6.13. С какой целью в пустоты плит перекрытий вставляют бетонные пробки?

Концы плит, заделанные в кладку стен, испытывают большие усилия сжатия от расположенных выше стен, перекрытий, покрытия и пр., которые могут привести к раздавливанию узких межпустотных ребер. Проверку прочности ребер выполняют из условия:

$$N \le nR_b A_n + RA_k,$$

где N – вертикальная нагрузка в пределах площади опирания плиты;

n = 1,25 для тяжелых, n = 1,1 для легких бетонов;

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию;

A_n – суммарная площадь горизонтального сечения ребер плиты в пределах площади ее опирания;

R – расчетное сопротивление кладки сжатию;

A_k – площадь кладки по ширине плиты за вычетом площади опирания самой плиты.

Если условие прочности не выполняется, то в пустоты необходимо вставлять бетонные пробки в виде коротких цилиндров, что обязательно должно быть указано в проекте. Пробки изготовляют и устанавливают в плиты на заводе-изготовителе по заказу строителей.

6.14. Как опирают балки и фермы на пилястры стен?

Под опорами балок и ферм, как правило, устанавливают железобетонные (реже стальные) распределительные плиты. Толщина их, определяемая расчетом, должна быть кратной толщине рядов кладки, но не менее 150 мм, а если опорное давле-

ние составляет 100 кН (10 т) и более, то толщина плит должна быть не менее 220 мм (вопрос 3.26).

Ширину распределительных плит принимают равной ширине пилястры, а длину – такой, чтобы плита заходила в стену на глубину не менее 120 мм. Делается это для того, чтобы плита была прижата весом вышележащей кладки и не могла сместиться относительно стены от действия горизонтальных усилий, то есть, чтобы обеспечить надежную горизонтальную связь стены с плитой (вопрос 6.1). По этой причине категорически не допускается устанавливать плиты «потом», в заранее заготовленные ниши или борозды.

Чтобы, в свою очередь, относительно плиты не произошло смещение балки (фермы), в конце нее устраивают анкеры (вопрос 6.2) или приваривают опорные закладные детали железобетонной балки (фермы) к закладным деталям плит (рис. 61). Под плитой пилястру армируют сетками.

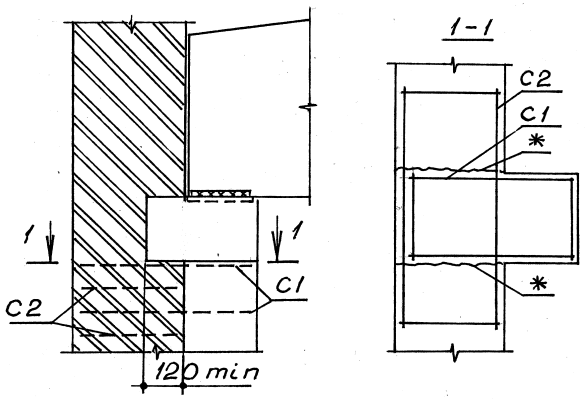


Рис. 61 (* – трещины)

6.15. Как армируют пилястры?

Пилястры армируют сетками из проволоки диаметром не менее 3 мм с размером ячеек не более 60×60 мм (условно назовем их С1). Устанавливают их не реже чем через три ряда кладки в пределах не менее 1 м от низа распределительных плит. Сетки, как и плиты, должны заходить в стену на глубину не менее 120 мм для обеспечения связи пилястры со стеной. Однако если прочность при растяжении вертикального сечения кладки, расположенного по краю распределительной плиты, оказывается недостаточной, то сетки нужно заводить глубже (вопрос 3.30).

Сетки С1 предохраняют от негативных последствий депланации вертикальное сечение, проходящее под торцом распределительной плиты. Между тем трещины депланации могут пройти и под ее боковыми гранями, отделяя пилястру от стены по бокам – явление нередкое и опасное. Поэтому в дополнение к сеткам С1 нужно устанавливать еще и сетки С2, чередуя их с С1 (рис. 61).

Наиболее надежным решением при опирании балок или ферм на пилястры являются железобетонные пояса (вопрос 6.8), совмещенные с перемычками. Они намного более равномерно распределяют напряжения смятия в кладке, чем плиты, и, как правило, исключают появление вертикальных трещин. Рассчитывают пояса как балки на упругом основании.

6.16. Что нужно учитывать при проектировании заделки консолей?

Помимо расчета кладки на смятие (вопросы 3.25, 3.26), необходимо учитывать, что надежная заделка может быть обеспечена только при условии, если сверху имеется достаточный пригруз. Величину пригруза (т.е. высоту стены над заделкой консоли) определяют расчетом и указывают в проекте, а до тех пор, пока пригруз не создан и раствор не набрал необходимой прочности, консоли снизу подпирают временными стойками.

Стены производственных зданий. Висячие стены. Минимальная толщина стен и колонн

6.17. Каковы особенности проектирования несущих стен и колонн производственных зданий?

Для несущих каменных стен и колонн производственных зданий существует ряд ограничений: высота одноэтажных зданий должна быть не более 15 м, а зданий с кранами – не более 10 м, при этом грузоподъемность кранов не должна превышать 10 т (100 кН).

Под опорами ферм, балок покрытия, а также подкрановых балок следует предусматривать распределительные плиты, связывая их со стенами (вопрос 6.14)

При наличии мостовых кранов или динамических нагрузок на перекрытия необходимо выполнять следующие требования:

– под опорами перекрытий и балок в пределах 1,0…1,2 м ниже опор кладку армировать сетками (вопрос 6.15),

– колонны и пилястры, кроме того, необходимо по всей высоте армировать аналогичными сетками с шагом не более 1,5 м,

– устанавливать в углах и пересечениях стен в уровне перекрытий и покрытия связи из двух проволок диаметром 8 мм,

– при кранах грузоподъемностью более 5 т усиливать стены армокаменными поясами с суммарным сечением арматуры не менее 400 мм^2 (4∅12 мм или 5∅10 мм) в глухих стенах и не менее 600 мм^2 (6∅12 мм или 8∅10 мм) в стенах с проемами,

– марку кирпича назначать не ниже 75, марку раствора – не ниже 50, а для колонн – не ниже 100.

6.18. Что такое висячие стены?

В большинстве случаев несущие и ограждающие стены возводят на самостоятельных фундаментах, служащих для стен жесткими опорами. Однако в каркасных зданиях ограждающие стены и внутренние самонесущие стены намного дешевле опирать не на фундаменты, а на балки, установленные на фундаменты колонн.

Эти балки (их называют рандбалками) являются для стен не жесткими, а упругими, т.е. деформируемыми опорами; сами же стены как бы висят на балках, потому их и называют висячими. Висячие стены имеют разнообразное применение. Их возводят над широкими проемами, при перепаде высот смежных пролетов и во многих других случаях.

Особенность совместной работы висячей стены и балки можно проиллюстрировать гипотетическим примером. Допустим, что кладка по всей высоте стены выложена насухо (без раствора) или на очень слабом растворе, и опирается на балку небольшой жесткости, которая снизу подперта. Если убрать подпорки, балка резко прогнется, вместе с ней просядет нижняя часть кладки. Эта часть оторвется от стены, над ней образуется так называемый свод обрушения, а оставшаяся целой остальная часть стены будет передавать нагрузку от своего веса только по концам балки (рис. 62).

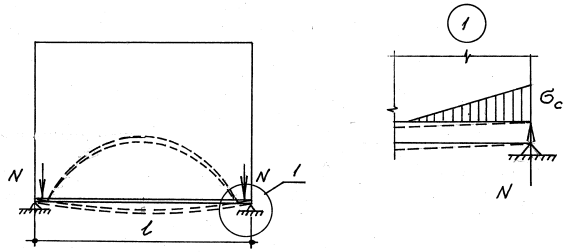


Рис. 62

Реальные условия вносят ряд поправок в эту схему. Прежде всего, пока раствор не отвердел и кладка не приобрела самостоятельную жесткость, нижняя часть кладки является обычной равномерно-распределенной нагрузкой на балку и полностью повторяет ее деформации. Так что свод обрушения в ней образоваться не может.

После отвердения раствора и по мере роста его прочности нижняя часть кладки начинает работать как балка и, деформи-

руясь совместно с рандбалкой, оказывает на нее даже усиливающее влияние.

Отсюда следует, что фактическая вероятность образования свода обрушения весьма мала, однако суть схемы остается прежней: нагрузку от своего веса (и других воспринимаемых ею нагрузок) стена в законченном виде передает на рандбалку по всему пролету неравномерно – вблизи опор возникает самое интенсивное давление, в результате чего нижние ряды кладки в этих местах работают на смятие.

Сама балка воспринимает нагрузку от неотвердевшего слоя кладки на стадии возведения и от указанного выше опорного давления стены на стадии эксплуатации.

6.19. От чего зависят напряжения смятия в кладке висячих стен?

Напряжения смятия σ_c зависит от трех факторов: нагрузки N (опорного давления стены), площади смятия и формы эпюры давления.

Величину N находят как опорную реакцию рандбалки от нагрузок, приложенных в пределах ее полной длины, за вычетом ее собственного веса. В нагрузки входят не только собственный вес стены, но и все другие действующие на нее нагрузки

Площадь смятия зависит от толщины висячей стены h и длины площади смятия, которая определяется жесткостью балки и кладки стены. При этом рандбалка высотой H заменяется эквивалентным по жесткости условным поясом кладки высотой H_0:

$$H_0 = 2\sqrt[3]{0{,}85E_bI_{red}/(Eh)}\ ,$$

где E_b – начальный модуль упругости бетона балки;

I_{red} – момент инерции приведенного сечения балки (определяется согласно Нормам проектирования железобетонных конструкций);

$E = 0{,}5E_0$ – модуль деформаций кладки (E_0 – модуль упругости).

Если рандбалка стальная, то ее жесткость равна E_sI_s.

Чем выше жесткость рандбалки, тем меньше угол поворота ее опорного сечения, тем более равномерно распределяется опорное давление, тем больше длина площади смятия и тем меньше напряжения смятия.

Форма эпюры давления представляет собой треугольник или трапецию и определяется конструкцией балки (однопролетная или многопролетная) и длиной a того конструктивного элемента, на который опирается сама балка (фундамент, колонна, простенок).

6.20. Как определяют напряжения смятия в кладке висячих стен?

На рис. 63 показаны формы и размеры эпюр распределения давления для многопролетных неразрезных (а, б, в) и однопролетной рандбалок (г). У всех у них одна общая величина $s = 1{,}57H_0$ – длина участка эпюры в каждую сторону от грани опоры, где H_0 – высота эквивалентного пояса кладки (вопрос 6.19). (Кстати, выражение s получено из условия, что напряжения в теле кладки распространяются под углом, равным радиану, – см. вопрос. 3.19 и рис. 15.)

Следовательно, задача состоит в том, чтобы, зная величину нагрузки N, толщину стены h и размеры эпюры давления s и a, найти величину максимальных напряжений смятия σ_c.

У средних опор неразрезных балок при $a \le 2s$ (рис. 63, а)

$$\sigma_c = 2N/[(a + 2s)h],$$

у средних опор неразрезных балок при $2s < a \le 3s$ (рис. 63, б)

$$\sigma_c = 2N/(ah),$$

у средних опор неразрезных балок при $a > 3s$ (рис. 63, в)

$$\sigma_c = 2N/(a_1h), \text{ где } a_1 = 3s,$$

у крайних опор неразрезных балок и опор однопролетных балок (рис. 63, г) $\sigma_c = 2N/[(a_1 + s_1)h]$, где $s_1 = 0{,}9H_0$, a_1 – длина

опорного участка рандбалки, но не более 1,5H (H – высота рандбалки).

Напряжения смятия в стенах с проемами определяют подобным же образом, но с одной поправкой: треугольный участок эпюры давления, оказавшийся в пределах проема, заменяют равновеликим параллелограммом и добавляют к остальной части эпюры (рис. 64). Чтобы не увеличивать напряжения смятия, проемы желательно располагать в средней части пролета.

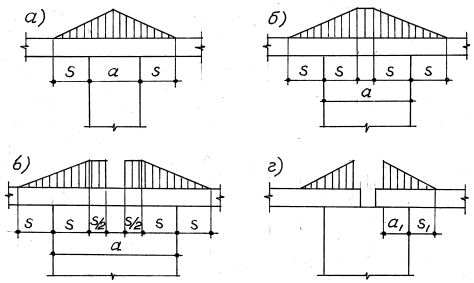


Рис. 63

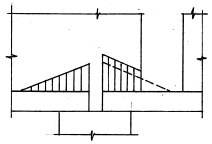


Рис. 64

6.21. Как проверяют прочность кладки висячих стен при смятии?

Условие прочности имеет обычный вид (вопрос 3.23):

$$N \leq N_{cu} = \psi d R_c A_c,$$

но может быть записано и в более удобном виде:

$$\sigma_c \leq \psi d R_c,$$

где N – величина опорного давления, ψ – коэффициент полноты эпюры давления;

d и R_c – см. вопрос 3.23;

σ_c – см. вопрос 6.20.

При определении расчетного сопротивления смятию R_c (при вычислении коэффициента ξ) расчетную площадь смятия A в зоне промежуточных опор неразрезных балок принимают как для кладки, нагруженной в средней части стены, а в зоне крайних опор неразрезных балок и опор однопролетных балок – как для кладки, нагруженной у конца стены (табл. 21, 22, прил. 1).

Если $\sigma_c \geq 0{,}8\psi d R_c$, то не менее трех нижних рядов кладки следует армировать сетками (вопрос 3.23).

6.22. Что делать, если прочность кладки висячих стен при смятии недостаточна?

Прежде всего, следует усилить кладку сетчатым армированием. Эта мера особенно полезна в зоне опор однопролетных и крайних опор многопролетных балок, где коэффициент $\xi = 1$, а $R_c = R$. Если сетчатое армирование – мера недостаточная, следует повысить жесткость рандбалки. Наконец, если позволяют условия, можно увеличить толщину стены h в нижней части (создав своего рода цоколь) или повысить марку раствора (тоже в нижней части). Увеличивая толщину стены, нужно помнить о том, чтобы она была не более ширины верхней грани рандбалки. Повышать марку камня на нижнем участке нецелесообразно, так как это может внести путаницу в работу строителей.

6.23. Как рассчитывают рандбалки?

Балки рассчитывают дважды: на стадии возведения и на стадии законченной кладки.

На стадии возведения кладки из кирпича и камней принимают нагрузку от веса стены высотой, равной 1/3 пролета балки для летней кладки, а для зимней кладки, выполняемой методом замораживания, – высотой, равной целому пролету. Для кладки из крупных блоков расчетную высоту стены принимают равной 1/2 пролета, но не менее высоты одного ряда блоков.

Если в стене предусмотрены оконные проемы, а высота стены до подоконника составляет менее 1/3 пролета, то в расчет включают вес стены высотой до верха оконных перемычек (рис. 65).

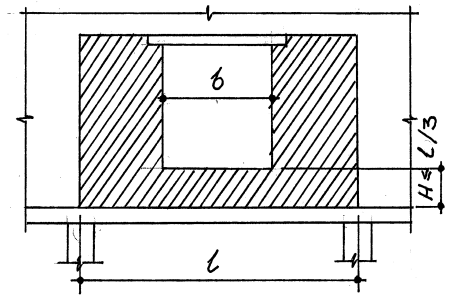


Рис. 65

Если на стену опираются перекрытия, находящиеся в пределах квадрата кладки высотой, равной пролету балки, то на стадии возведения следует учитывать нагрузку и от них.

На стадии законченной кладки нагрузкой на балку является опорное давление стен величиной N (вопрос 6.21).

Если высота стены в законченном виде составляет не более 1/2 пролета балки, то нагрузку от всей стены принимают как нагрузку при неотвердевшей кладке.

6.24. Какова минимально допустимая толщина стен и колонн?

Толщина стен и колонн h определяется расчетом несущей способности, но она должна быть не меньше допустимой величины, которая зависит от высоты стены или колонны, марки раствора, группы кладки (вопрос 2.31) и ряда других характеристик. Таблицы влияния всех основных параметров на толщину приведены в Нормах проектирования (табл. 27–29, прил. 1).

К требованиям Норм проектирования следует, однако, относиться не формально, а с учетом особенностей конкретного здания и с учетом отклонений от проектных размеров, допускаемых Нормами производства работ [10]. Например, допустимое отклонение оси несущей стены от разбивочной оси в пределах одного этажа составляет 10 мм. Если стены двух смежных этажей возведены с такими отклонениями, но в разные стороны, то дополнительный эксцентриситет приложения нагрузки на нижнюю стену составит 20 мм, а высота сжатой зоны сечения h_c уменьшится на 40 мм (вопрос 3.8). При толщине стены 510 мм (2 кирпича) это составит 8 %, а при толщине 250 (1 кирпич) 16 %, на столько же увеличатся напряжения в кладке. Очевидно, что более тонкие стены (колонны) более чутко реагируют на одни и те же отклонения.

Кроме указанных выше, допускаются отклонения от вертикали, от прямолинейности поверхности и др. Все они приводят к образования дополнительных эксцентриситетов. Поэтому в практике проектирования многоэтажных зданий давно сложилась разумная традиция: несущие стены толщиной 1 кирпич проектировать высотой не более 1 этажа, а толщиной 1,5 кирпича – не более 3–4 этажей.

Многослойные стены и стены с облицовками

6.25. Что такое многослойные стены?

Многослойные – это стены, состоящие из двух и более слоев разных материалов, имеющих разные прочностные и теплотехнические свойства. Из них один слой является утеплителем, один (как правило, внутренний) – несущим слоем. В трехслойных стенах имеется также наружный ограждающий слой, защищающий стены от атмосферных воздействий. Все слои возводят одновременно, без использования наружных лесов.

Многослойные стены могут иметь самые разные конструктивные решения. Приведем несколько примеров:

1. Стены из колодцевой кладки (кладка Герарда). Наружные стены выполняют с вертикальными пустотами, которые запол-

няют насыпным утеплителем или монолитным ячеистым бетоном (рис. 66,а). По существу, являются трехслойными невентилируемыми стенами.

Подобные стены широко применялись в 1920–30-е годы, но впоследствии от них отказались, так как насыпной утеплитель (преимущественно шлак) со временем оседал, в пустотах образовывались воздушные мешки, что при не всегда качественном заполнении вертикальных швов кладки делало стены продуваемыми. Использование ячеистого бетона в качестве утеплителя – решение более надежное, однако по ряду причин широкого распространения оно не получило.

2. Двухслойные стены. Один слой выкладывают из кирпича, керамических или бетонных камней, другой слой, вплотную к первому, – из легкобетонных или ячеистобетонных камней (рис. 66,б). Слой из тяжелых материалов, как правило, является несущим и находится внутри здания, а слой из легких материалов – утепляющим и находится снаружи. Для защиты от атмосферных воздействий его снаружи оштукатуривают или покрывают латексом. Соединяют слои жесткими связями (вопрос 6.26).

Встречаются случаи, когда слой из тяжелых материалов располагают снаружи, считая, что он хорошо защищает стены от атмосферных осадков, но такое решение ошибочно. Наружный слой, как более плотный, обладает более низкой паропроницаемостью и, фактически, является пароизоляцией для внутреннего слоя, в результате чего происходит постепенное накопление конденсатной влаги в утеплителе и снижение его теплозащитных свойств. Кроме того, при таком решении несущим обычно оказывается менее прочный внутренний слой, что Нормами проектирования не рекомендуется

3. Трехслойные вентилируемые стены. Наружный (ограждающий) и внутренний (несущий) слои выполняют из кирпича, керамических или бетонных камней, соединяют слои гибкими связями (вопрос 6.26). Между ними укладывают плитный утеплитель из минеральной ваты, пенополистирола и т.п. материалов, который плотно прикрепляют к внутреннему слою кладки (рис. 66, в). Между утеплителем и наружным слоем оставляют воздушный зазор для проветривания утеплителя.

Хотя такое решение получило массовое распространение в 1990–2000-е годы, качественное его выполнение оказалось невозможным, поскольку невозможно плотно, да еще внахлестку, прикрепить плиты утеплителя к несущему слою кладки, и строители вынуждены просто заталкивать утеплитель в просвет между слоями кладки. В результате, внутренний слой кладки лишается надежной теплозащиты, зачастую промерзает, а паровоздушная смесь, проникая через образовавшиеся щели, конденсируется на холодной внутренней поверхности наружного слоя и вызывает его морозное разрушение.

Технологически реально осуществимым, а эксплуатационно более надежным решением является крепление плитного утеплителя к каменным стенам с наружных лесов с последующим оштукатуриванием утеплителя по сетке или навешиванием легкого вентилируемого фасада.

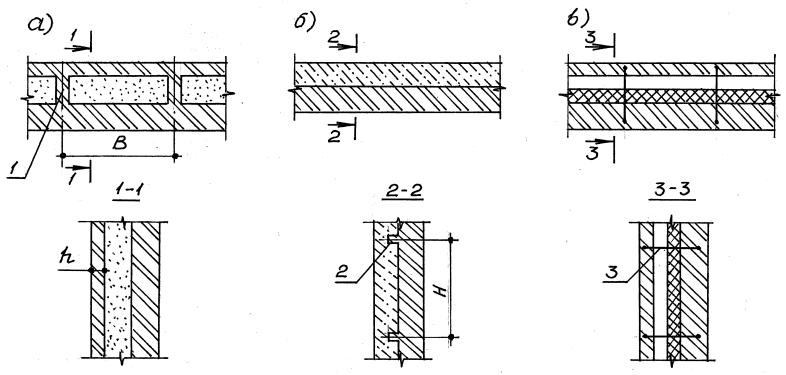


Рис. 66

6.26. Чем различаются жесткие и гибкие связи в многослойных стенах?

Жесткие связи обеспечивают совместные деформации слоев кладки, т.е. совместное восприятие ими действующих нагрузок, и полное использование прочности слоев кладки или бетона. Например, в стенах с колодцевой кладкой связями служат перемычки (вертикальные диафрагмы) из тычковых рядов кирпича или камня между слоями (поз. *1* на рис. 66, а) при условии, что расстояние *B* между осями перемычек при любом теплоизоляционном слое составляет не более 10*h* и не более 1200 мм (где *h* – толщина более тонкого конструктивного слоя).

Если теплоизоляционный слой выполнен из монолитного бетона с кубиковой прочностью не ниже 0,7 МПа, то жесткие связи выполняют в виде горизонтальных тычковых прокладных рядов, расположенных по высоте кладки с шагом (по осям) *H* не более 5*h* и не более 620 мм (поз. *2* на рис. 66,б).

Гибкие связи (поз. *3* на рис. 66,в) не препятствуют независимым деформациям разных слоев, поэтому слои кладки или бетона функционально разделены: один (внутренний) выполняет несущие функции, другой (промежуточный) – теплозащитные, третий (наружный) – функции защиты от воздействия атмосферных осадков. Гибкие связи необходимо выполнять из стеклопластика, нержавеющей или оцинкованной стали и т.п. коррозиостойких материалов. Причем кустарная оцинковка не допускается ввиду ее ненадежности и недолговечности. Концы связей должны быть надежно заанкерены в кладке.

6.27. Как рассчитывают многослойные стены с жесткими связями?

В стенах с жесткими связями в работе участвуют все слои, исключая, конечно, слои из насыпных или легких утеплителей (минеральной ваты, пенополистирола и т.п. материалов).

Поскольку разные слои кладки обладают разными прочностными и деформативными свойствами, их совместную работу учитывают с помощью приведения сечений слоев к материалу основного несущего слоя, т.е. фактические размеры сечения простенка или участка стены заменяют приведенной. При этом толщину слоев принимают фактической, а ширину определяют по формуле (рис. 67):

$$b_{red} = bm_i R_i/(mR),$$

где b_{red} – приведенная ширина слоя;

b – фактическая ширина слоя;

R, m – расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности слоя, к которому приводится сечение;

R_i, m_i – то же, любого другого слоя.

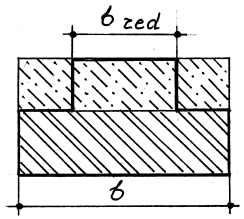


Рис. 67

Значения коэффициентов m и m_i приведены в Нормах проектирования [7] (см. табл. 30, прил. 1).

Как пользоваться указанной формулой, поясним примером. В двухслойной стене внутренний (несущий) слой толщиной 380 мм выложен из кирпича пластического фор мования с расчетным сопротивлением слоя кладки R = 1,3 МПа, наружный слой толщиной 300 мм – из ячеистобетонных камней автоклавного твердения с расчетным сопротивлением слоя кладки R_i = 0,8 МПа. Сечение приводим к несущему слою. По табл. 30, прил. 1 находим: m = 1, m_1 = 0,85. Тогда на участке стены шириной b = 1000 мм приведенная ширина наружного слоя b_{red} = 520 мм, т.е. расчетное сечение приобрело форму тавра с полкой из несущего кирпичного слоя.

Это, приведенное, сечение и рассчитывают затем, в зависимости от характера действия нагрузок, на центральное или внецентренное сжатие (вопросы 3.5 и 3.10), принимая расчетное сопротивление того слоя, к которому приведено сечение, с учетом коэффициента использования, т.е. равным mR (в приведенном примере m = 1). Коэффициенты φ, φ_1 и m_g принимают для материала слоя, к которому приведено сечение.

Если эксцентриситет приложения продольной силы $e_0 \geq 0{,}7y$, необходимо проводить расчет по раскрытию горизонтальных трещин (вопрос 3.11).

6.28. Каковы ограничения при расчете многослойных стен с жесткими связями?

В двухслойных стенах эксцентриситет e_0 продольной силы, направленный в сторону теплоизоляционного (менее прочного) слоя не должен превышать $0{,}5y$.

В трехслойных стенах, у которых промежуточный (утепляющий) слой выполнен насыпным или плитным (из минеральной ваты, пенополистирола и пр. подобных материалов), а также из монолитного бетона со средней кубиковой прочностью 1,5 МПа и ниже, этот слой в расчете несущей способности не учитывают.

Не учитывают в расчете двухслойных стен также утепляющий слой из легких камней марки ниже 10.

6.29. Каковы особенности расчета многослойных стен с гибкими связями?

Каждый слой рассчитывают раздельно на воспринимаемые им нагрузки, причем нагрузку от перекрытий, покрытия, балконов и т.д. необходимо передавать только на внутренний слой. Нагрузку от утеплителя (если он не закрепляется на каком-то определенном слое) в расчете распределяют поровну между внутренним и наружным слоями.

Суммарная площадь сечения гибких стальных связей должна составлять не менее 40 мм^2 на 1 м^2 поверхности стены.

6.30. Как проектируют стены с облицовками?

Облицовку применяют для украшения фасадных поверхностей стен. Выполняют ее из мелкой керамической или силикатной плитки, лицевого (т.е. обладающего высококачественной поверхностью) кирпича, мелких керамических, бетонных или природных камней, крупных плит из природного камня, керамогранита и т.п. долговечных материалов.

Крупные плиты применяют преимущественно для облицовки цоколей, соединяют их с основной кладкой стены с помощью специальных анкеров. Такой слой в расчете, как правило, не учитывают, рассматривая его собственный вес как дополнительную нагрузку на стену.

Мелкая плитка и камни участвуют в совместной работе с основной кладкой при условии, если обеспечены жесткие связи между слоями, т.е. обеспечена взаимная перевязка слоев, что должно быть показано в проекте. Для создания надежной перевязки высота штучных облицовочных материалов с учетом толщины швов должна быть кратна высоте ряда кладки основного слоя, а еще лучше – равна ей.

Во избежание расслоения стен рекомендуется применять облицовочные материалы с деформационными характеристиками, близкими характеристике кладки основной стены.

Расчет стен с облицовками, имеющими между собой жесткие связи, практически не отличается от расчета многослойных стен. Отличие состоит только в определении коэффициентов m и m_i – их значения приведены в табл. 31, прил. 1. Следует заметить, что приведенные в этой таблице крупноразмерные бетонные плиты в последнее время для облицовки почти не применяют.

При расчете многослойных стен с облицовками принимают меньшие из значений коэффициентов m и m_i, полученных из табл. 30 и 31, прил. 1.

Если величина эксцентриситета продольной силы, направленного в сторону внутренней грани стены, $e_0 > y(1 - m)/(1 + m)$, но не менее $0{,}1y$, то расчет на внецентренное сжатие выполняют без учета коэффициентов m и m_i как однородной кладки основного слоя, включающей в свое сечение и облицовочный слой.

Стены подвала

6.31. Как работают стены подвала?

Стены подвала работают на внецентренное сжатие (вопрос 3.13). Они воспринимают вертикальную нагрузку от вышерасположенных стен и перекрытий и горизонтальную нагрузку от бокового давления насыпного грунта, т.е. грунта, которым засыпают пазухи котлована (рис. 68). Боковое давление вызывает изгибающие моменты и поперечные силы. Вертикальные нагрузки вызывают продольные силы, а если они приложены с эксцентриситетами, то – и моменты.

В статическом отношении стены представляют собой один (самый нижний) пролет многопролетной неразрезной балки, горизонтальными опорами которой являются перекрытия (покрытие) и фундамент, в котором стены жестко защемлены.

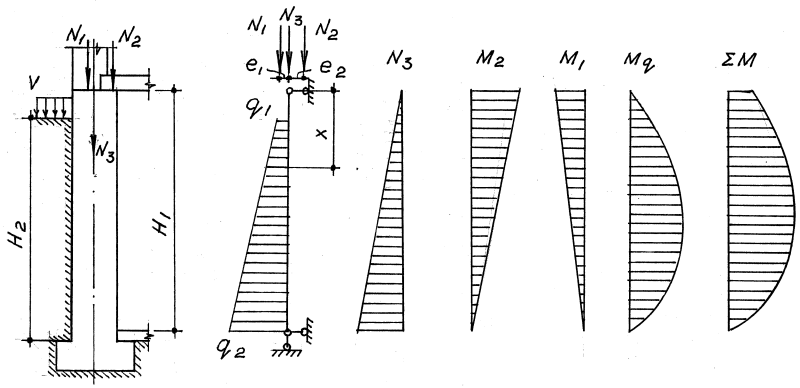


Рис. 68

Для упрощения расчета и в запас несущей способности стены подвала рассматривают как однопролетные балки с шарнирно-неподвижными концами. При наличии бетонного пола подвала расчетный пролет (H_1 на рис. 68) принимают равным расстоянию в свету между полом и перекрытием, при отсутствии пола – между подошвой фундамента и перекрытием. Такое упрощение оправдано и тем, что при действии защемляющего момента давление от фундамента на грунт передается неравномерно, и подошва фундамента поворачивается, т.е. фактически стены в фундаменте защемлены не жестко, а частично (податливо).

6.32. Как определяют нагрузку на стены подвала от бокового давления грунта?

Величина бокового давления q зависит от высоты засыпки (H_2 на рис. 68) и от угла внутреннего трения (угла естественного откоса) грунта φ – чем меньше φ, тем больше q. (Для сравнения: у жидкости φ = 0, у твердого тела, не создающего бокового давления, φ = 90º)

Давление q передается по закону треугольника – от нуля вверху, до максимума внизу. Если на поверхности грунта имеется дополнительная нагрузка (например, нагрузка от строения, стационарного оборудования и т.п.), то она тоже создает боковое давление, и тогда эпюра давления имеет форму трапеции (рис. 68). При отсутствии постоянной нагрузки учитывают временную v – от давления автотранспорта, нормативную величину которого принимают равной 10 кПа (10 кН/м^2).

Для удобства расчета нагрузку v заменяют добавочным слоем грунта приведенной высотой $H_{red} = v/\gamma$, где γ – нормативная объемная масса (плотность) грунта.

Верхнюю q_1 и нижнюю q_2 ординаты эпюры бокового давления определяют по формулам:

$$q_1 = \gamma_{f1}\,\gamma\, H_{red}\,\mathrm{tg}^2(45^\circ - \varphi/2),$$

$$q_2 = \gamma_{f2}\,\gamma\,(H_{red}\gamma_{f1}/\gamma_{f2} + H_2)\,\mathrm{tg}^2(45^\circ - \varphi/2),$$

где γ_{f1} и γ_{f2} – коэффициенты надежности для нагрузки на поверхности грунта и для плотности грунта.

Размерности величин в приведенных формулах обычно принимают в *кН* и *м*, поэтому нагрузка q определяется в *кН* на 1 погонный метр длины глухой стены. На 1 п. м определяют и

вертикальные нагрузки N. Если стена подвала с проемами, то нагрузку на простенки собирают с участка длиной, равной расстоянию между осями соседних проемов.

6.33. Как определяют усилия в стенах подвала?

В показанном на рис. 68 примере нагрузка от выше расположенных стен N_1, приложенная с эксцентриситетом e_1 относительно оси стены подвала, создает момент M_1. Нагрузка от перекрытия подвала N_2, приложенная с эксцентриситетом e_2, создает момент M_2. Нагрузка от веса стены подвала N_3 приложена по оси.

От бокового давления грунта q возникают момент M_q, эпюра которого имеет форму кубической параболы. Величину момента на расстоянии x от верха стены определяют из выражения (обозначения см. на рис. 68):

$$M_{qx} = (1/6)\{(H_2^2/H_1)(2q_1 + q_2)x -$$
$$- [3q_1 + (q_2 - q_1)(x - H_1 + H_2)/H_1](x - H_1 + H_2)^2\}.$$

Для определения положения опасного сечения необходимо приравнять нулю первую производную этого выражения dM_{qx}/dx или пользоваться методом последовательных приближений, задаваясь значениями x с определенным шагом.

Если боковое давление приложено по всей высоте подвала ($H_1 = H_2$), то максимальное значение момента $M_{q,\max}$ находится примерно на расстоянии $x = 0{,}6H_1$. Тогда

$$M_{q,\max} = (0{,}056q_1 + 0{,}064q_2)H_1^2.$$

Следует, однако, помнить, что с учетом M_1 и M_2 действительное опасное сечение может располагаться в ином месте, хотя и поблизости от найденного.

6.34. Как и когда необходимо засыпать пазухи котлована?

Засыпать пазухи следует с обязательным послойным уплотнением грунта, в противном случае в пустоты между комьями легко проникает атмосферная вода, разжижает грунт, резко понижает значение коэффициента φ и увеличивает боковое давление q. С другой стороны, мокрый грунт с трудом поддается уплотнению, поэтому засыпаемый грунт должен быть относительно сухим (оптимальная его влажность приведена в СНиП 3.02.01-87 «Земляные сооружения, основания и фундаменты»). Нарушение двух этих требований нередко приводит к аварийному состоянию стен подвала – выдавливанию с образованием горизонтальных трещин или сдвигу по подошве.

Нормы [10] предписывают засыпать пазухи сразу же, после монтажа перекрытия подвала, что связано со стремлением как можно менее продолжительное время оставлять незащищенными от дождевых или талых вод грунты под подошвой фундамента.

Однако указанное предписание не всегда учитывает немаловажное обстоятельство: чем меньше величина суммарной продольной силы N (вертикальной нагрузки), тем больше эксцентриситет ее приложения ($e_0 = M/N$), величина которого может выйти за предельно допустимые значения (вопрос 3.11). К тому же, в момент засыпки бетонный пол подвала, как правило, отсутствует, расчетный пролет стены H_1 увеличивается (вопрос 6.33), а сдвигу стены относительно грунта сопротивляется только сила трения T, величина которой пропорциональна силе нормального давления: $T = \mu N$ (где μ – коэффициент трения, см. табл. 18, прил. 1).

Не учет перечисленных обстоятельств может привести к негативным последствиям. Поэтому вопрос о том, при какой минимальной высоте конкретного здания (минимальной вертикальной нагрузке) следует засыпать пазухи котлована, должен решать проектировщик на основе расчетов и давать соответствующие указания в чертежах.

6.35. Каковы особенности расчета стен подземных сооружений?

Стены подземных сооружений работают, практически так же, как стены подвала, с тем только отличием, что вертикальное усилие N намного меньше, так как складывается оно из нагрузки

от веса всего одного перекрытия (покрытия), временной нагрузки на него и собственного веса стены. При уменьшении N возрастает e_0, что ставит стены подземных сооружений в тяжелые условия работы (вопрос 6.34). Поэтому зачастую более неблагоприятным является сочетание нагрузок при отсутствии временной нагрузки на перекрытии (при наличии временной нагрузки на поверхности грунта, увеличивающей боковое давление) и пониженном (с коэффициентом $\gamma_f < 1$) значении нагрузок от веса перекрытия и собственного веса стены.

6.36. Каковы особенности проектирования приямков?

Приямки сооружают для входа в подвал, для подачи грузов (например, угля в котельные), для естественного освещения подвальных помещений и т.д.

Глубокие приямки (например, для входных проемов) возводят на самостоятельном фундаменте, при этом швы в каменной кладке стен приямков должны обеспечивать их самостоятельную осадку.

Мелкие приямки (например, у оконных проемов) целесообразно устраивать на железобетонных консолях, выпускаемых из стен подвала (рис. 69). В этом случае фундаменты для стен приямков не нужны, требуется лишь плотное основание под днищем приямка.

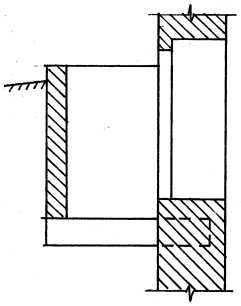


Рис. 69

Стены приямков воспринимают небольшую вертикальную нагрузку (от собственного веса, защитной решетки и т.п.) и от бокового давления грунта. В отличие от стен подвала, верхней горизонтальной опоры они, как правило, не имеют.

Перемычки

6.37. Какими бывают перемычки?

В старые времена перемычки над проемами выполняли из каменной кладки по кружалам (деревянной опалубке). В основном, применяли два типа перемычек – клинчатые (горизонтальные) и арочные. В обоих случаях нижний ряд (ряды) кирпича или камня клали на ребро. Позднее стали применять более простые – рядовые – перемычки в виде обычной кладки, в которых использовали горизонтальные стальные прутья или проволоку для удержания камней нижнего ряда от выпадения.

Максимальные пролеты каменных перемычек из кирпича или камня марок 75 и выше зависят от типа перемычек и марки раствора (см. табл. 32 в Приложении 1). Для рядовых перемычек они находятся в пределах 1,75…2,0 м (при этом применение раствора марки ниже 25 не допускается), для клинчатых – в пределах 1,25…2,0 м, для арочных – в пределах 2,25…4,0 м.

Каменные перемычки не только трудоемки в производстве, но и весьма отзывчивы на воздействие динамических и вибрационных нагрузок, поэтому в зданиях, где такие нагрузки действуют, применять их нельзя. Нельзя их также применять в тех случаях, когда возможна неравномерная осадка стен.

Названных недостатков лишены сборные железобетонные перемычки, поэтому в современном строительстве они заняли доминирующее положение, хотя каменные (преимущественно, арочные) перемычки иногда применяют из архитектурных соображений.

6.38. Как проектируют железобетонные перемычки?

Железобетонные (а равно и стальные) перемычки проектируют как обычные балки. Рассчитывают их на нагрузку от перекрытия (если по высоте оно расположено в пределах квадрата кладки со стороной, равной пролету перемычки) и от веса свежевыложенной кладки высотой, равной 1/3 пролета перемычки. Для оттаивающей зимней кладки, выполненной методом замораживания, нагрузку от перекрытия учитывают, если оно распо-

ложено в пределах прямоугольника высотой, равной удвоенному пролету, а от веса неотвердевшей кладки – высотой, равной пролету.

Кроме расчета самих перемычек, необходимо рассчитывать кладку на смятие под опорами перемычек (вопрос 6.39).

6.39. Как рассчитывают кладку на смятие под опорами перемычек?

Если соблюдается условие $M/a < N$, то перемычку рассматривают как защемленную в кладке. Здесь M – изгибающий момент в заделке; N – защемляющее усилие, равное опорной реакции перемычки от нагрузки на участке, ограниченном углом 40º от вертикали (рис. 70); a – глубина заделки перемычки. Расчет на смятие выполняют как при защемлении консолей (вопросы 3.25, 3.26), а эксцентриситет приложения нагрузки определяют по формуле: $e_0 = M/Q$, где Q – опорная реакция от расчетных нагрузок (вопрос 6.38).

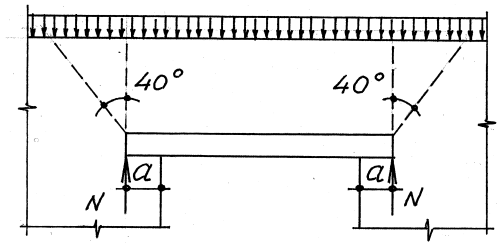


Рис. 70

Если указанное условие не соблюдается, то прочность кладки проверяют на одновременное действие сил смятия и сжатия, а перемычку рассматривают как свободно опертую балку (вопросы 3.23, 3.24).

6.40. Чем отличаются перемычки от рандбалок висячих стен?

Перемычки, по существу, это те же рандбалки, даже нагрузки на них собирают практически одинаково (вопросы 6.38 и 6.23). Различие между ними в том, что рандбалки опирают, как правило, на железобетонные или стальные элементы, поэтому каменную кладку проверяют на смятие *над* опорами рандбалок.

В стенах с перемычками кладка работает на смятие и под, и над опорами, но длина эпюры давления под опорами меньше, а величина напряжений смятия больше, чем над опорами, поэтому прочность кладки при смятии достаточно проверить только *под* опорами. В случае же опирания рандбалок на каменные колонны или простенки, необходимо выполнять расчет кладки на смятие и под опорами рандбалок.

6.41. Как работают каменные перемычки?

Нагрузка над проемом распределяется по кривой давления, поэтому все каменные перемычки работают как арки, воспринимающие распор (рис. 71), величину которого находят по формуле

$$H = M/f,$$

где M – расчетный изгибающий момент, определяемый как в свободно лежащей балке от веса кладки (собственного веса перемычки) и от давления конструкций (настила, балок, прогонов и т.п.), опирающихся на перемычку;

$f = c - 2d$ – стрела подъема арки;

c – расчетная высота перемычки, т.е. расстояние от уровня пят перемычки до низа опирающихся на нее конструкций; при отсутствии последних величину c принимают равной 1/3 пролета;

d – расстояние от кривой давления до верха перемычки в замке и до низа перемычки в пятах (т.е. половина условной высоты сечения арки), величина которого зависит от марок камня и раствора (см. табл. 34, прил. 1).

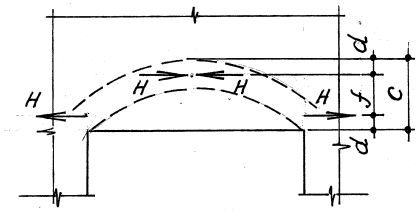


Рис. 71

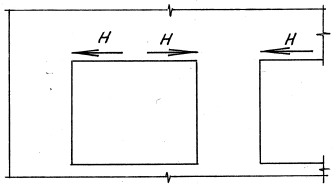


Рис. 72

Если в перемычке предусмотрена затяжка, то распор определяют по той же формуле, а стрелу подъема находят из выражения: $f = h_0 - d$, где h_0 – расстояние от верха перемычки в замке до оси затяжки.

6.42. Как рассчитывают каменные перемычки?

Прочность кладки при внецентренном сжатии (вопрос 3.13) проверяют в замке и на опорах на действие распора H, приложенного с эксцентриситетом $e_0 = f/2 = c/2 - d$. За расчетную высоту сечения рядовых и клинчатых перемычек принимают высоту c, а арочных перемычек – высоту c за вычетом подъема. При наличии растянутой зоны расчет по раскрытию трещин допускается не производить.

В крайних (угловых) простенках распор H не уравновешивается (рис. 72), поэтому кладку простенка под пятой перемычки необходимо проверять на срез (вопрос 3.33). Кроме того, сами простенки дополнительно испытывают действие момента от распора в своей плоскости, поэтому их следует рассчитывать на косое внецентренное сжатие (вопрос 3.17).

6.43. Почему в кладке рядовых перемычек не допускается раствор низких марок?

Перемычки работают как арки, т.е. образуют свод (вопрос 6.40). Чтобы кладка под ним не выпала и не образовала реальный свод обрушения (вопрос 6.18), она должна иметь надежную адгезию, которая напрямую зависит от прочности раствора. Поэтому в рядовых перемычках раствор марки ниже 25 не допускается. В клинчатых перемычках такого ограничения нет, так как благодаря самозатягиванию каменных клиньев выпадение камней не происходит. Тем более такое ограничение не требуется для арочных перемычек, у которых, к тому же, и растянутая зона может вообще отсутствовать.

6.44. Что такое конструктивная высота перемычки?

Это условный нижний пояс кладки, обладающий повышенной прочностью. Для рядовых перемычек он выполняется из нескольких рядов кирпича или камня на растворе прочности более высокой, чем основная кладка (но не ниже марки 25). Для клинчатых и арочных перемычек пояс выполняется из кирпича на ребро или камня клиновидной формы. Конструктивная высота должна быть не меньше значений, приведенных в табл. 33, прил. 1.

Карнизы и парапеты

6.45. Как работают карнизы?

Поскольку карнизы выступают от наружной поверхности стен, то работают они на опрокидывание.

Вынос карниза, выполненного из каменной кладки (рис. 73,а), определяется расчетом, но должен быть не более 1/2 толщины стены, а напуск каждого ряда кладки – не более 1/3 длины кирпича или камня, причем марка раствора должна быть не ниже 50. Если вынос карниза составляет менее половины толщины стены, но не более 200 мм, допускается применять раствор той же марки, что и для кладки верхнего этажа.

Однако проектировщику следует помнить о том, что чем ниже марка раствора, тем у него более рыхлая структура и тем ниже у него морозостойкость (вопрос 2.10). Поэтому для кладки карнизов – а карнизы всегда интенсивно подвергаются замачиванию и попеременному замораживанию и оттаиванию – желательно применять раствор марок 75 и выше.

При большем выносе применяют железобетонные карнизные плиты или балки, которые необходимо удерживать от опрокидывания анкерами (вопрос 6.46). Такие карнизы более сложны и дороги, но они предпочтительнее карнизов из каменной кладки, поскольку благодаря большему выносу они лучше

защищают стены от атмосферных воздействий, а благодаря более высокой морозостойкости бетона они более долговечны при эксплуатации.

6.46. Какие нагрузки действуют на карнизы?

Нагрузки на карнизы зависят от стадии готовности здания. На стадии незаконченного здания, когда отсутствует крыша, действуют (рис. 73,а, б):

– расчетная нагрузка от собственного веса карниза (и опалубки для монолитных или армированных карнизов) N_1;

– временная расчетная нагрузка по краю карниза N_2 = 1,0 кН на 1 м длины карниза или на один сборный элемент карниза при длине последнего меньше 1 м;

– нормативная ветровая нагрузка (активная плюс пассивная) на внутреннюю сторону стены w на уровне выше соседних стен.

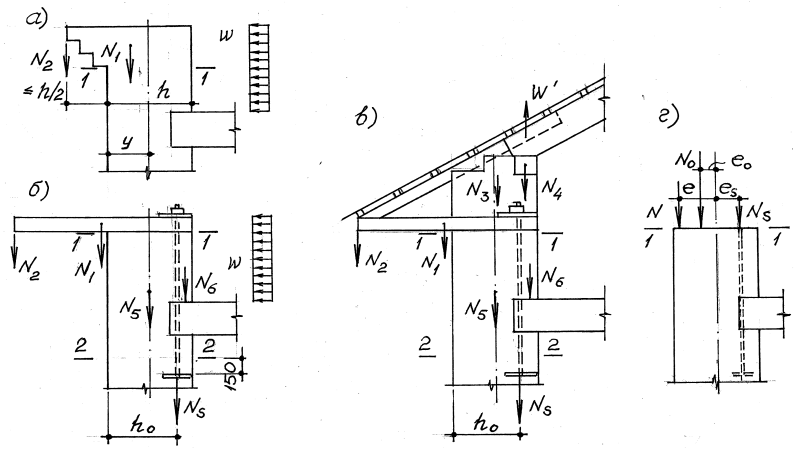


Рис. 73

На стадии готового здания действуют следующие нагрузки (рис. 73,в):

– расчетный вес карниза N_1;

– временная расчетная нагрузка от блоков люльки по краю карниза N_2 = 1,5 кН на 1 м длины или на один сборный элемент длиной менее 1 м;

– расчетный вес кладки над карнизом N_3;

– расчетный вес крыши N_4, уменьшенный на величину пассивного давления ветра W' (отсоса);

– половина расчетной ветровой нагрузки w, действующей на участке высотой, равной высоте карниза. Если карниз плоский (как, например, на рис. 73,в), то $w = 0$.

Расчетные нагрузки, создающие опрокидывающие моменты, принимают с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$, создающие удерживающие моменты, – с коэффициентом $\gamma_f < 1$. Снеговую нагрузку, создающую временный удерживающий момент, в расчете не учитывают.

6.47. Как рассчитывают каменные карнизы?

Для каждой стадии определяют суммарную продольную силу N и момент M от всех указанных нагрузок относительно оси стены в сечении под карнизом (сечение 1-1 на рис. 73), затем – величину эксцентриситета $e_0 = M/N$, а затем проверяют прочность кладки на внецентренное сжатие. Если хотя бы на одной из стадий оказалось $e_0 > 0{,}7y$ (где y – расстояние от ц.т. сечения до наиболее сжатой грани), то требуется либо уменьшить вынос каменного карниза, либо установить анкеры.

6.48. Как рассчитывают анкеры карнизов?

Цель установки анкеров – удержать карниз от опрокидывания. Следовательно, задача состоит в том, чтобы найти сечение анкера и его длину, т.е. положение расчетного сечения (сечение 2-2 на рис. 73,б, в), в котором действует дополнительная нагрузка, обеспечивающая надежную заделку анкера в кладке. Такой нагрузкой является вес участка стены под карнизом N_5. Если

концы анкеров заводить под верхнее перекрытие, тогда добавляется и нагрузка от веса перекрытия N_6.

Расчет выполняют в следующем порядке.

1. Определяют усилие в анкере:

$$N_s = M/(0{,}85h_0),$$

где M – максимальный опрокидывающий момент в сечении 1-1 относительно сжатой грани (не оси!) стены от расчетных нагрузок, действующих как на стадии незаконченного строительства, так и на стадии готового здания (вопрос 6.46);

h_0 – расстояние от оси анкера до сжатой грани сечения стены (плечо удерживающего момента).

2. Определяют диаметр анкера по сечению нетто (ослабленному резьбой), принимая расчетное сопротивление стали с коэффициентом γ_{sc} (табл. 17, прил. 1).

3. Определяют требуемый вес кладки под карнизом из условия $N_5 \geq N_s$, принимая вес с коэффициентом $\gamma_f < 1$, а отсюда находят и высоту стены от низа карниза до сечения 2-2. Если высота стены от перекрытия до карниза мала, то анкер заводят под перекрытие. Тогда $N_5 \geq N_s - N_6$, где N_6 – нагрузка от веса перекрытия (тоже с коэффициентом $\gamma_f < 1$).

4. Проверяют прочность кладки под карнизом на внецентренное сжатие как сечения с одиночной продольной арматурой (вопросы 4.11–4.13). Ширину сжатой зоны кладки b определяют из условия, что усилие от анкера распределяется по площади карнизной плиты (в плане) под углом 45^0, т.е. $b = 2h_0$.

Нижний конец анкера заделывают на 150 мм ниже расчетного сечения 2-2. Анкеры располагают на расстоянии друг от друга не более 2 м, а от внутренней грани стены – как правило, не далее полкирпича. Если концы анкеров закреплены на специальных продольных балках, то предельное расстояние между ними увеличивается до 4 м.

6.49. Что делать, если опрокидывающий момент не возникает, а эксцентриситет $e_0 > 0{,}7y$?

В ситуации, когда опрокидывающий момент не возникает ($M \leq 0$), а условие $e_0 \leq 0{,}7y$ не соблюдается (вопрос 6.47), т.е. $y \leq e_0 \leq 0{,}7y$, нужно поступить следующим образом (рис. 70,г):

1) задаться положением анкера в сечении 1-1, т.е. эксцентриситетом e_s усилия N_s;

2) задаться величиной эксцентриситета e_0 (из условия $e_0 \leq 0{,}7y$) равнодействующей всех усилий $N_0 = N + N_s$, где N_s – искомое усилие в анкере; N – равнодействующая усилий от всех нагрузок, за исключением N_s;

3) определить усилие в анкере: $N_s = N\,(e - e_0)/(e_0 + e_s)$, где e – эксцентриситет приложения равнодействующей N;

4) определить сечение и глубину заделки анкера в каменной кладке и проверить прочность кладки на внецентренное сжатие (см. выше).

6.50. Что нужно учитывать при проектировании парапетов?

Парапеты рассчитывают как внецентренно сжатые элементы (вопрос 3.13) на действие нагрузки от ветра и от собственного веса; при этом эксцентриситет e_0 должен быть не более $0{,}7y$.

Необходимо также учитывать одно важное обстоятельство, не имеющее прямого отношения к каменным конструкциям. В практике эксплуатации зданий с внутренними водостоками отмечены случаи, когда решетки водосточных воронок забивалась опавшими листьями деревьев и переставали пропускать дождевую воду. Вода при интенсивных дождях поднималась до верха парапетов, что приводило к обрушению покрытия. Поэтому при проектировании парапетов следует предусматривать в них аварийные сливные отверстия или принимать такую высоту парапетов, которая не приводила бы к перегрузке покрытия в подобных обстоятельствах.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *ГОСТ 530-2007*. Кирпич и камень керамические. Общие технические условия. – Взамен ГОСТ 530-95, ГОСТ 7484-78 ; введ. 2008-03-11. – М. : Изд-во стандартов, 2007. – 46 с. – Группа Ж 11.
2. *ГОСТ 379-95*. Кирпич и камни силикатные. Технические условия. – Взамен ГОСТ 379-79 ; введ. 1996-07-01. – М. : Изд-во стандартов, 2004. – 12 с. – Группа Ж 11.
3. *ГОСТ 13579-78*. Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия. – Изм. 1985-11. – Взамен ГОСТ 13579-68 ; введ. 1979-01-01. – М. : Стандартинформ, 1994. – 12 с. – Группа Ж 33.
4. *ГОСТ 8462-85*. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе. – Взамен ГОСТ 8462-75 ; введ. 1985-01-18. – М. : Изд-во стандартов, 2001. – 6 с. – Группа Ж 19.
5. *ГОСТ 5802-86*. Растворы строительные. Методы испытаний. – Взамен ГОСТ 5802-78 ; введ. 1986-07-01. – М. : Изд-во стандартов, 2008. – 19 с. – Группа Ж 19.
6. *ГОСТ Р53778-2010*. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Общие требования ; введ. 2010-03-25. – М. : Стандартинформ, 2010. – 66 с.
7. *СНиП II-22-81**. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования : взамен СНиП II-В.2-71 : введ. в действ. 1983-01-01. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 40 с.
8. *СНиП 2.01.07-85**. Нагрузки и воздействия : взамен СНиП II-6-74 : введ. в действ. 1987-01-01. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 40 с.
9. *СНиП 52-01-2003*. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : взамен СНиП 3.03.01-84 : введ. в действ. 2004-03-01. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 24 с.
10. *СНиП 3.03.01-87*. Несущие и ограждающие конструкции : взамен СНиП III-15-76; СН 383-67; СНиП III-16-80; СН 420-71; СНиП III-18-75; СНиП III-17-78; СНиП III-19-76; СН 393-78 : введ. в действ. 1988-01-01. – М. : ФГУП ЦПП, 2007. – 192 с.
11. *Пособие* по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.
12. *СП 13-102-2003*. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – Введ. в действ. 2003-08-21. – М. : ФГУП ЦПП, 2004. – 36 с.
13. *СП 82-101-98*. Приготовление и применение растворов строительных : взамен СН 290-74 : введ. в действ. 1998-07-15. – М. : ГУП ЦПП, 1999. – 35 с.
14. *Пособие* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
15. *Рекомендации* по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М. : Стройиздат, 1984. – 36 с.
16. *Рекомендации* по обследованию и оценке технического состояния крупнопанельных и каменных зданий. – М. : ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1988. – 57 с.
17. *Справочник* проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий. Каменные и армокаменные конструкции / под ред. С. А. Семенцова, В. А. Камейко. – М. : Стройиздат, 1968. – 176 с.
18. *Онищик Л. И.* Каменные конструкции / Л. И. Онищик. – М. : Стройиздат, 1939. – 356 с.
19. *Онищик Л. И.* Внецентренное сжатие каменных конструкций / Л. И. Онищик // Исследования по каменным конструкциям. – М. : Госстройиздат, 1950. – С. 5–31.
20. *Камейко В. А.* Исследование прочности и деформаций армокаменных конструкций / В. А. Камейко. // Исследования по каменным конструкциям. – М. : Госстройиздат, 1950. – С. 123–151.

21. *Котов И. Т.* Исследование прочности кирпичной кладки с незаполненными вертикальными швами / И. Т. Котов // Исследования по каменным конструкциям. – М. : Госстройиздат, 1950.– С. 152–163.
22. *Поляков С. В.* Исследование прочности и деформационных свойств комплексных сечений / С. В. Поляков // Исследования по каменным конструкциям. – М. : Госстройиздат, 1950. – С. 46–77.
23. *Семенцов С. А.* Каменные конструкции / С. А. Семенцов. – М. : Госстройиздат, 1953. – 176 с.
24. *Камейко В. А.* Прочность кирпичной кладки, включенной в обойму / В. А. Камейко, Р. Н. Квитницкий // Исследования по каменным конструкциям. – М. : Госстройиздат, 1957. – С. 14–51.
25. *Поляков С. В.* Каменная кладка в каркасных зданиях (исследование прочности и жесткости каменного заполнения) / С. В. Поляков. – М. : Госстройиздат, 1956. – 188 с.
26. *Поляков С. В.* Каменные и армокаменные конструкции. Примеры расчета / С. В. Поляков. – М. : Госстройиздат, 1957. – 156 с.
27. *Поляков С. В.* Каменные конструкции / С. В. Поляков, Б. Н. Фалевич. – М. : Госстройиздат, 1960. – 307 с.
28. *Каменные конструкции* и их возведение : справочник строителя. – М. : Стройиздат, 1977. – 207 с.
29. *Шкинев А. Н.* Аварии в строительстве / А. Н. Шкинев. – 4-е изд. – М. : Стройиздат, 1984. – 320 с.
30. *Вахненко П. Ф.* Каменные и армокаменные конструкции / П. Ф. Вахненко / П. Ф. Вахненко. – 2-е изд. – Киев : Будивэльник, 1990. – 184 с.
31. *Сендеров Б. В.* Аварии жилых зданий / Б. В. Сендеров. – М. : Стройиздат, 1991. – 216 с.
32. *Ананьева Н. К.* Исследование работы внецентренно сжатых столбов, усиленных обоймами / Н. К. Ананьева, А. И. Мальганов // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. – Новосибирск : НГАСУ, 1999. – Вып. 5. – С. 41–44.
33. *Каменные* и армокаменные конструкции на основе вибропрессованных бетонных изделий / В. В. Бабков [и др.] – Уфа : Реактив, 2001. – 182 с.
34. *Габрусенко В. В.* О минимальной толщине несущих кирпичных стен / В. В. Габрусенко // Проектирование и строительство в Сибири. – 2002. – № 3. – С. 17–18.
35. *Габрусенко В. В.* Об учете депланации сечений при проектировании каменных конструкций / В. В. Габрусенко // Проектирование и строительство в Сибири. – 2002. – № 4. – С. 14–15.
36. *Габрусенко В. В.* Аварии, дефекты и усиление железобетонных и каменных конструкций. 125 вопросов и ответов : учеб. пособие / В. В. Габрусенко. – Новосибирск : НГАСУ (Сибстрин), 2005. – 104 с.
37. *Бедов А. И.* Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций / А. И. Бедов, А. И. Габитов. – М. : Изд-во АСВ, 2006. – 566 с.
38. *Пангаев В. В.* Об особенностях современного расчета усилий и напряжений в многоэтажных каменных зданиях / В. В. Пангаев, М. А. Чернинский // Проектирование и строительство в Сибири. – 2008. – № 3. – С. 32–35.
39. *Анализ* состояния наружных стен и опыт санации с утеплением жилых домов постройки 1950–70-х годов в Республике Башкортостан / В. А. Бабков [и др.] // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. – Новосибирск : НГАСУ (Сибстрин), 2010. – Вып 10. – С. 24–27.
40. *Беккер В. А.* Оценка причин дефектов и повреждений строящихся зданий / В. А. Беккер, А. Н. Нарушевич // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. – Новосибирск : НГАСУ (Сибстрин), 2010. – Вып 10. – С. 13–18.
41. *Габрусенко В. В.* Кризис в строительстве как повод критически оценить построенное / В. В. Габрусенко // Научные труды Общества железобетонщиков Сибири и Урала. – Новосибирск : НГАСУ (Сибстрин), 2010. – Вып 10. – С. 3–8.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

СПРАВОЧНЫЕ ТАБЛИЦЫ

Таблица 1

Минимальные марки каменных материалов по морозостойкости *F*

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

Таблица 2

Минимально допустимые пределы прочности керамического кирпича, МПа

(для оценки результатов испытаний образцов кирпича при определении его марки)

Марка	При сжатии		При изгибе					
	Все виды кирпича		Полнотелый кирпич пластического прессования		Полнотелый и пустотелый кирпич полусухого прессования		Утолщенный кирпич	
	Средний	Наименьший	Средний	Наименьший	Средний	Наименьший	Средний	Наименьший
300	30	25	4,4	2,2	3,4	1,7	2,9	1,5
250	25	20	3,9	2,0	2,9	1,5	2,5	1,3
200	20	17,5	3,4	1,7	2,5	1,3	2,3	1,1
150	15	12,5	2,8	1,4	2,1	1,0	1,8	0,9
125	12,5	10	2,5	1,2	1,9	0,9	1,6	0,8
100	10	7,5	2,2	1,1	1,6	0,8	1,4	0,7
75	7,5	5	1,8	0,9	1,4	0,7	1,2	0,6

Примечание. Средние и наименьшие значения определяются для партии из 5-ти испытанных образцов. Если один из показателей оказался при испытании ниже указанного в таблице, кирпич относят к более низкой марке.

Таблица 3

Минимальные марки раствора для кладки наружных стен

Режим эксплуатации ограждаемых помещений	Вид раствора	При сроке службы конструкций, лет		
		100	50	25
Сухой и нормальный (относительная влажность до 60 %)	Цементно-известковый Цементно-глиняный Известковый	10 10 –	10 10 4	4 4 4
Влажный (относительная влажность 61–75 %)	Цементно-известковый Цементно-глиняный	25 25	25 25	10 25
Мокрый (относительная влажность более 75 %)	Цементно-известковый Цементно-глиняный	50 50	50 50	10 25

Таблица 4

Минимальные марки раствора для кладки цоколей и подземной части стен

Влажность грунта	Вид раствора	При сроке службы конструкций, лет		
		100	50	25
Маловлажный (до 50 % объема пор)	Цементно-известковый Цементно-глиняный Известковый	25 25 –	10 10 –	10 10 4
Очень влажный (от 50 до 80 % объема пор)	Цементно-известковый Цементно-глиняный Цементный	50 50 50	25 25 50	10 10 25
Насыщенный водой (более 80 % объема пор)	Цементно-известковый Цементно-глиняный	– –	– –	25 25

Таблица 5

Составы цементно-известковых и цементно-глиняных растворов
(для надземных конструкций с влажностью помещений до 60 %
и для фундаментов в маловлажных грунтах)

Марка вяжу-щего	Объемная дозировка для растворов марок							
	200	150	100	75	50	25	10	4
500	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,7:6	–	–	–	–
400	1:0,1:2	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,5:5	1:1:8	–	–	–
300	–	1:0,1:2	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,7:6	1:1,7:12	–	–
200	–	–	–	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:1,2::9	–	–
150	–	–	–	–	–	1:0,3:3,5	1:1,2::9	1:1,7:12
100	–	–	–	–	–	1:0,1:2	1:0,5:5	1:1,2::9
50	–	–	–	–	–	–	1:0,1:2,5	1:0,7:6
25	–	–	–	–	–	–	–	1:0,2:3

Таблица 6

Объемная масса (плотность) кладки γ
на тяжелых растворах

Вид кладки	γ, кг/м^3
Сплошная из полнотелого кирпича	1800
Из пустотелого и пористого кирпича при его объемной массе, кг/м^3: 1450 1300	 1550 1400
Из пустотелых керамических камней высотой 138 мм при их объемной массе, кг/м^3: 1450 1300	 1500 1380
Из крупных блоков из тяжелого бетона	2400

Таблица 7

Упругие характеристики кладки α

Вид камня в кладке	Марка раствора			Нулевая прочность раствора
	25–200	10	4	
1. Крупные блоки из тяжелого бетона и тяжелого природного камня (γ ≥ 1800 кг/м^3)	1500	1000	750	500
2. Камни из тяжелого бетона, тяжелые природные камни и бут	1500	1000	750	350
3. Крупные блоки из легкого бетона, из плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	350
4. Крупные блоки из ячеистого бетона: – автоклавного – неавтоклавного	 750 500	 750 500	 500 350	 350 350
5 Камни из ячеистого бетона: – автоклавного – неавтоклавного	 750 500	 500 350	 350 200	 200 200
6. Керамические камни	1200	1000	750	350
7. Кирпич глиняный пластического прессования полнотелый и пустотелый, пустотелые силикатные камни, камни из легкого бетона, легкие природные камни	1000	750	500	200
8. Кирпич силикатный полнотелый и пустотелый	750	500	350	200
9. Кирпич глиняный полусухого прессования полнотелый и пустотелый	500	500	350	200

Примечания: 1. При определении коэффициента продольного изгиба φ (табл. 17) для элементов с гибкостью $\lambda_i \le 28$ ($\lambda_h \le 8$) допускается принимать значения α для кладки из кирпича любых видов, как для кладки из глиняного кирпича пластического прессования.
2. Для бутобетона принимается α = 2000.

Таблица 8

Коэффициенты линейного расширения кладки α_t

Материал кладки	α_t, град.$^{-1}$
1. Кирпич глиняный полнотелый, пустотелый и керамические камни	0,000005
2. Кирпич силикатный, камни и блоки бетонные, бутобетон	0,000010
3. Природные камни, камни и блоки из ячеистых бетонов	0,000008

Таблица 9

Расчетные сопротивления сжатию *R*, МПа, кладки из кирпича всех видов при высоте ряда 50–150 мм

Марка кирпича	Марка раствора								Нулевая прочность раствора
	200	150	100	75	50	25	10	4	
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	0,8
125	–	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,7
100	–	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,6
75	–	–	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,5
50	–	–	–	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,35
35	–	–	–	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,25

Таблица 10

Расчетные сопротивления сжатию *R*, МПа, кладки из крупных сплошных бетонных блоков всех видов при высоте ряда 500–1000 мм

Марка (класс) бетона	Марка раствора							Нулевая прочность раствора
	200	150	100	75	50	25	10	
400 (30)	9,3	9,0	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4	5,3
300 (22,5)	7,5	7,2	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7	4,4
250 (20)	6,7	6,4	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9	3,8
200 (15)	5,4	5,2	5,0	4,9	4,7	4,3	4,0	3,0
150 (12,5)	4,6	4,4	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4	2,4
100 (7,5)	–	3,3	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	1,7
75 (5)	–	–	2,3	2,2	2,1	2,0	1,8	1,3
50 (3,5)	–	–	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	0,85
35 (2,5)	–	–	–	–	1,1	1,0	0,9	0,6
25	–	–	–	–	0,9	0,8	0,7	0,5

Таблица 11

Расчетные сопротивления сжатию *R*, МПа, кладки из сплошных бетонных и природных пиленых камней при высоте ряда 200–300 мм

Марка камня	Марка раствора								Нулевая прочность раствора
	200	150	100	75	50	25	10	4	
400	6,5	6,0	5,8	5,5	5,3	5,0	4,5	4,0	3,5
300	5,8	4,9	4,7	4,5	4,3	4,0	3,7	3,3	2,8
200	4,9	3,8	3,6	3,5	3,3	3,0	2,8	2,5	2,0
150	3,3	3,1	2,9	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	1,5
100	2,5	2,4	2,3	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,0
75	–	–	1,9	1,8	1,7	1,5	1,4	1,2	0,8
50	–	–	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0	0,9	0,6
35	–	–	–	–	1,0	0,95	0,85	0,7	0,45
25	–	–	–	–	0,8	0,75	0,65	0,55	0,35

Примечание. При высоте ряда кладки 300–500 мм расчетные сопротивления определяются интерполированием данных табл. 8 и 9.

Таблица 12

Расчетные сопротивления сжатию *R*, МПа, кладки из рваного бута

Марка камня	Марка раствора						Нулевая прочность раствора
	100	75	50	25	10	4	
1000	2,5	2,2	1,8	1,2	0,8	0,5	0,33
800	2,2	2,0	1,6	1,0	0,7	0,45	0,28
600	2,0	1,7	1,4	0,9	0,65	0,4	0,22
500	1,8	1,5	1,3	0,85	0,6	0,38	0,18
400	1,5	1,3	1,1	0,8	0,55	0,33	0,15
300	1,3	1,15	0,95	0,7	0,5	0,3	0,12
200	1,1	1,0	0,8	0,6	0,45	0,28	0,08
150	0,9	0,8	0,7	0,55	0,4	0,25	0,07
100	0,75	0,7	0,6	0,5	0,35	0,23	0,05
50	–	–	0,45	0,35	0,25	0,2	0,03
35	–	–	0,36	0,29	0,22	0,18	0,02

Таблица 13

Коэффициенты условий работы кладки при сжатии γ_c

Характеристика условий работы	γ_c
Кирпичная кладка на жестких цементных растворах марок до 50 и на известковых растворах в возрасте до 3 мес	0,85
Столбы и простенки площадью сечения 0,3 м^2 и менее	0,8
Неармированные элементы круглого сечения из обыкновенного (нелекального) кирпича)	0,6
Кладка из крупных блоков, изготовленных из тяжелого бетона ($\gamma \geq 1800$ кг/м^3), и из природных камней	1,1
Кладка из блоков и камней из силикатного бетона марки выше 300	0,9
Кладка из крупных блоков и камней, изготовленных из крупнопористых бетонов и ячеистых бетонов вида А	0,8
То же, из ячеистых бетонов вида Б	0,7
Кладка после длительного периода твердения раствора (более года)	1,15
Кладка из силикатного кирпича на растворе с добавлением поташа	0,85

Таблица 14

Коэффициенты продольного изгиба φ

Гибкость		Упругая характеристика α						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,90	0,82
6	21	0,98	0,96	0,96	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	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	0,50	0,37	0,23
18	63	0,77	0,70	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	0,20	–
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	0,10	0,07	–
50	173	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,05	–
54	187	0,13	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04	–

Примечания: 1. При промежуточных значениях гибкостей коэффициенты φ определяются по интерполяции.

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

Таблица 15

Расчетные сопротивления, МПа, кладки из камней правильной формы осевому растяжению R_t, растяжению при изгибе R_{tb}, срезу R_{sq} и главным растягивающим напряжениям R_{tw}

(по сечению, проходящему по кирпичу или камню)

Напряженное состояние	Марка камня						
	200	150	100	75	50	25	10
Осевое растяжение R_t	0,25	0,2	0,18	0,13	0,1	0,06	0,03
Растяжение при изгибе R_{tb} и главные растягивающие напряжения R_{tw}	0,4	0,3	0,25	0,2	0,16	0,1	0,05
Срез R_{sq}	1,0	0,8	0,65	0,55	0,4	0,2	0,09

Таблица 16

Расчетные сопротивления, МПа, кладки из камней правильной формы осевому растяжению R_t, растяжению при изгибе R_{tb}, срезу R_{sq} и главным растягивающим напряжениям R_{tw}

(по сечениям, проходящим по горизонтальным и вертикальным швам)

Напряженное состояние	Марка раствора			
	50 и выше	25	10	4
Осевое растяжение:				
1. По неперевязанному сечению R_t	0,08	0,05	0,03	0,01
2. По перевязанному сечению R_{tb} (R_{tw})				
– кладка из камней правильной формы	0,16	0,11	0,05	0,02
– бутовая кладка	0,12	0,08	0,04	0,02
Растяжение при изгибе R_{tb} (R_{tw})				
3. По неперевязанному сечению и по косой штрабе (гл. растягивающие напряжения)	0,12	0,08	0,04	0,02
4. По перевязанному сечению:				
– кладка из камней правильной формы	0,25	0,16	0,08	0,04
– бутовая кладка	0,18	0,12	0,06	0,03
Срез R_{sq}				
5. По неперевязанному сечению (касательное сцепление для кладки всех видов)	0,16	0,11	0,05	0,02
6. По перевязанному сечению (бутовая кладка)	0,24	0,16	0,08	0,04

Примечания: 1. Расчетные сопротивления принимаются с коэффициентами: для кирпичной кладки на жестких цементных растворах (без добавки глины или извести) – 0,75, для кладки из силикатного кирпича – 0,7.

2. При отношении глубины перевязки камня (кирпича) к высоте ряда кладки менее единицы, расчетные сопротивления умножаются на величину этого отношения.

Таблица 17

Коэффициенты условий работы арматуры в кладке γ_{sc}

Вид армирования	Класс арматуры		
	A-I (A240)	A-II (A300)	Вр-I (В500)
1. Сетчатое армирование	0,75	–	0,6
2. Продольное армирование:			
– растянутая арматура	1	1	1
– сжатая арматура	0,85	0,7	0,6
– отогнутая арматура и хомуты	0,8	0,8	0,6
3. Анкеры и связи			
– кладка на растворе марки 25 и выше	0,9	0,9	0,8
– кладка на растворе марки 10 и ниже	0,5	0,5	0,6

Примечания: 1. Расчетные сопротивления арматуры принимаются по соответствующим нормативным документам на железобетонные конструкции.
2. При использовании других классов арматуры их расчетные сопротивления принимаются не выше, чем для класса A-II (A300) или соответственно Вр-I (В500).

Таблица 18

Коэффициенты трения μ

Материал кладки	Состояние поверхности	
	Сухое	Влажное
1. Кладка по кладке или бетону	0,7	0,6
2. Дерево по кладке или бетону	0,6	0,5
3. Сталь по кладке или бетону	0,45	0,35
4. Кладка или бетон по песку или гравию	0,6	0,5
5. То же, по суглинку	0,55	0,4
6. То же, по глине	0,5	0,3

Таблица 19

Коэффициент η

(для определения коэффициента m_g)

Гибкость		Вид кладки			
λ	λ_h	Из глиняного кирпича и керамических камней; камней и крупных блоков из тяжелого бетона; природных камней всех видов		Из силикатного кирпича и силикатных камней; камней из бетона на пористых заполнителях; крупных блоков из ячеистого бетона	
		При проценте продольного армирования			
		0,1 и менее	0,3 и более	0,1 и менее	0,3 и более
≤10	≤35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,3	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	77	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30

Примечания: 1. Для неармированной кладки значения η следует принимать как для кладки с армированием 0,1 % и менее.
2. При проценте армирования более 0,1 и менее 0,3 значения η следует принимать по интерполяции

Таблица 20

Коэффициент условий работы γ_r

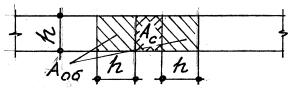
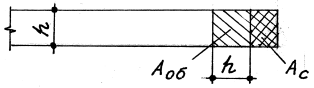
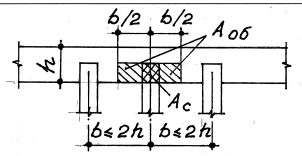
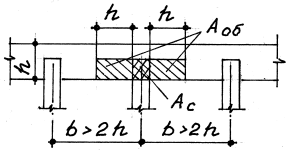
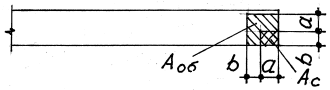
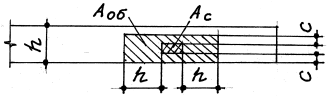
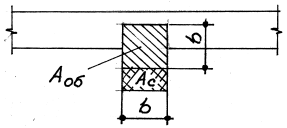
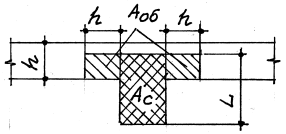
(для расчета по раскрытию трещин внецентренно сжатых элементов)

Характеристика и условия работы кладки	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 с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкости	1,2	1,5	–
4. То же, с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой замазкой на жидком стекле	0,8	1,0	1,0

Примечание. При расчете кладки с продольным армированием на внецентренное сжатие, изгиб, осевое и внецентренное растяжение значения γ_r принимаются с коэффициентом k = 1,25 при μ ≥ 0,1 %, k = 1,0 при μ ≤ 0,05 %, k = 0,75 + 5μ при промежуточных величинах μ..

Таблица 21

К определению расчетных площадей *А* при смятии

Схемы приложения нагрузки	Примечания
а) 	При расчете на местную и сумму местной и основной нагрузок: $A = A_c + A_{об}$
б) 	При расчете только на местную нагрузку: $A = A_c$, $\xi = 1$. При расчете на сумму местной и основной нагрузки: $A = A_c + A_{об}$
в) 	При расчете на местную и сумму местной и основной нагрузок: $A = A_c + A_{об}$
в') 	При расчете на местную и сумму местной и основной нагрузок: $A = A_c + A_{об}$
г) 	При расчете только на местную нагрузку: $A = A_c$, $\xi = 1$. При расчете на сумму местной и основной нагрузки: $A = A_c + A_{об}$
д) 	При расчете на местную и сумму местной и основной нагрузок: $A = A_c + A_{об}$
е) 	При расчете только на местную нагрузку: $A = A_c$, $\xi = 1$. При расчете на сумму местной и основной нагрузки: $A = A_c + A_{об}$
ж) 	Если равнодействующая приложена в пределах толщины полки (стены) или же в пределах ребра (пилястры) с эксцентриситетом $e_0 > L/6$ в сторону стены, то $A = A_c + A_{об}$. В остальных случаях $A = A_c$.

Примечание: $A_{об}$ – площадь условной обоймы

Таблица 22

Значения коэффициента ξ_1 при расчете кладки на смятие

Материал кладки	Схемы *а, в, в', д, ж* в табл. 21		Схемы *б, г, е* в табл. 21	
	Местная нагрузка	Сумма местной и основной нагрузки	Местная нагрузка	Сумма местной и основной нагрузки
1. Полнотелый кирпич, сплошные камни и крупные блоки из бетона: тяжелого и на пористых заполнителях М50 (В3,5) и выше	2	2	1	1,2
2. Керамические камни со щелевыми пустотами, дырчатый кирпич, бутобетон	1,5	2	1	1,2
3. Пустотелые бетонные камни и блоки. Сплошные камни и блоки из бетона ниже М50 (В3,5). 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, значения ξ_1 принимаются по п. 3 настоящей таблицы.

Таблица 23

Группы кладки

Вид кладки	I	II	III	IV
1	2	3	4	5
Сплошная кладка из кирпича или камней марки 50 и выше	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	–	–
То же, марок 35 и 25	–	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	–
То же, марок 15, 10 и 7	–	–	На любом растворе	На любом растворе
То же, марки 4	–	–	–	То же
Крупные блоки из кирпича или камней	На растворе марки 25 и выше	–	–	–
Кладка из грунтовых материалов и сырцового кирпича	–	–	На известковом растворе	На глиняном растворе

Окончание табл. 23

1	2	3	4	5
Облегченная кладка из кирпича или бетонных камней с перевязкой горизонтальными тычковыми рядами или скобами	На растворе марки 50 и выше с заполнением бетоном марки не ниже 25 или вкладышами марок не ниже 25	На растворе марки 25 с заполнением бетоном или вкладышами марки 15	На растворе марки 10 с заполнением засыпкой	–
Облегченная кладка из кирпича или камней колодцевая с перевязкой вертикальными диафрагмами	На растворе марки 50 и выше с заполнением с теплоизоляционными плитами или засыпкой	На растворе марки 25 с заполнением с теплоизоляционными плитами или засыпкой	–	–
Кладка из постелистого бута	–	На растворе марки 25 и выше	На растворе марок 10 и 4	На глиняном растворе
Кладка из рваного бута	–	На растворе марок 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4
Бутобетон	На бетоне М100 (В7,5) и выше	На бетоне М75 (В5) и М50 (В3,5)	На бетоне М25 (В2,5)	–

Таблица 24

Расчетные сопротивления арматуры, МПа
(для расчета элементов с продольным армированием по образованию или раскрытию трещин)

Конструкции	Условия работы	Расчетное сопротивление арматуры при сроке службы здания, лет		
		100	50	25
Изгибаемые и растянутые элементы в условиях агрессивной среды	Растяжение кладки в горизонтальном направлении (по перевязанному сечению)	42	60	60
	Растяжение кладки в вертикальном направлении (по неперевязанному сечению)	25	35	35
Емкости при наличии требований непроницаемости покрытий каменных конструкций	Гидроизоляционная штукатурка	17	25	35
	Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле и однослойное покрытие из плиток каменного литья на кислотоупорной замазке	12	15	15

Таблица 25

Максимальные расстояния между поперечными жесткими конструкциями для зданий с жесткой конструктивной схемой, м

Вид покрытий и перекрытий	Группа кладки			
	I	II	III	IV
А. Железобетонные сборные замоноличенные и монолитные	54	42	30	–
Б. Из сборных железобетонных настилов и из железобетонных или стальных балок с настилом из плит или камней	42	36	24	–
В. Деревянные	30	24	18	12

Примечания: 1. Указанные расстояния должны быть уменьшены в следующих случаях:
а) при скоростных напорах ветра 7; 8,5 и 10 МПа – соответственно на 15, 20 и 25 %;
б) при высоте здания 22–32 м – на10 %; 33–48 м – на 20 % и более 48 м – на 25 %.
2. В сборных перекрытиях типа А стыки между плитами должны быть усилены для передачи через них растягивающих усилий (путем сварки выпусков арматуры, прокладки в швах дополнительной арматуры с заливкой швов раствором марки не ниже 100 при плитах из тяжелого бетона и марки не ниже 50 из легкого бетона или другими способами замоноличивания).
3. В перекрытиях типа Б швы между плитами и камнями, а также между элементами заполнения и балками должны быть тщательно заделаны раствором марки не ниже 50.
4. Перекрытия типа В должны иметь двойной деревянный настил или настил, накат и подшивку.

Таблица 26

Максимальные расстояния между температурными швами стен отапливаемых зданий

Средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки	Расстояние между швами, м, при кладке			
	из глиняного кирпича, керамических и природных камней, крупных блоков из бетона или глиняного кирпича		из силикатного кирпича, бетонных камней, крупных блоков из силикатного бетона и силикатного кирпича	
	на растворах марок			
	50 и более	25 и менее	50 и более	25 и менее
Минус 40 ºС и ниже	50	60	35	40
Минус 30 ºС	70	90	50	60
Минус 20 ºС и выше	100	120	70	80

Примечания: 1. Указанные расстояния должны приниматься:
– для неотапливаемых закрытых зданий и сооружений с коэффициентом 0,7, для открытых сооружений – с коэффициентом 0,6;
– для стен из бутобетона и бетонных камней – с коэффициентом 0,5;
– для каменных и крупноблочных стен подземных сооружений и фундаментов зданий, расположенных в зоне сезонного промерзания грунта – с коэффициентом 2.
2. В многослойных стенах указанные расстояния принимаются для основного конструктивного слоя.
3. Для промежуточных значений расчетных температур расстояния между швами допускается определять по интерполяции.

Таблица 27

Допустимые отношения высоты глухих несущих стен *H* к их толщинам *h* при $l \le 2{,}5H$

Марка раствора	Отношение β = H/h не более при группе кладки (см. табл. 23)			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	–	–
25	22	20	17	–
10	20	17	15	14
4	–	15	14	13

Примечания: 1. *l* – длина участка стен между поперечными стенами.
2. Для стен с другими характеристиками и перегородок коэффициент β умножается на поправочный коэффициент *k*, приведенный в табл. 28.
3. Для колонн коэффициент β умножается на поправочный коэффициент *k*, приведенный в табл. 29.
4. Для стен и колонн, не имеющих верхней горизонтальной опоры, значения *β* уменьшаются на 30 %.

Таблица 28

Поправочный коэффициент *k* к коэффициенту β (табл. 27) для стен с другими характеристиками и перегородок

Характеристики стен и перегородок	Коэффициент *k*
1. Ненесущие стены и перегородки при толщине, см:	
25 и более	1,2
10 и менее	1,8
2. Стены с проемами	$\sqrt{A_n/A_b}$
3. Перегородки с проемами	0,9
4. Стены и перегородки при их длине *l* между поперечными стенами или колоннами от 2,5*H* до 3,5*H*	0,9
5. То же, при $l \ge 3{,}5H$	0,8
6. Стены из бутовой кладки и бутобетона	0,8

Примечания: 1. При промежуточной толщине ненесущих стен и перегородок значение *k* определяется по интерполяции.
2. A_n (площадь нетто), A_b (площадь брутто) определяются по горизонтальному сечению стены.
3. При умножении отдельных коэффициентов по п. 3–6 общий коэффициент снижения должен быть не ниже приведенных в табл. 29.

Таблица 29

Поправочный коэффициент *k* к коэффициенту β (табл. 27) для колонн и узких простенков

Меньший размер поперечного сечения колонны, см	Коэффициент *k* для колонн	
	Из кирпича и камней правильной формы	Из бутовой кладки и бутобетона
90 и более	0,75	0,60
70–89	0,70	0,55
50–69	0,65	0,50
Менее 50	0,60	0,45

Примечание. Узкими считаются простенки с шириной, меньшей толщины стены. Их высота принимается равной высоте проема.

Таблица 30

Коэффициенты использования прочности слоев кладки в многослойных стенах

Слой из бетонных камней *m*	Слои из материалов m_i							
	Керамические камни		Кирпич глиняный пластического формования		Кирпич силикатный		Кирпич глиняный полусухого прессования	
	m	m_i	*m*	m_i	*m*	m_i	*m*	m_i
Камни из бетонов на пористых заполнителях и поризованных бетонах класса В2 и выше	0,8	1	0,9	1	1	0,9	1	0,85
Камни из автоклавного ячеистого бетона класса В2 и выше	–	–	0,85	1	1	0,8	1	0,8
Камни из неавтоклавного ячеистого бетона класса В2 и выше	–	–	0,7	1	0,8	1	0,9	1

Таблица 31

Коэффициенты использования прочности слоев кладки в стенах с облицовками

Материал облицовочного слоя m_i	Материал стены m							
	Керамические камни		Кирпич глиняный пластического формования		Кирпич силикат-ный		Кирпич глиняный полусухого прессования	
	m_i	m	m_i	m	m_i	m	m_i	m
Лицевой кирпич пластического формования толщиной 65 мм	0,8	1	1	0,9	1	0,6	1	0,65
Лицевые керамические камни со щелевидными пустотами высотой 140 мм	1	0,9	1	0,8	0,85	0,6	1	0,5
Крупноразмерные плиты из силикатного бетона	0,6	0,8	0,6	0,7	0,7	0,6	0,9	0,6
Силикатный кирпич	0,6	0,85	0,6	1	1	1	1	0,8
Силикатные камни высотой 138 мм	0,9	1	0,8	1	1	0,8	1	0,7
Крупноразмерные плиты из тяжелого цементного бетона	1	0,9	1	0,9	1	0,75	1	0,65

Таблица 32

Максимальные пролеты каменных перемычек, м, из кирпича или камня марки 75 и выше

Марка раствора	Тип перемычек			
	Рядовые	Клинчатые	Арочные при высоте подъема	
			1/8–1/12 пролета	1/5–1/6 пролета
50–100	2,00	2,00	3,50	4,00
25	1,75	1,75	2,50	3,00
10	–	1,50	1,50	2,50
4	–	1,25	1,25	2,25

Примечания: 1. Для перемычек из кирпича или камня марок 35–50 указанные пролеты умножают на коэффициент 0,8.
2. Арочные перемычки с пролетами больше указанных в таблице рассчитывают как арки.

Таблица 33

Наименьшая конструктивная высота каменных перемычек (в долях пролета)

Марка раствора	Рядовые		Клинчатые	Арочные
	из кирпича	из камня		
25 и выше	0,25	0,33	0,12	0,06
10	–	–	0,16	0,08
4	–	–	0,20	0,10

Примечание. Под конструктивной высотой понимается: для рядовой перемычки – высота пояса кладки на растворе повышенной прочности не менее чем из 4 рядов кирпича или 3 рядов камня; для клинчатой и арочной перемычек – высота пояса кладки на ребро.

Таблица 34

Величина *d* в долях расчетной высоты *c* каменной перемычки

Марка раствора	При марке кирпича и камня 75 и выше	При марке камня 50 и ниже
100	0,10	–
50	0,12	0,15
25	0,15	0,20
10	0,20	0,25
4	0,25	0,30

Примечания: 1. За расчетную высоту *c* принимается высота до уровня опирания балок или настила перекрытия.
2. При отсутствии иных нагрузок, кроме собственного веса высота *c* принимается равной 1/3 пролета.
3. Для арочных перемычек высота *c* принимается от уровня пят до уровня опирания балок или настила перекрытия, включая подъем.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия

N – расчетное продольное усилие
N_u – разрушающее продольное усилие
N_{crc} – усилие, при котором образуются продольные трещины
N_c – расчетное усилие смятия
N_S – усилие в анкере
M – изгибающий момент
M_0 – опрокидывающий момент
M_y – удерживающий момент
Q – поперечная сила,
e_0 – эксцентриситет приложения силы N,
γ_f – коэффициент надежности по нагрузке

Напряжения и деформации

σ – сжимающие напряжения
σ_c – напряжения смятия
σ_0 – максимальные напряжения смятия под распределительной плитой
σ_t – растягивающие напряжения
ε – относительные деформации
δ – абсолютные деформации
E_0 – модуль упругости кладки
E – модуль деформаций кладки
E_b – начальный модуль упругости бетона
E_s – модуль упругости стали
α – упругая характеристика кладки
α_{sk} – то же, армированной кладки
α_{cs} – приведенная упругая характеристика комплексного сечения

Прочность и расчетные сопротивления

R_u – предел прочности кладки при сжатии
R_1 – предел прочности камня при сжатии
R_2 – то же, раствора
R – расчетное сопротивление кладки сжатию
R_{sk} – расчетное сопротивление кладки с сетчатой арматурой центральному сжатию
R_{skb} – то же, внецентренному сжатию
R_c – расчетное сопротивление кладки смятию
R_t – то же, осевому растяжению
R_{tb} – то же, растяжению при изгибе
R_{sq} – то же, срезу
R_{tw} – то же, главным растягивающим напряжениям
R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению
R_{sc} – то же, сжатию
A – конструктивный коэффициент в формуле Л.И. Онищика
ω – коэффициент, учитывающий повышение прочности кладки при внецентренном сжатии
ξ – коэффициент, учитывающий повышение прочности кладки при смятии
γ_c – коэффициент условий работы кладки при сжатии
γ_t – коэффициент, учитывающий ползучесть кладки
γ_{sc} – коэффициент условий работы арматуры

Характеристики сечений и элементов при расчете на сжатие

A – площадь сечения каменного элемента
A_c – площадь сжатой зоны сечения
A_s' – площадь сжатой продольной арматуры
A_s – площадь растянутой (менее сжатой) продольной арматуры
b – ширина прямоугольного сечения ширина ребра таврового сечения
h – высота сечения
b_f – ширина полки таврового сечения
h_f – высота (толщина) полки таврового сечения
S – статический момент
h_c – высота сжатой зоны сечения
y – расстояние от ц.т. сечения до наиболее сжатой грани
I – момент инерции сечения
I_c – то же, сжатой зоны сечения
i – радиус инерции сечения
i_c – то же, сжатой зоны сечения
W – момент сопротивления сечения
$r_y = W/A$ – радиус ядра сечения
x – высота сжатой зоны сечения с продольной арматурой
x_R – граничная высота сжатой зоны сечения с продольной арматурой
H – конструктивная длина сжатого элемента
l_0 – расчетная длина сжатого элемента
λ – гибкость сжатого элемента
λ_c – гибкость сжатой части внецентренно сжатого элемента
φ – коэффициент продольного изгиба центрально сжатого элемента
φ_c – то же, сжатой части внецентренно сжатого элемента
$\varphi_1 = 0{,}5(\varphi + \varphi_c)$ – то же, всего внецентренно сжатого элемента
m_g – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки при расчете сжатых элементов
μ – объемный коэффициент армирования

Характеристики сечений и элементов при расчете на смятие

$A = A_c + A_{об}$ – расчетная площадь смятия
A_c – площадь смятия
$A_{об}$ – площадь условной обоймы по периметру площади смятия
s – радиус влияния местной нагрузки
H – вертикальное расстояние от поверхности приложения местной нагрузки до расчетного сечения
ψ – коэффициент полноты эпюры опорного давления
d – коэффициент, учитывающий полноту эпюры давления и вид кладки
a – глубина опирания элемента на кладку при расчете на смятие
a_0 – полезная глубина опирания
h – высота распределительной плиты
H_0 – высота кладки, эквивалентная распределительной плите по жесткости

Прочие обозначения

t – температура, ºС
μ – коэффициент трения
φ – коэффициент внутреннего трения грунта

Сокращения

Ц.т. – центр тяжести

Об авторе

В.В.Габрусенко – канд. техн. наук, доцент, член-корр. Петровской Академии наук и искусств, автор более 170 опубликованных научных и научно-методических трудов и нескольких изобретений. В 1987-92 гг. заместитель председателя и председатель Сибирского филиала Национального комитета СССР Международной федерации преднапряженного железобетона (FIP), председатель Общества железобетонщиков Сибири и Урала со дня основания (1991).

Основную часть творческой деятельности посвятил экспериментальным исследованиям, совершенствованию методов расчета и технологии производства сборного железобетона, разработке и внедрению в производство преднапряженных железобетонных конструкций. Работы в этой области были удостоены более десятка медалей ВДНХ СССР. Более 40 лет занимается обследованием строительных конструкций, анализом ошибок проектировщиков и строителей, совершенствованием способов усиления.

Научно-техническую работу совмещал с преподавательской. Читал студентам курсы «Деревянные конструкции», «Строительные конструкции», «Железобетонные и каменные конструкции», «Обследование зданий и сооружений» и др. В настоящее время читает авторские курсы по строительным конструкциям для инженеров, проходящих повышение квалификации.

Учебное издание

Габрусенко Валерий Васильевич

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ
В ВОПРОСАХ И ОТВЕТАХ

Учебное пособие

ISBN 978-5-7795-0571-0

9 785779 505710

Темплан 2012 г.

Редактор Г.К. Найденова

Санитарно-эпидемиологическое заключение
№ 54.НС.05.953.П.006252.06.06 от 26.06.2006 г.
Подписано к печати 24.01.2012. Формат 60×84 1/16 д.л.
Гарнитура Таймс. Бумага офсетная. Ризография.
Объём 10,5 уч.-изд.л.; 11,5 п.л. Тираж 429 экз. Заказ №

Новосибирский государственный
архитектурно-строительный университет (Сибстрин)
630008, Новосибирск, ул. Ленинградская, 113

Отпечатано мастерской оперативной полиграфии
НГАСУ (Сибстрин)