

Учредитель журнала  
ЦНИИЭП жилища

Журнал зарегистрирован  
Министерством РФ по делам  
печати, телерадиовещания  
и средств массовой информации  
№ 01038

Главный редактор  
Юмашева Е.И.

Редакционный совет:

Николаев С.В.  
(председатель)  
Барина Л.С.  
Гагарин В.Г.  
Заиграев А.С.  
Звездов А.И.  
Ильичев В.А.  
Колчунов В.И.  
Маркелов В.С.  
Франивский А.А.

Авторы

опубликованных материалов  
несут ответственность  
за достоверность приведенных  
сведений, точность данных  
по цитируемой литературе  
и за использование в статьях  
данных, не подлежащих  
открытой публикации

Редакция

может опубликовать статьи  
в порядке обсуждения,  
не разделяя точку зрения автора

Перепечатка

и воспроизведение статей,  
рекламных  
и иллюстративных материалов  
возможны лишь с письменного  
разрешения главного редактора

Редакция не несет  
ответственности

за содержание рекламы  
и объявлений

Адрес редакции:

Россия, 127434, Москва,  
Дмитровское ш., д. 9, стр. 3

Тел./факс: (499) 976-22-08  
(499) 976-20-36

E-mail: mail@rifsm.ru  
gs-mag@mail.ru

http://www.rifsm.ru

## СОДЕРЖАНИЕ

### Расчет конструкций

Н.П. УМНЯКОВА

Теплозащитные свойства эксплуатируемых навесных вентилируемых  
фасадных конструкций ..... 2

А.В. ГРАНОВСКИЙ, Д.А. КИСЕЛЕВ

О методике испытаний анкеров на вырыв из различных стеновых материалов  
и возможных областях их применения ..... 7

Объявлены победители открытого конкурса архитектурных проектов  
«Детское образовательное учреждение» (Информация) ..... 9

### Подземное строительство

В.Н. ПАРАМОНОВ, И.И. САХАРОВ, М.В. ПАРАМОНОВ

Опыт совместного расчета здания  
с испытывающим промерзание основанием ..... 10

### Градостроительство и архитектура

Г.У. КОЗАЧУН, Н.А. ЛАПКО

Современная типология жилых зданий. Часть II ..... 14

### Экологическое строительство

А.Л. БОЛЬШЕРОТОВ

Экологическая парадигма – детерминированная «планетарная модель» ..... 18

### Информация

Ni-Tech Building-2010 ..... 22

Дайджест Всемирного совета по высотным зданиям  
и городской среде (СТВУН) ..... 23

### Обсуждаем нормативную базу отрасли

СНиП II-22-2011 «Каменные и армокаменные конструкции» ..... 24

Важным этапом создания эффективного нормативно-технического документа является его всесторонне открытое обсуждение в профессиональной среде. Вниманию читателей представлена первая редакция СНиП II-22-2011 «Каменные и армокаменные конструкции», публикуемая по просьбе ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.

Разработчики с благодарностью воспримут аргументированную критику и предложения по совершенствованию документа (info@cstroy.ru).

**На первой странице обложки:** Жилая застройка по ул. Восточно-Кругликовской в Краснодаре. На первом плане: 16-этажный 2-секционный жилой дом со встроенно-пристроенными помещениями (Литер «4»). Рук. авт. коллектива В.И. Синотов; гл. архитектор Н.Н. Колокольцева; ГИП А.И. Гроголь.; архитекторы Т.А. Сергеева, Г.Ф. Надречная; конструкторы П.С. Решетов, В.В. Фадеева (ООО «Объемпроект», Краснодар). Заказчик: ЗАО «Кубанская марка».

**Особенности проекта:** застройка 10–16-этажными объемно-блочными, панельно-блочными и крупнопанельными жилыми домами со встроенно-пристроенными и отдельно стоящими объектами инфраструктуры. Площадь земельного участка 270373 м<sup>2</sup>, общая площадь квартир 339640 м<sup>2</sup>, количество квартир 5687.

УДК 699.86

*Н.П. УМНЯКОВА, канд. техн. наук,  
зам. директора по научной работе НИИСФ РААСН (Москва)*

## Теплозащитные свойства эксплуатируемых навесных вентилируемых фасадных конструкций

*Приведены результаты натурных исследований навесных вентилируемых фасадов, которые показали, что через 5–12 лет эксплуатации вентфасадов в условиях Москвы плиты утеплителя из минеральной ваты на основе базальтового волокна не подверглись деструкции, не потеряли теплозащитных качеств и находятся в удовлетворительном состоянии.*

**Ключевые слова:** число Рейнольдса, термическое сопротивление, воздушная прослойка, ламинарный режим, турбулентный режим, переходный режим, конвективный теплообмен, лучистый теплообмен.

Применение в строительстве навесных вентилируемых фасадных систем позволяет снизить энергозатраты в зданиях. Одной из таких наружных стеновых конструкций, которая позволяет уменьшить теплотери по сравнению с традиционными стенами, является конструкция вентфасада [1]. В системах навесных вентилируемых фасадов основную теплоизоляционную функцию выполняет утеплитель из минеральной ваты на основе базальтового волокна или стекловолокна.

На теплозащитные свойства конструкций навесных вентилируемых фасадных систем оказывают влияние многие составляющие, но основная теплозащита приходится на теплоизоляционные плиты. Поэтому большой интерес представляет изменение их теплозащитных свойств в процессе эксплуатации. В отношении воздушных прослоек следует отметить, что их термическое сопротивление будет определяться в основном скоростью движения воздушного потока в вентилируемой воздушной прослойке, которая в свою очередь зависит от скорости ветра.

Теплоизоляционный материал конструкций вентфасадов в большинстве городов России подвергается различным атмосферным воздействиям:

– изменениям в широком диапазоне температуры зимой от  $-40^{\circ}\text{C}$  и летом до  $+40^{\circ}\text{C}$ ;

– резким колебаниям знакопеременной температуры в холодный период года. Например, в Москве среднее число переходов через  $0^{\circ}\text{C}$  составляет 65–70 раз в течение холодного периода;

– в воздушную вентилируемую прослойку вместе с атмосферным воздухом поступают загрязняющие вещества в виде пыли, сажи, вредных взвешенных веществ, в состав которых входят оксиды углерода, оксиды азота, оксиды серы, фенолы, аммиак, тяжелые металлы и т. д. Они оседают на поверхности минераловатного утеплителя и могут проникать в его толщу, вызывая деструкцию материала и ухудшение эксплуатационных характеристик утеплителя;

– атмосферный воздух в вентилируемой воздушной прослойке движется с различной скоростью, а при сильных порывах ветра может значительно повышаться;

– диффундирующие через наружную стену в холодное время года водяные пары увлажняют утеплитель и повышают относительную влажность в вентилируемой воздушной прослойке.

Все эти воздействия могут привести к изменению первоначальных теплоизоляционных характеристик минераловатных плит. Поэтому большой интерес представляет получение основных теплозащитных показателей утеплителя, находящегося в эксплуатируемых зданиях.

В связи с этим проведено исследование по определению свойств утеплителя в конструкциях навесных вентилируемых фасадов. Работа проводилась в рамках обследования прочностных качеств элементов вентфасадов промышленными альпинистами под руководством канд. техн. наук А.А. Ступакова. В ходе работы обследованы два навесных вентилируемых фасада, расположенных в Москве на пересечении городских магистралей с Садовым и Бульварным кольцом.

Система навесного вентилируемого фасада, находящегося рядом с Садовым кольцом, представляет собой кронштейны из нержавеющей стали, установленные на несущей части монолитной железобетонной стены. На них с помощью специальных штырей закреплены плиты из натурального гранита с основным размером  $0,6 \times 1$  м и толщиной 28 мм. В качестве утеплителя применены минераловатные плиты из базальтового волокна толщиной 100 мм. Между утеплителем и гранитной плитой облицовки имеется вентилируемая воздушная прослойка 50–70 мм. Ветрозащитная мембрана на поверхности не установлена. Фасад находится в эксплуатации в течение 12 лет.

Вентфасад на Бульварном кольце представляет систему кронштейнов из нержавеющей стали, на которых с помощью штырей закреплены плиты из натурального гранита. Размер основных плит составляет  $0,6 \times 1$  м. Толщина гранитных плит 25 мм. Стена утеплена двумя слоями плит из минеральной ваты на основе базальтового волокна толщиной 80 и 50 мм. Вентилируемая воздушная прослойка между утеплителем и гранитными плитами облицовки имеет толщину 25–35 мм. Ветрозащитная мембрана отсутствует. Фасад находится в эксплуатации в течение 5 лет.

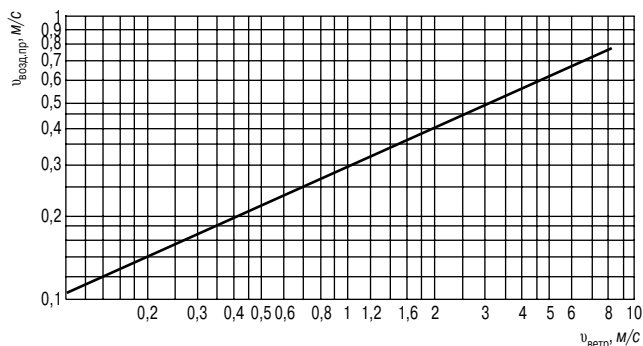


Рис. 1. Зависимость скорости движения воздуха в вентиляруемой воздушной прослойке от скорости ветра

Для решения поставленных задач были проведены экспериментальные исследования. Скорость воздуха определялась одновременно в 14 и 18-этажных зданиях в центре Москвы, находящихся на примыкающих территориях. В облицовочных плитах вентфасадов были просверлены отверстия диаметром 12–14 мм, в них вставлены датчики, которые измеряли скорость движения воздуха в вентиляруемой воздушной прослойке. Одновременно измерялась скорость движения воздуха у поверхности фасада. Полученная зависимость между скоростью ветра и воздуха в вентиляруемой прослойке приведена на рис. 1.

Обобщение данных замеров позволило получить эмпирическое уравнение для определения скорости воздуха в вентиляруемой воздушной прослойке вентфасада:

$$v_{\text{возд.пр.}} = 0,327 v_{\text{п.эт.}}^{0,46}, \quad (1)$$

где  $v_{\text{возд.пр.}}$  – скорость движения воздуха в вентиляруемой воздушной прослойке, м/с;  $v_{\text{п.эт.}}$  – скорость ветра у наружной облицовочной плиты вентфасада, м/с.

Область применения данного уравнения ограничивается скоростью ветра 8 м/с.

После соответствующих преобразований получили уравнение определения скорости воздуха в вентиляруемой воздушной прослойке на разной высоте здания в зависимости от расчетной скорости ветра:

$$v_{\text{возд.пр.}} = 0,327 \left( v_{\text{ветр}} \frac{K_{\text{п.эт.}}}{K_{\text{метеор.}}} \right)^{0,46}, \quad (2)$$

где  $v_{\text{ветр}}$  – расчетная скорость ветра, полученная по данным метеорологических наблюдений и статистически обработанным за несколько лет, м/с;  $K_{\text{п.эт.}}$  и  $K_{\text{метеор.}}$  – поправочные коэффициенты к скорости ветра на уровне высоты этажа и к скорости ветра по данным метеорологических станций, измеряемым на высоте 10 или 15 м [2], приведены в табл. 1.

В вентиляруемой воздушной прослойке вентфасада скорость движения воздуха увеличивается с увеличением ветрового потока и уменьшается при понижении ветрового потока; с повышением этажности она возрастает, с понижением этажности уменьшается.

Величину критерия Рейнольдса для прямоугольной вентиляруемой воздушной прослойки можно представить в следующем виде:

$$Re = \frac{2bv}{\nu(b+v)} \cdot v_{\text{возд.пр.}}, \quad (3)$$

где  $b$  и  $v$  – толщина и ширина вентиляруемой воздушной прослойки, м;  $\nu$  – кинематическая вязкость воздуха, м<sup>2</sup>/с.

Движение воздушного потока при критерии  $Re = 2 \cdot 10^3$  будет соответствовать ламинарному режиму. Турбулентный режим характеризуется значением  $Re > 1 \cdot 10^4$ . Изменение  $Re$  от  $2 \cdot 10^3$  до  $1 \cdot 10^4$  соответствует переходному режиму.

Проведенные расчеты по определению критерия Рейнольдса показали, что в вентиляруемых воздушных прослойках с сечением  $0,07 \times 1$  м в зависимости от скорости ветра и температуры воздуха скорости движения воздушных потоков могут соответствовать ламинарному и переходному к турбулентному режимам (табл. 2). В табл. 2 разграничены линии между ламинарным и переходным режимом, а также переходным и турбулентным режимом.

На основе собственных исследований и других работ [3, 4, 5], после соответствующих преобразований для определения конвективного теплообмена в середине вентиляруемой воздушной прослойки получены следующие уравнения:

– для ламинарного режима

Таблица 1

Высота от уровня поверхности земли, м	1	3	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	100
$\frac{K_{\text{п.эт.}}}{K_{\text{метеор.}}}$	0,36	0,47	0,53	0,61	0,66	0,69	0,74	0,77	0,8	0,83	0,86	0,88	0,91

Таблица 2

Температура воздуха $t_n, ^\circ\text{C}$	Кинематическая вязкость воздуха $\nu \cdot 10^{-6}, \text{ м}^2/\text{с}$	Критерий Рейнольдса при $v_{\text{ветр.}} / v_{\text{возд.пр.}}$								
		0,1/0,1	0,35/0,2	0,8/0,3	1,5/0,4	2,5/0,5	3,7/0,6	5,2/0,7	7/0,8	9/0,9
30	16	811	1570	2355	3271	4056	4841	5626	6542	7327
20	15,06	863	1700	2485	3401	4317	5102	6018	6934	7719
10	14,16	915	1831	2747	3663	4579	5544	6411	7327	8242
0	13,28	985	1962	2878	3925	4841	5887	6803	7850	8766
-10	12,43	1046	2093	3140	4186	5233	6280	7588	8373	9420
-20	11,6	1123	2256	3271	4448	5626	6672	7850	8897	10074
-30	10,8	1203	2355	3532	4841	6018	7196	8373	9682	10856

Таблица 3

Температура воздуха, °С	30	20	10	0	-10	-20	-30
Коэффициент теплопроводности воздуха, Вт/(м·°С)	0,0267	0,0259	0,0251	0,0244	0,0236	0,0228	0,022

Таблица 4

Температура воздуха, °С	30	20	10	0	-10	-20	-30
Критерий Прандтля	0,701	0,703	0,705	0,707	0,712	0,716	0,723

$$\alpha_{к.возд.пр} = 0,89 \frac{\lambda_{возд.}}{d_{эк}} \left[ \frac{26v}{v(\beta + v)} \cdot \frac{d_{эк}}{l} \left( v_{ветр} \frac{K_{п.эт}}{K_{метеор}} \right)^{0,46} \right]^{0,4} Pr^{0,33}, \quad (4)$$

где  $\lambda_{возд.}$  – коэффициент теплопроводности воздуха, Вт/(м·°С). В зависимости от температуры воздуха коэффициент теплопроводности принимается по табл. 3;  $l$  – высота вентилируемой воздушной прослойки, м;  $Pr$  – критерий Прандтля (табл. 4);

– для переходного режима

$$\alpha_{к.возд.пр} = 0,0029 \frac{\lambda_{возд.}}{d_{эк}} \left[ \frac{26v}{v(\beta + v)} \left( v_{ветр} \frac{K_{п.эт}}{K_{метеор}} \right)^{0,46} \right]^{0,9} Pr^{0,43}; \quad (5)$$

– для турбулентного режима

$$\alpha_{к.возд.пр} = 0,008 \frac{\lambda_{возд.}}{d_{эк}} \left[ \frac{26v}{v(\beta + v)} \left( v_{ветр} \frac{K_{п.эт}}{K_{метеор}} \right)^{0,46} \right]^{0,8} Pr^{0,43} \cdot \epsilon, \quad (6)$$

где  $\epsilon$  – коэффициент, учитывающий изменение коэффициента среднего конвективного теплообмена по длине вентилируемой воздушной прослойки. В зависимости от соотношения  $l/d_{эк}$  его величина приведена в табл. 5.

Полученные уравнения позволяют определить коэффициент среднего конвективного теплообмена в вентилируемой воздушной прослойке при действии ветра со скоростью до 8 м/с на различной высоте вентфасада.

Коэффициент теплообмена излучением для воздушной вентилируемой прослойки, когда две плоскости расположены параллельно, определим по формуле:

$$\alpha_{л.возд.пр} = \frac{1}{\frac{1}{C_{фас.пл}} + \frac{1}{C_{мин}} - \frac{1}{C_0}} \Omega, \quad (7)$$

где  $C_{фас.пл}$  – коэффициент излучения полированной фасадной плиты 3,9 Вт/(м<sup>2</sup>·К<sup>4</sup>);  $C_{мин}$  – коэффициент излучения шероховатой поверхности минераловатной плиты 4,5 Вт/(м<sup>2</sup>·К<sup>4</sup>);  $C_0$  – коэффициент излучения абсолютно черного тела 5,76 Вт/(м<sup>2</sup>·К<sup>4</sup>);  $\Omega$  – температурный коэффициент определяется по графику, приведенному на рис. 2, по средней разности температур поверхности вентилируемой воздушной прослойки.

Проведенные вычисления позволили получить значения коэффициента теплообмена излучения в воздушной вентилируемой прослойке при различных значениях температуры от 30°С до -30°С (табл. 6). Из нее видно, что с повышением

Таблица 5

$l/d_{эк}$	$\epsilon$ при Re равном				
	1·10 <sup>4</sup>	2·10 <sup>4</sup>	5·10 <sup>4</sup>	1·10 <sup>5</sup>	1·10 <sup>6</sup>
1	1,65	1,57	1,34	1,28	1,14
2	1,5	1,4	1,27	1,22	1,11
5	1,34	1,27	1,18	1,15	1,08
10	1,23	1,18	1,13	1,1	1,05
15	1,17	1,13	1,1	1,08	1,04
20	1,13	1,1	1,08	1,06	1,03
30	1,07	1,05	1,04	1,03	1,02
40	1,03	1,02	1,02	1,02	1,01
50	1	1	1,0	1	1

температуры воздуха коэффициент теплообмена излучением в воздушной вентилируемой прослойке повышается и с понижением температуры воздуха понижается.

Термическое сопротивление  $R_{возд.пр}$  вентилируемой воздушной прослойки с учетом конвективного и лучистого теплообмена можно записать в виде:

$$R_{возд.пр} = 1 / (2\alpha_{к.возд.пр} + \alpha_{л.возд.пр}). \quad (8)$$

Теплозащитные свойства вентилируемой воздушной прослойки при различной скорости ветра, толщине вентилируемой воздушной прослойки и температуре наружного воздуха приведены в табл. 7. Термическое сопротивление с понижением температуры повышается, а с повышением температуры понижается в зависимости от скорости ветра и скорости движения воздуха в вентилируемой воздушной прослойке.

Для оценки состояния утеплителя было сделано несколько вскрытий обследуемых навесных вентфасадов и сняты плиты гранитной облицовки. Вскрытие гранитных плит вентфасадов показало, что на обоих фасадах поверхность плит утеплителя находится в удовлетворительном состоянии (рис. 3, а). Визуально деструкция минеральной ваты на поверхности утеплителя не обнаружена, поверхность плит плотная, рельефный рисунок на поверхности сохранился (рис. 3, б). Сползания утеплителя в зоне крепеж

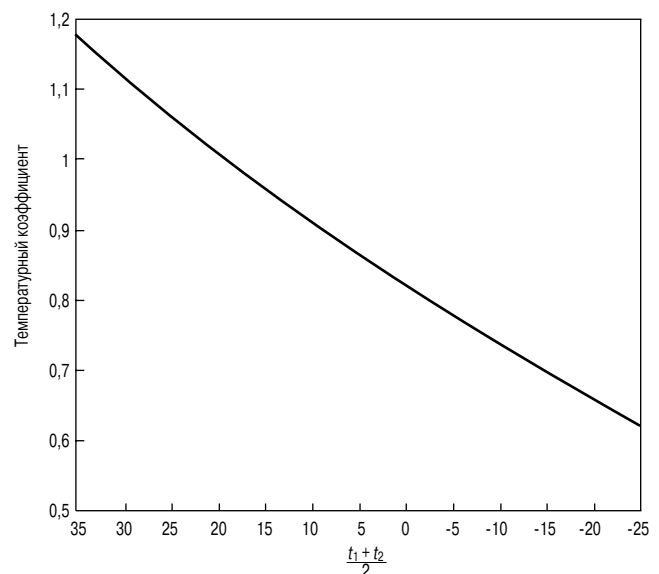


Рис. 2. График для определения температурного коэффициента



Рис. 3. Поверхность плит утеплителя после вскрытия гранитных плит ветфасада: а – внешний вид; б – поверхность плит утеплителя под зазором между плитами гранитной обшивки; в – загрязнение плит утеплителя

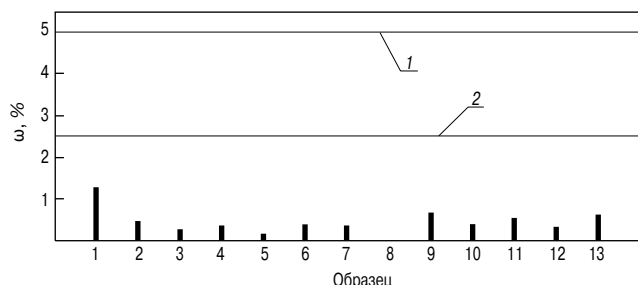


Рис. 4. Весовая влажность образцов утеплителя из минеральной ваты, взятых из конструкции эксплуатируемых ветфасадов: 1 – условия эксплуатации Б ( $\omega = 5\%$ ); 2 – условия эксплуатации А ( $\omega = 2,5\%$ ). Высокая влажность образца № 1 ( $>1\%$ ) объясняется тем, что данный образец был расположен вплотную к нижней фасадной плите без зазора и сильно загрязнен (запылен)

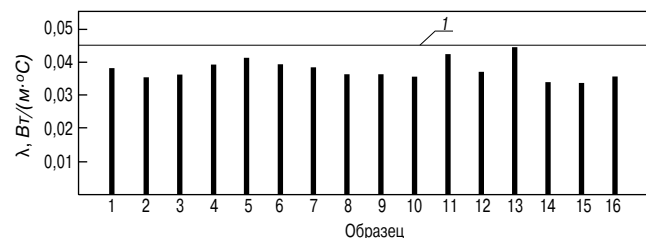


Рис. 5. Коэффициент теплопроводности образцов утеплителя, взятых из конструкций эксплуатируемых ветфасадов: 1 – расчетное значение  $\lambda = 0,045 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot^\circ\text{С})$  для условий эксплуатации Б

ных дюбелей не обнаружено, щелей между выше- и ниже-расположенными плитами утеплителя нет, распушения минеральной ваты на поверхности утеплителя не наблюдается. Цвет поверхности плит утеплителя практически не изменен, кроме отдельных узких полосок на поверхности утеплителя шириной 1,5–2 см, расположенных под зазором между плитами гранитной обшивки. В этих местах на ши-

**Таблица 6**

Температура воздуха, °С	30	20	10	0	-10	-20	-30
Коэффициент теплообмена излучением, Вт/(м <sup>2</sup> ·°С)	3,72	3,31	3	2,68	2,39	2,13	1,93

рину 15–20 мм поверхность утеплителя несколько осветлилась и приобрела сероватый оттенок. Плиты утеплителя по всей поверхности, обращенной в воздушную прослойку, покрыты слоем пыли (рис. 3, в).

Результаты измерения подвижности воздуха в воздушной прослойке показали, что по всей площади ветфасада в вентилируемом зазоре наблюдается постоянное движение воздуха и происходит его вентиляция.

Обследование плит утеплителя показало, что утеплитель плотно прилегает к несущей монолитной части стены. Во всех вскрытиях деструкция утеплителя не только на поверхности, но и по толщине материала визуально не установлена. Цвет и структура минеральной ваты по толщине не изменились, поверхность утеплителя плотная. Распушения и увеличения объема минеральной ваты не наблюдается. По результатам визуальных обследований состояние минераловатного утеплителя удовлетворительное.

В ходе лабораторных исследований образцов минераловатных плит, взятых из ветфасадов, были определены следующие характеристики теплоизоляционных плит:

– весовая влажность утеплителя, которая определялась в соответствии с ГОСТ 17177–94 «Материалы и изделия строительные теплоизоляционные. Методы испытаний»;

– коэффициент теплопроводности материала методом стационарных тепловых потоков по ГОСТ 7076–99 «Материалы и изделия строительные. Метод определения тепло-

**Таблица 7**

Температура воздуха $t_{вн}, ^\circ\text{С}$	Термическое сопротивление воздушных прослоек м <sup>2</sup> ·°С/Вт при $v_{ветр.} / v_{возд.пр}$							
	0,1/0,1	0,35/0,2	0,8/0,3	1,5/0,4	2,5/0,5	3,3/0,6	5,2/0,7	7/0,8
30	0,163	0,153	0,135	0,110	0,101	0,09	0,08	0,072
20	0,178	0,164	0,141	0,116	0,104	0,095	0,084	0,075
10	0,19	0,172	0,144	0,117	0,105	0,097	0,086	0,076
0	0,199	0,18	0,155	0,122	0,108	0,099	0,087	0,076
-10	0,215	0,19	0,155	0,126	0,11	0,102	0,085	0,075
-20	0,224	0,2	0,16	0,13	0,113	0,102	0,086	0,084
-30	0,23	0,208	0,163	0,135	0,114	0,101	0,088	0,083



проводности и термического сопротивления при стационарном тепловом режиме»;

– коэффициент теплопроводности материала методом зондирования по ГОСТ 30256–94 «Метод определения теплопроводности цилиндрическим зондом».

Результаты определения относительной влажности образцов утеплителей (рис. 4), взятых в октябре, декабре и в конце февраля – начале марта, колеблются от 0,26 до 0,65%, т. е. составляют менее 1%, что значительно ниже расчетной влажности, рекомендуемой для условий эксплуатации Б (условия Москвы).

На основе результатов измерений коэффициента теплопроводности образцов утеплителя, взятых в местах вскрытия вентфасадов, методами стационарных тепловых потоков и зондовым методом установлена очень высокая сходимость результатов.

На рис. 5 приведены значения коэффициентов теплопроводности образцов утеплителя. Как видно, эти значения ниже расчетных, рекомендуемых строительными нормами для условий эксплуатации Б.

Проведенные исследования теплозащитных качеств утеплителя из минеральной ваты, эксплуатируемого в вентфасаде длительное время, позволили сделать следующие выводы:

– замеры относительной влажности и подвижности воздуха в вентилируемой прослойке показали, что в процессе эксплуатации в воздушном зазоре между утеплителем и гранитными плитами облицовки происходит постоянный воздухообмен, способствующий осушению утеплителя в системе вентилируемого фасада;

– на основе визуального обследования утеплителя в месте вскрытий установлено, что внешних признаков старения и деструкции плит из минеральной ваты на основе базальтового волокна за 5 и 12 лет эксплуатации вентилируемого фасада не замечено;

– в ходе лабораторных исследований образцов утеплителя, взятых из фасадной системы, установлено, что его влажность не превышает 1%.

Полученные в ходе лабораторных испытаний образцов минераловатных плит плотностью 70–100 кг/м<sup>3</sup> коэффициенты теплопроводности составляют 0,035–0,043 Вт/(м·°С), что удовлетворяет расчетным значениям, предъявляемым к эффективным утеплителям для навесных вентилируемых фасадов.

### Список литературы

1. Умнякова Н.П. Состояние утеплителя в навесных вентилируемых фасадах в условиях эксплуатации г. Москвы // Сб. докладов научно-технической конференции «Современные фасадные системы: эффективность и долговечность». М.: МГСУ, 2008. С. 261–268.
2. Ариель Н.З., Ключников Л.А. Ветер в городе. Л.: Труды ГГО. Вып. 94. 1962. 100 с.
3. Михеев М.А., Михеева И.М. Основы теплопередачи. М.: Энергия, 1973. 316 с.
4. Исаченко В.П., Осипова В.А., Сукомел А.С. Теплопередача. М.: Энергия, 1981. 415 с.
5. Нащекин В.В. Техническая термодинамика и теплопередача. М.: Высшая школа, 1975. 497 с.
6. Фокин К.Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий. М.: АВОК-ПРЕСС, 2006. 256 с.

ПОЛНЫЙ КАТАЛОГ ПРОДУКЦИИ НА САЙТЕ WWW.INTERPRIBOR.RU

**ИНТЕРПРИБОР** научно-производственное предприятие

**ПРИБОРЫ И СИСТЕМЫ КОНТРОЛЯ КАЧЕСТВА**

**ОНИКС-АП/ВД**

Серия приборов для измерения адгезии различных покрытий, усилия вырыва дюбелей и фасадных анкеров. Эргономичная конструкция с 2 устойчивыми регулируемым опорами, встроенная электроника. Регистрация изменения нагрузки и перемещений в функции времени в процессе испытаний. Диапазон нагрузок от 1 до 100 кН.

**ДИАР-1**

Оперативный контроль силы натяжения проволочной, канатной, прядевой и стержневой арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362. Контроль состояния растяжек контактной сети, антенн, опор, мачт, вантовых мостов, ... Оригинальная конструкция с изменяемой базой, гидроприводом, контролем силы и величины оттяжки.

**ОНИКС-ОС**

Серия измерителей прочности бетона отрывом со скалыванием, в которых исключено проскальзывание анкера. Оригинальная конструкция с самоустановкой оси вырыва и двумя гидrocиллиндрами. Модификации на усилие 5 и 10 тонн. Патент на прибор и способ испытаний.

**ОНИКС-2.5/2.6**

Самый компактный и легкий ударно-импульсный измеритель прочности бетона и строительных материалов. Впервые реализован многопараметрический метод измерения (патент). Контроль тяжелых, легких и высокомарочных бетонов. Визуализация и многофакторный анализ сигнала.

**ПУЛЬСАР-1.1/1.2/1.2 ДБС**

Три модификации ультразвуковых приборов. Измерение времени и скорости ультразвука. Поиск дефектов, определение прочности бетона и плотности материалов, глубины трещин. Визуализация и анализ А-сигналов. Модификация для контроля фундаментов и буронабивных свай.

**МИП**

Самые легкие испытательные прессы для мобильных и стационарных лабораторий. Испытание кернов и образцов кубов. Модификации с ручным и электрическим приводом (патент). Уникальные массогабаритные показатели при усилиях до 250 и 500 кН.

Челябинск: (351) 729-88-85, 211-54-30/31 Москва: (495) 998-01-95, 789-28-50 С-Петербург: (812) 454-03-55, 335-26-95

Реклама

УДК 621.332.331.3

*А.В. ГРАНОВСКИЙ, Д.А. КИСЕЛЕВ, кандидаты техн. наук,  
ОАО «НИЦ «Строительство», ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (Москва)*

## О методике испытаний анкеров на вырыв из различных стеновых материалов и возможных областях их применения

*Пolemические заметки к статье Т.А. Корнилова и В.В. Амбросьева «Оценка прочности крепления анкеров кронштейнов вентилируемых фасадных систем», опубликованной в журнале «Жилищное строительство» № 11-2010 г. [1]*

В последние годы в России значительно вырос объем строительных работ, связанных с применением анкерного крепежа. При этом на рынке лидирующее положение занимают зарубежные производители, качество достаточно высокое. Однако опыт применения анкерного крепежа выявил ряд проблем, без решения которых объективная оценка эксплуатационной надежности весьма затруднительна. Среди этих проблем можно выделить следующие:

- методика испытаний (как статических, так и динамических) анкеров на вырыв и срез;
- методика обработки результатов испытаний с целью получения необходимых для проектировщиков расчетных значений усилий, которые может воспринять анкер, то есть его несущей способности;
- оценка области применения и эффективности работы анкерного крепежа в зависимости от материала конструкции (сталь, железобетон, каменные материалы) и его структуры (плотность, пустотность и т. д.).

Отметим, что такие немаловажные проблемы, как огнестойкость, коррозионная стойкость, расположение анкеров относительно друг друга и контура конструкций и т. д., либо решены, либо решаются относительно просто.

За рубежом анкерный крепеж производится десятки лет, анкерные крепления изучены вдоль и поперек, тем не менее на постоянные научные исследования фирмы-производители выделяют значительное финансирование. На основании результатов таких исследований совершенствуются производственные технологии и конструкции крепежа, актуализируются методики испытаний и применения.



В настоящее время за рубежом для испытаний анкеров на вырыв принята единая методика, подробно изложенная в ETAG 001. Суть этой методики заключается в следующем. Скорость нагружения анкера до момента разрушения анкерного узла составляет 1–3 мин. При этом независимо от места проведения испытаний производятся замеры деформаций анкера.

В настоящее время за рубежом для испытаний анкеров на вырыв принята единая методика, подробно изложенная в ETAG 001. Суть этой методики заключается в следующем. Скорость нагружения анкера до момента разрушения анкерного узла составляет 1–3 мин. При этом независимо от места проведения испытаний производятся замеры деформаций анкера.

Во время зарубежных поездок сотрудники ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, авторы данной статьи, имели возможность ознакомиться с методикой ETAG 001 и практикой ее применения в испытательных центрах фирм, которые поставляют анкерный крепеж на российский рынок. Было отмечено, что *большая часть испытаний за рубежом проводится только в лабораторных условиях*. Испытания на объекте дают возможность зарубежным специалистам оценить границы разброса разрушающих нагрузок. Если они расходятся с данными лабораторных испытаний, то это становится предметом анализа и поиском причин расхождения.

Результаты испытания крепления анкеров (рис. 1 [1]), на которых коллеги строят свои выводы, при отсутствии измерительных приборов, фиксирующих перемещение анкера, в Европе не используют для получения данных о несущей способности анкеров при установке их в стеновые материалы, которые ранее не были исследованы в лабораторных условиях. Испытания, которые проводились авторами статьи [1], никакой информации о деформативности анкерного узла и соответственно о несущей способности анкера не дают. *За рубежом используют прибор, показанный на рисунке*. В России прибор фиксирующий перемещение анкера, выпускает ООО «Интерприбор» (Челябинск).

Согласно положениям ETAG допустимая величина расчетной нагрузки на анкер, то есть величина несущей способности анкера при вырыве, определяется следующим образом:

- определяется предельное сопротивление нагрузке  $R_{u,m}$  одиночного анкера (либо значение берется из ETA);
- по результатам серии тестов анкеров определяется характеристическое сопротивление нагрузке:

$$R_k = R_{u,m} (1 - k \cdot \gamma);$$

- определяется значение расчетного сопротивления нагрузке:

$$R_d = R_k / \gamma_M,$$

где  $\gamma_M$  – частичный коэффициент запаса прочности по материалу (согласно ETA);

- определяется рекомендуемая нагрузка:

$$R_{rec} = R_d / \gamma_F,$$

где  $\gamma_F$  – частичный коэффициент запаса прочности по нагрузке (согласно ETA).

Те положения, которые изложены в статье [1] относительно содержания ETAG (коэффициенты запаса 0,14 и 0,23, допустимое смещение анкера 1 мм), ошибочны. В ETAG их просто нет. Они присутствуют в технических свидетельствах

ФГУ «ФЦС» и при этом принимаются и строго регламентированы в зависимости от типа анкера.

Не будем останавливаться на методике испытаний анкеров, рекомендуемой ФГУ «ФЦС» и изложенной в технических свидетельствах на анкеры различных фирм, так как она, а также методика ETAG уже обсуждались [2, 3]. **Однако мы еще раз хотим отметить, что методика ФГУ «ФЦС» при правильной ее интерпретации позволила при полном отсутствии на время ее утверждения исследований в области анкерного крепежа исключить какие-либо аварийные ситуации в строительстве при использовании анкеров различных фирм.**

Коллеги [1] ошибочно утверждают (или неверно интерпретируют контекст нашей статьи [2], на которую они ссылаются) что «во всех методиках определения нагрузок... имеется явное противоречие, когда предельное наибольшее усилие в анкере определяется на основе методики предельных состояний, а несущая способность анкера – на основе методики разрушающих нагрузок».

В [2] на стр. 79 указано обратное: «...отсутствие экспериментальных данных не позволяет... вместо общего коэффициента запаса ввести систему расчетных коэффициентов» (т. е. так, как принято в методике предельных состояний). И далее: «... при оценке несущей способности анкерных креплений используется метод расчета по разрушающим нагрузкам...»

Также авторы [1], ссылаясь на [3] (в статье [1] это ссылка [1]), пишут, что «значение коэффициента запаса получается порядка 0,2–0,25». Однако в методике ЦНИИСК коэффициент заранее не известен, он получается из эксперимента на основе определения упругой зоны работы анкера. Если внимательно прочесть статью Д.А. Киселева «Современные методики оценки прочности анкерных креплений» в журнале «Технологии строительства» № 4–2008 г., то из нее следует, что влияние скорости нагружения может существенно исказить результаты испытания. Быстрое нагружение без выдержки используется согласно действующим нормативам только при испытаниях стандартных образцов с целью определения характеристик (марки) материала:

- прочности кирпича – 20–60 с (ГОСТ 8462–85);
- условного предела прочности древесины – 90 с (ГОСТ 16483–70\*);
- прочности арматурной стали при растяжении – 10 МПа /с (ГОСТ 12004–81);
- марки раствора по прочности – 1 МПа/с (ГОСТ 5802–86);
- марки по прочности бетона –  $\approx 1$  МПа/с (время нагружения не менее 30 с ГОСТ 10180–90).

Поскольку анкерный узел – составная конструкция, то мы считаем, что для оценки его несущей способности может быть использована только методика ГОСТ 8829–94 с обязательной выдержкой нагрузки на каждой ступени нагружения. Однако если мы будем, как предлагают авторы [1], «использовать переносные испытательные приборы, на которых не фиксируются точно остаточные деформации», то у нас всегда будут получаться 5–8-кратные разбросы в усилиях вырыва. А если учесть, что на строительных объектах испытания анкеров проводят очень часто не специалисты в этой области, то при отсутствии данных о перемещениях анкеров и использовании анкеров без учета специфики стенового материала результаты испытаний вообще будут трудно анализируемыми.

Как показали наши исследования, использование методики ГОСТ 8829–94 в части применения схемы испытания с пошаговым нагружением и выдержкой нагрузки на каждом

шаге нагружения особенно важен при испытании анкеров, установленных в легкие и ячеистые бетоны, а также в кирпичную кладку. Разница в величинах предельных нагрузок при испытаниях по предлагаемой нами схеме с использованием положений ГОСТ 8829–94 и нагружением образцов в течение 1–3 минут по методике ФГУ «ФЦС» составляет до 37%.

В настоящее время отсутствует необходимый объем информации о несущей способности различных типов анкеров. Если мы хотим получить из эксперимента, а не «брать с потолка» из-за недостаточного количества испытаний коэффициент запаса, то ЦНИИСК рекомендует схему испытаний с разгрузкой на каждом шаге нагружения. Этот подход не нов – таким образом определяется упругая область работы любого материала (конструкции). Поэтому ни о каких фиксированных коэффициентах запаса в наших статьях речи не идет.

Результаты испытаний анкеров, приведенных в статье [1], мы считаем некорректными по следующим причинам:

– ни один из ведущих производителей анкерной техники не рекомендует применять стальные распорные анкеры для установки в пустотелые строительные материалы. При выборе креплений для таких строительных материалов следует быть очень внимательным к пригодности анкеров и правильности их установки. Для применения в пустотелых строительных материалах подходят анкеры с полиамидным дюбелем и длиной распорной зоной (перекрывающей несколько стенок блока), а также химические анкеры с обязательной установкой сетчатых гильз (в противном случае будет перерасход химического состава). Поэтому в строительной практике стальные распорные анкеры и короткие анкеры с полиамидным дюбелем в пустотелых блоках не используются. Кроме того, анкер марки SXS является продуктом фирмы Fischer, а не Mungo. Маркировки SXS 90 в линейке продуктов Fischer не существует;

– в статье не предложена какая-либо методика испытаний. Рассмотренный же авторами подход к оценке несущей способности анкеров с использованием вероятностного подхода при отсутствии необходимого объема статистических данных по испытаниям анкеров, а тем более при таких разбросах значений показателей прочности, которые получены из эксперимента, вряд ли применим в настоящее время;

– считать достоверными результаты 30 испытаний, из которых выбирается 5–6 «хвостовых» точек вряд ли оправданно.

В целом поднятые в статье вопросы несомненно являются актуальными. Часть из них решена зарубежными учеными [4], другие требуют корректировки с учетом особенностей отечественной науки и строительства.

### Список литературы

1. Корнилов Т.А., Амбросьев В.В. Оценка прочности крепления анкеров кронштейнов вентилируемых фасадных систем // Жилищное строительство. 2010. № 11. С. 35–37.
2. Грановский А.В., Киселев Д.А., Цикановский Е.Ю. К вопросу об оценке надежности фасадных систем и о распределении ветровых нагрузок на них // Строительная механика и расчет сооружений. 2006. № 3. С. 78–82.
3. Киселев Д.А. Современные методики оценки прочности анкерных креплений // Технологии строительства. 2008. № 4. С. 14–15.
4. Eligehausen R., Mallee R., Silva J.F. Anchorage in Concrete Construction // Ernst and Sohn. 2006. 378 p.



## Объявлены победители открытого конкурса архитектурных проектов «Детское образовательное учреждение»,

организованного Национальным объединением проектировщиков при поддержке Министерства регионального развития РФ и Союза проектировщиков России. Партнером мероприятия выступила компания КНАУФ. В состав экспертной комиссии, возглавляемой директором ОАО «ЦИТП градостроительства им. Я.В. Косицкого» С.А. Шарповым, были приглашены представители Министерства регионального развития РФ, Союза проектировщиков России, Национального объединения проектировщиков, Союза архитекторов России.



Открытый конкурс архитектурных проектов «Детское образовательное учреждение» проходил с сентября по декабрь 2010 г. В нем приняли участие проектные организации, архитектурные мастерские, дипломированные архитекторы, инженеры, конструкторы. Всего для оценки было представлено 62 проекта.

### **Победители конкурса архитектурных проектов «Лучшее архитектурно-планировочное решение объекта»**

#### **Детское образовательное учреждение малокомплектное на 25–40 мест**

Диплом I степени – Н.Н. Цветкова (Белгород);  
Диплом II степени – В.С. Аникин (Москва);  
Диплом III степени – Ю.М. Ширяев (Псков).

#### **Детское образовательное учреждение на 180 мест, включая детский сад на 4 группы и школу I степени на 4 класса**

Диплом I степени – А.Ф. Перова (Санкт-Петербург);  
Диплом II степени – Д.В. Пшеничников (Москва);  
Диплом III степени – Н.Н. Межлумова (г.Ташкент, Республика Узбекистан);  
Диплом III степени – творческая группа в составе: В.А. Дорохина,  
Л.И. Гончаровой, И.В. Тараскина (Белгород).

#### **Детское образовательное учреждение на 360 мест, включая детский сад на 8 групп и школу I степени на 8 классов**

Дипломы I и II степеней не присуждались;  
Диплом III степени – Ю.П. Лутченко (Белгород).

#### **Школа II и III ступеней (с 5 по 12 класс) на 700 учащихся**

Диплом I степени – Е.С. Безруков (Москва);  
дипломы II и III степеней не присуждались.

#### **Школа I, II и III ступеней (с 1 по 12 класс) на 100 учащихся**

Диплом I степени – М.А. Хромов (Белгород);  
Диплом II степени – А.В. Самородникий (Санкт-Петербург);  
Диплом III степени – Н.В. Кореньков (г. Люберцы Московской обл.);  
Диплом III степени – Д.Ю. Гаврилов (Астрахань).

### **Победители конкурса архитектурных проектов «Проект для повторного применения»**

Детский сад до 90 мест – В.М. Умывакин (Воронеж);  
Детский сад на 100–160 мест – Е.В. Перов (Санкт-Петербург);  
Детский сад на 180–250 мест – Е.В. Перов (Санкт-Петербург);

Школа на 100–160 учебных мест – В.В. Горлов (Орел);  
Школа на 100–550 учебных мест – И.А. Скуратов (Оренбург);  
Школа на 600–1236 учебных мест – В.Н. Никифоров (Москва).

Управляющий департаментом по маркетингу и сбыту группы КНАУФ СНГ Любовь Викторовна Попова подчеркнула, что инициатива проведения конкурса проектов является шагом в развитии социального строительства – одного из приоритетов государства. Компания КНАУФ также регулярно проводит тематические мероприятия для архитекторов и проектировщиков с целью обмена опытом и инновационными идеями в области проектирования.

Л.В. Попова вручила лауреатам конкурса ценные призы: персональные портативные компьютеры iPad, ноутбуки Toshiba, электронные фоторамки. Подарками от фирмы КНАУФ были также отмечены те проекты, где, по оценкам экспертной комиссии, нашли максимальное применение материалы и системы КНАУФ. Среди них В.Н. Никифоров (Москва); В.В. Горлов (Орел).

*Работы лауреатов будут рекомендованы для повторного применения Министерством регионального развития Российской Федерации для реализации в государственных программах жилищного и социального строительства.*

УДК 624.139

*В.Н. ПАРАМОНОВ, д-р техн. наук, Петербургский государственный университет путей сообщения;  
И.И. САХАРОВ, д-р техн. наук, М.В. ПАРАМОНОВ, инженер (\_dzirt\_@mail.ru),  
Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет*

## Опыт совместного расчета здания с испытывающим промерзание основанием

*Строительство одного из зданий в Ленинградской области было прервано на зимний период. Основание испытало деформации морозного пучения, в результате чего в стенах здания образовались трещины. Моделирование системы «промораживаемое основание–здание» выполнено методом конечных элементов с использованием программного комплекса, разработанного при участии авторов статьи. Практически такая задача решена впервые в международной практике. Расчетом получена картина возможных дефектов в здании при промерзании основания, которая полностью совпала с данными обследования.*

**Ключевые слова:** промерзание, морозное пучение, трещина.

Малоэтажные здания, возводимые на мелкозаглубленных фундаментах (МЗФ), получают в последние годы все большее распространение. Нормативной литературой промерзание основания в этом случае допускается. Однако при промерзании фундаменты испытывают деформации подъема. В связи с этим обеспечение сохранности здания должно предполагать расчетную оценку перемещений фундаментов с учетом работы надземных конструкций, которая, как правило, выполняется аналитически в соответствии с Рекомендациями по проектированию и расчету мелкозаглубленных фундаментов сельских зданий на пучинистых грунтах и ВСН 29–85 «Проектирование мелкозаглубленных малоэтажных сельских зданий на пучинистых грунтах».

Температурные поля в основании в подобных случаях не устанавливаются, а расчет ведется в предположении максимальной глубины промораживания грунта. Ключевым условием пригодности конструктивного решения является отсутствие превышения некоторых предельных величин деформаций подъема фундаментов.

Заметим, что в практике строительства иногда имеют место случаи промораживания оснований не утепленных на зиму зданий. Расчетная оценка подобных ситуаций является полезной. В рассматриваемой статье излагаются результаты обследования, а также расчетного анализа напряженно-деформированного состояния системы «промораживаемое основание–надземная часть» одного из зданий в Ленинградской области, строительство которого было прервано на зимний период без консервации.

Рассматриваемое здание двух-трехэтажное прямоугольной формы в плане размером 36×11,47 м. Конструктивная схема с неполным каркасом, с несущими наружными продольными стенами из кирпича толщиной 510 мм. Фундаменты наружных стен ленточные сборные. Специфической особенностью здания являлось наличие внутри здания железобетонных каналов, проходящих вдоль наружных стен, с отметкой дна 1,32 м при глубине заложения фундаментов стен 1,57 м.

Инженерно-геологические условия площадки представлены суглинками полутвердой и твердой консистенции



Рис. 1. Сквозные трещины в стенах здания



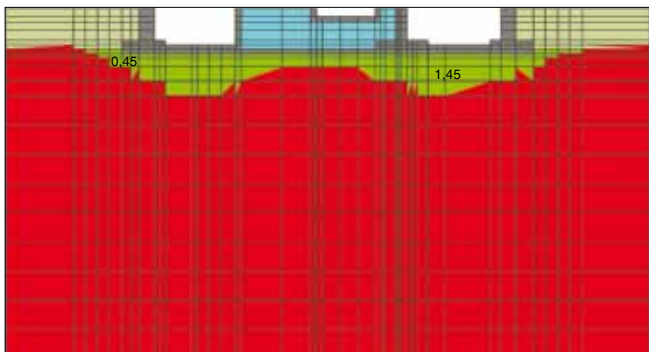


Рис. 2. Очертание границы мерзлого грунта по одному из поперечных сечений здания

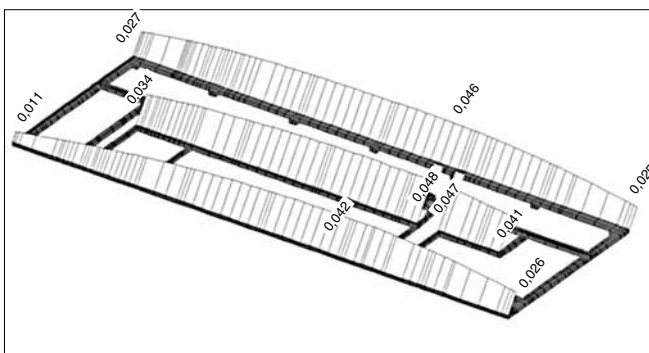


Рис. 3. Эпюры подъемов фундаментов здания без учета жесткости надземных конструкций

(с поверхности), подстилаемыми суглинками мягкопластичными. С учетом повышения влажности в процессе строительства грунты основания могут быть отнесены к среднепучинистым.

В течение зимы 2009–2010 гг. здание не было утеплено, что привело к промораживанию основания и пучению грунтов, сопровождавшихся неравномерным подъемом надземных конструкций. Вследствие этого в кирпичных стенах здания образовались сквозные трещины с раскрытием до 30 мм (рис. 1).

Расчетный анализ промерзания и пучения был выполнен с помощью модуля «Termoground», являющегося составной частью конечно-элементного комплекса «FEM models», разработанного геотехниками группы компаний «Геореконструкция». Рассматривалась задача промерзания и пучения грунтов основания, деформирующихся совместно с надземными конструкциями. Такая задача в пространственной постановке, по-видимому, впервые решалась в мировой практике.

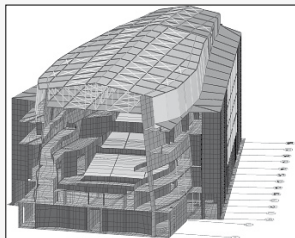
Особенности модуля «Termoground», выполняющего оценку теплофизических процессов в спектре отрицательных температур, излагались ранее [1, 2]. Для моделирования цикла промерзания-оттаивание была сформирована конечно-элементная модель здания и основания, после чего по имеющимся метеорологическим данным решена температурная задача. Очертание зоны мерзлого грунта при максимальной промерзании по одному из сечений здания показано на рис. 2. Там же подписаны значения глубины промерзания грунта ниже подошвы фундаментов для некоторых участков. ⇒



190005, Санкт-Петербург,  
Измайловский пр., 4  
Тел./факс: (812) 316-6118,  
575-3587, 251-7098  
e-mail: mail@georec.spb.ru  
http://www.georec.spb.ru

## ПРОЕКТНО-ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ

- разработка раздела «Конструкции» для зданий и сооружений любого уровня сложности, заводов и подземных сооружений;
- инженерно-геологические изыскания, пригодные для выполнения современных расчетов;
- уникальные возможности совместных расчетов зданий и оснований в соответствии с требованиями 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»;
- мониторинг (инструментальный надзор и контроль за строительством) в соответствии с требованиями 384-ФЗ;
- обследование зданий и сооружений с выявлением причин деформаций и оценкой эксплуатационного ресурса;
- геотехническое обоснование с учетом реологических свойств грунтов в соответствии с требованиями 384-ФЗ



Реклама



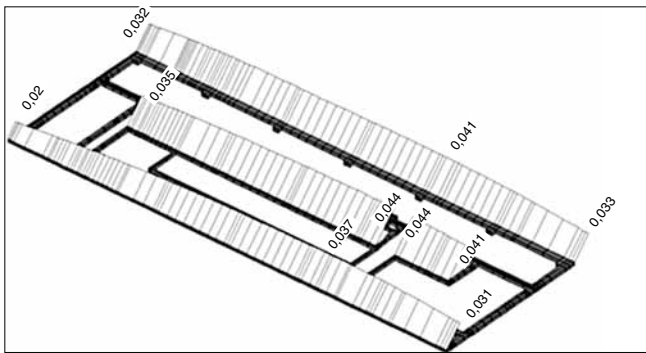


Рис. 4. Эпюры подъемов фундаментов здания с учетом жесткости надземных конструкций

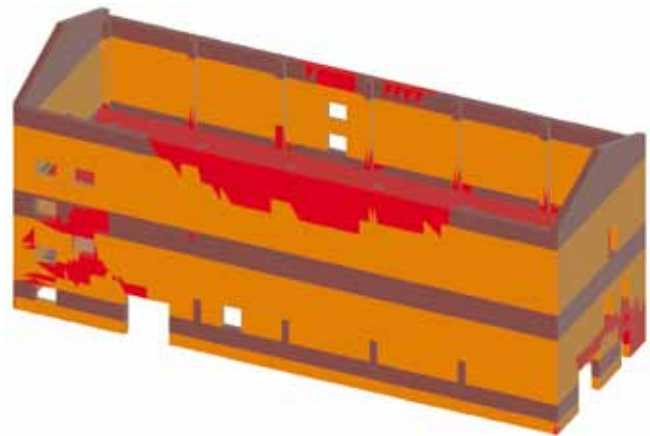


Рис. 7. Зоны, в которых растягивающие напряжения больше расчетного сопротивления кладки на растяжение

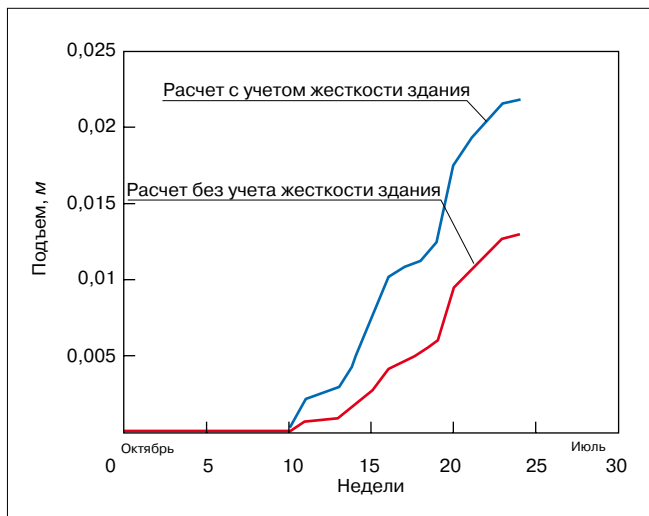


Рис. 5. Расчетный график вертикальных перемещений угловой точки здания

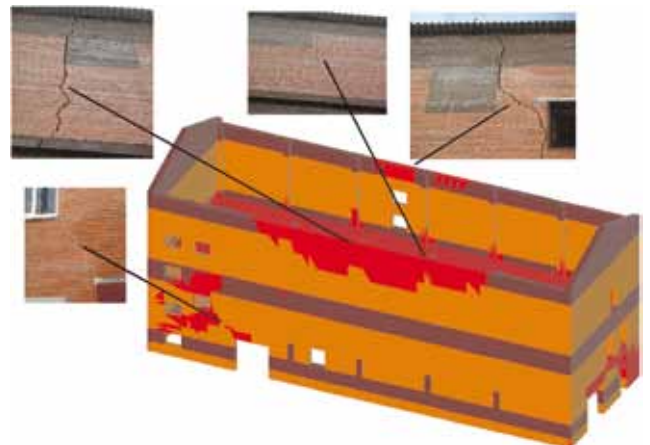


Рис. 8. Области ожидаемых трещин (показаны красным цветом) и фактические трещины в продольных наружных стенах здания

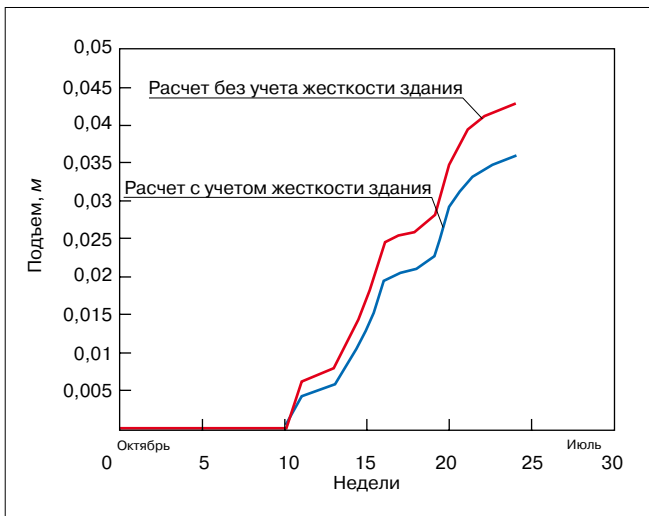


Рис. 6. Расчетный график вертикальных перемещений центральной точки наружной стены здания

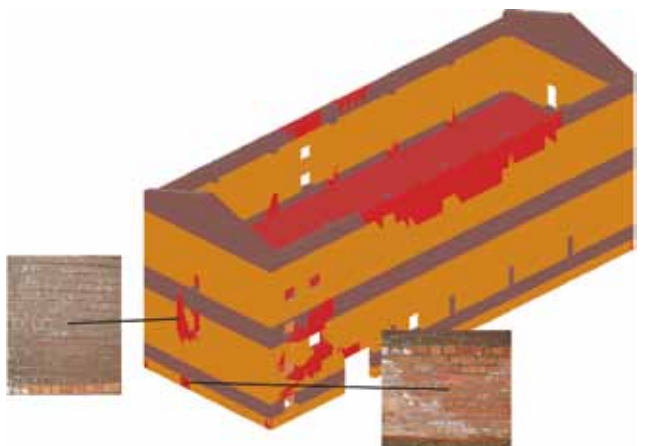


Рис. 9. Области ожидаемых трещин (показаны красным цветом) и фактические трещины в поперечной наружной стене здания

Максимальная глубина промерзания, сосредоточенная под каналами, достигает 1,45 м (рис. 2). Отмечается также промерзание грунта нормально заглубленных фундаментов с наружной стороны, что объясняется большей теплопроводностью бетона, через который отрицательная температура достигает внешних граней. Как следует из рис. 2, промерзание основания характеризуется крайней неравно-

мерностью, что исключает аналитическую оценку подъемов конструкций с учетом их жесткости.

Сложность в решении задачи с учетом жесткости здания обусловлена следующим. Здание получило трещины, которые изменяют жесткость, что проблематично заложить в расчетную схему. В связи с этим расчет выполнен без учета трещин с заданием различных значений жесткости здания. Некоторые



результаты численного решения задачи пучения показаны на рис. 3 и 4, где приведены эпюры подъемов фундаментов без учета и с учетом жесткости надземных конструкций.

На рис. 3 показан характер деформаций здания при выгодных условиях решения, жесткость наземных конструкций не учитывается. По этому расчету характер деформаций здания представляет собой выгиб, что принципиально соответствует наблюдаемому. Максимальное перемещение пучения составило 48 мм. С учетом же жесткости здания (рис. 4) максимальный подъем здания составляет 44 мм, при этом за счет жесткости осадки выравниваются, что, однако, приводит к концентрациям напряжений в кладке и появлению трещин.

На рис. 5, 6 показаны графики подъема во времени для угловой части здания и для середины наружной стены. Из этих рисунков видно, что учет жесткости здания приводит к выравниванию вертикальных перемещений стены, увеличивая ее в угловой части и уменьшая в центральной.

Сравним характер ожидаемых трещин в наружных стенах с наблюдавшимися в натуральных условиях. По нормам для каменных конструкций при марке раствора 50 и выше, что характерно для рассматриваемого здания, расчетное сопротивление для кладки при проверке по главным растягивающим напряжениям при изгибе составляет 120 кПа. На рис. 7 отдельно выделены конечные элементы расчетной схемы здания, где красным цветом показаны зоны, в которых растягивающие напряжения по расчету превышают 120 кПа. Элементы кровли на рисунках не показаны. Из

рисунка видно, что ожидаемые зоны растяжения приурочены к верху наружных стен в центральной их части, а также на участках возможной концентрации напряжений у проемов. Интересно, что эти зоны соответствуют расположению фактически наблюдавшихся трещин (рис. 8, 9).

Таким образом, существующий расчетный аппарат позволяет корректно прогнозировать как температурные поля, так и НДС в конструкциях в пространственной постановке. Ключевым положением рассматриваемого расчета является не ограничение деформаций подъема, а сопоставление напряжений в элементах надземных конструкций с предельными растягивающими напряжениями, что является естественным следствием совместного расчета.

#### Список литературы

1. Kudryavtsev S.A., Sakharov I.I., Paramonov V.N. Numerical forecast of freezing, heave and thawing of soils under footings in three-dimensional mode. Permafrost engineering. Proceeding of the fifth International symposium on permafrost engineering (2–4 September 2002, Yakutsk, Russia). Yakutsk: Permafrost Institute Press, 2002. Vol.1. p. 198–202.
2. Сахаров И.И., Кудрявцев С.А., Парамонов В.Н. Расчет промерзания, пучения и оттаивания оснований малоуглубленных фундаментов // Межд. науч.-практич. конф. Аэродромы и дороги. Основания и фундаменты. 23 апреля 2002 г.: Сб. докладов. Санкт-Петербург: ВИТУ, 2002. С. 91–96.

## Проблемы архитектурного образования в России

20 января 2011 г. в Союзе архитекторов России прошла пресс-конференция на тему «Проблемы перехода к непрерывному архитектурному образованию в России: новые образовательные стандарты, квалификационная аттестация, регистр квалифицированных архитекторов, законодательство в сфере профессиональной деятельности».

Предстоящее вступление России в ВТО свидетельствует о необходимости перехода системы образования и подтверждения квалификации архитекторов на общепринятые мировые стандарты, которые формируются на базе непрерывного профессионального образования.

Уникальность современной российской ситуации в том, что одновременно реформируются архитектурные вузы (переход на федеральные государственные образовательные стандарты); архитектурная профессия и лицензирование (создание СПО); система начального, среднего и среднего специального образования (новый «Закон об образовании»). Такая ситуация является возможностью для создания скоординированной системы школа – техникум – вуз – лицензирование – практика.

Открывая пресс-конференцию, президент САР А.В. Боков сказал, что в последнее время численность практикующих архитекторов в России, составляющая по оценке Союза архитекторов около 16 тыс. (официальной статистики нет), не увеличивается. В нашей стране специалистов этого профиля готовят более 50 высших учебных заведений. В Европе, где существует порядка 150 вузов, численность практикующих архитекторов составляет около 250 тыс.

Президент РААСН acad. А.П. Кудрявцев отметил, что Федеральный закон 94-ФЗ от 21.07.2005 г. «О размещении заказов на поставки товаров, выполнение работ, оказание услуг для государственных и муниципальных нужд», который постоянно дополняется, разрушил важнейший инструмент включения студентов и молодых архитекторов в архитектурную практику (участие в творческих конкурсах; возможность формировать молодежные инновационные мастерские).

Зам. председателя Совета по образованию САР Е.С. Баженова обратила внимание участников конференции на существующее законодательство в области архитектурной и строительной деятельности. В настоящее время профессия находится в законодательном вакууме: определение и само слово «архитектор» в законах отсутствует. Система саморегулирования, выдающая лицензии на право выполнять проектирование юридиче-

ским лицам и призванная защитить рынок от непрофессионализма, свою главную функцию не выполняет. Выходом из этой ситуации является ответственность физического лица, как это принято во всем мире.

Ректор МАрХИ acad. Д.О. Швидковский отметил, что в сложившейся ситуации встает задача нахождения баланса между необходимым сохранением традиций российской архитектурной школы и реформой образования в России. Однако из нового закона непонятно, как будут существовать архитектурные школы, которые должны стать институтами, по закону лицензиями возможности готовить магистров, вести научную деятельность и заниматься повышением квалификации.

Необходимости решения этих наболевших вопросов был посвящен V Пленум правления Союза архитекторов России, где был организован Совет САР по архитектурному образованию и аттестации (см. «Жилищное строительство», 2010, № 11, С. 31).

Главная цель Совета по образованию Союза архитекторов России в нынешнем году – сформировать в России систему непрерывного образования в области профессиональной деятельности. Первые практические шаги уже сделаны – подготовлены поправки в новый закон об образовании. Союз архитекторов разработал Положение о квалификационной аттестации физических лиц на добровольной основе и начал выдавать квалификационные аттестаты, формируя реестр квалифицированных архитекторов РФ. Начата работа по созданию стандарта профессии в России, он будет представлен общественности до конца 2011 г. По договоренности с Министерством образования и науки РФ принято решение о запуске пилотного проекта по созданию рейтинга архитектурных школ.

В ближайших планах Союза архитекторов – ввести для архитекторов двухступенчатую систему образования, состоящую из академической ступени (высшая школа) и практической (стажировка (интернатура) на рабочем месте), завершающуюся включением в реестр квалифицированных архитекторов.

По материалам пресс-службы Союза архитекторов России

УДК 728.1.011 (075.8)

*Г.У. КОЗАЧУН, канд. эконом. наук, Сибирская автомобильно-дорожная академия (СибАДИ);  
Н.А. ЛАПКО, инженер-архитектор (lanalex\_85@mail.ru), ООО «Горпроект» (Омск)*

## Современная типология жилых зданий

### Часть II\*

*Рассмотрены типы жилых зданий, появление которых связано с развитием рыночных отношений. Предложены новые критерии и типологические показатели жилых зданий, отражающие более объективно складывающуюся новую типологию, соответствующие запросам основных социальных групп населения в новых социально-экономических условиях. Выделен главный фактор социальной ориентации на потребителей жилых домов и квартир: малоимущие – социальное жилье, средний класс – квартиры улучшенной планировки и коттеджи, семьи с высоким уровнем доходов – элитные дома и особняки.*

**Ключевые слова:** типология жилища, социальное жилье, коттедж, квартира-студия, усадебная застройка, планировочная структура, жилая ячейка.

В рыночных условиях жилищного строительства широкое распространение получили новые типы многоэтажных жилых домов с квартирами улучшенной планировки, рассчитанные на семьи со средним уровнем доходов. Особенностью объемно-планировочных решений таких жилых домов являются прежде всего увеличенные размеры квартир. Так, общая площадь однокомнатных квартир с увеличенной площадью на рынке жилья в Омске и Новосибирске достигает 60 м<sup>2</sup> и более, а двухкомнатных – более 85 м<sup>2</sup>, что соответствует четырех- и пятикомнатным квартирам социальных жилых домов. При этом особенностью объемно-планировочных решений квартир улучшенной планировки является увеличение общей площади за счет увеличения площади помещений, таких же как и в социальном жилье, без изменения их структуры. Общая комната может достигать 35,5 м<sup>2</sup> и более, спальни – 30 м<sup>2</sup>, кухни-столовые – 35 м<sup>2</sup>, ванные – 8,5 м<sup>2</sup>.

Среди этого типа квартир имеются квартиры *повышенной комфортности*, рассчитанные на семьи с высоким уровнем доходов. Общая площадь в таких квартирах составляет 177–300 м<sup>2</sup> при рыночной стоимости 8500–15100 тыс. р. и более (рис. 1, а). Также следует отметить повышенные требования к архитектурной выразительности таких домов, которые отражаются не только на пластике фасадов, но и на его облике в праздничные дни или ночью. Причем такие требования предъявляются не на этапе эксплуатации объекта, а уже на стадии эскизного проектирования (рис. 1, б, в).

Рассматривая предложенную планировку квартиры (рис. 1, а), можно сделать вывод, что данная квартира является комфортной для семьи из 1–5 человек, поскольку возможность перепланировки позволит организовать дополнительные комнаты. По объемно-планировочным решениям такие квартиры характеризуются наличием просторной кухни-столовой либо отдельно кухни и отдельно столовой, комнатой личной гигиены, постирочной. Кроме стандартного набора помещений в отдельных проектах предусматри-

ваются помещения, ранее не встречавшиеся в квартирах многоэтажных жилых домов, например сауна (рис. 2, а).

Одновременно следует отметить, что, несмотря на большие общие площади квартир, в проектах недостаточны или вообще отсутствуют кладовые, гардеробные, постирочные и другие помещения, делающие квартиры действительно комфортными (рис. 2, б).

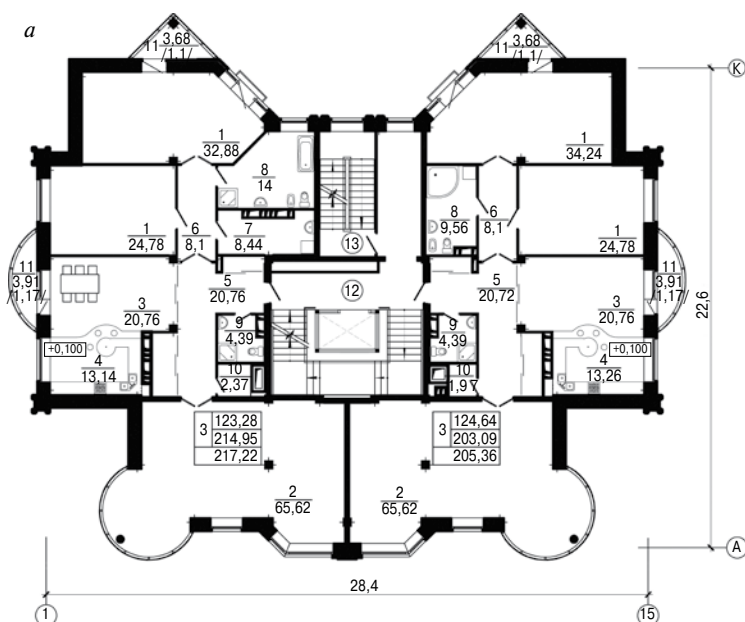
Рынок жилья вызвал появление нового типа многоэтажных жилых домов с квартирами *свободной планировки*, при которой возможно изменение количества помещений и их размеров в пределах общей площади квартиры либо совмещение смежных квартир. По объемно-планировочным решениям такие дома следует отнести к домам с квартирами улучшенной планировки. Это, как правило, блок-секционные или точечные жилые дома с различным набором квартир, где фиксировано только размещение санитарных узлов. Примеры планировки таких домов приведены на рис. 3.

Преимущества проектов жилых домов со свободной планировкой – возможность учесть запросы покупателей в процессе строительства, а также возможность дальнейшей перепланировки в связи с изменившимися потребностями семьи в тех или иных помещениях.

К недостаткам следует отнести ограниченность вариантов планировки квартир, поскольку количество помещений, а отсюда и свобода планировки зависят непосредственно от количества окон и инженерно-конструктивных возможностей (вентиляции, вертикальных инженерных коммуникаций, шага колонн и др.). Например, при трех окнах в объеме квартиры можно запроектировать только двухкомнатную или однокомнатную квартиру. По нашему мнению, для жилых домов со свободной планировкой следует изменить количество оконных проемов, отказавшись частично от широких окон, и увеличить членение, поскольку два окна часто позволяют из одного помещения запроектировать два.

Третья группа типов жилых домов в новых социально-экономических условиях России призвана удовлетворить

\* Часть I см. журнал «Жилищное строительство» № 1, 2011 г.



**Рис. 1.** Проектируемый 19-квартирный 9-этажный жилой дом повышенной комфортности (Тюмень, ул. Пржевальского—Севастопольская—Римская; авторы проекта: арх. В.Н. Банникова, В.В. Антонова, Е.А. Ташинов, главный конструктор А.В. Зеленский, ООО «Горпроект», Омск): а — планировочное решение типового этажа: 1 — спальня; 2 — гостиная; 3 — столовая; 4 — кухня; 5 — холл; 6 — коридор; 7 — просторная; 8 — комната личной гигиены; 9 — гостевой санузел; 10 — кладовая; 11 — балкон; 12 — лестнично-лифтовый узел; 13 — незадымляемая лестница; б — главный вид фасада (на рисунке рассматриваемый фасад справа) в праздничный день; в — освещение жилых домов в вечернее и ночное время суток

потребность достаточно малочисленной группы семей, которая составляет 5–7% от общей численности и представлена семьями с высоким уровнем доходов. Однако в архитектурном проектировании и градостроительстве эти дома занимают важное место, поскольку играют роль доминант, акцентов в градостроительстве и имеют более высокий уровень архитектурных решений.

Удовлетворить потребность в решении жилищного вопроса семьи с высоким уровнем доходов призвана на рынке жилья третья основная группа жилых домов: уже отмеченные квартиры повышенной комфортности с площадью от 177 м<sup>2</sup>, проектируемые частично в домах с квартирами улучшенной планировки или в домах приближенных к элитным, непосредственно квартиры в элитных жилых домах, а также особняки. Последние характеризуются большими размерами общей площади, развитым составом помещений, наличием приусадебного участка площадью от 0,15 га и более.

На рынке жилья и в практике архитектурного проектирования и строительства сложились определенные требования к элитным жилым домам.

Многоквартирные элитные жилые дома должны отвечать ряду условий и иметь определенные типологические характеристики. В практике проектирования и строительства часто к элитным жилым домам относят дома, которые не могут считаться таковыми, поскольку не отвечают ряду показателей, в том числе и по объемно-планировочным решениям. Например, наличие малокомнатных квартир в доме, количество квартир на площадке более двух, неохраняемая территория и т. д.

В настоящее время нет четкой классификации элитного жилья. Границы, определяющие жилье как элитное или повышенной комфортности, весьма расплывчаты. Расширенная шкала показателей, наличие которых позволяет отнести жилье к элитному, выглядит следующим образом:

– уникальное местоположение объекта – исторический центр города или прилегающие к нему территории, отлич-

ные видовые характеристики из окон, престижность района и архитектурная выразительность его застройки;

– индивидуальность архитектурного решения (отделка фасада с применением архитектурных деталей, фасонного кирпича, ковки, натурального камня, мозаичной плитки, скульптур). Вестибюли и лестнично-лифтовые холлы – отделка люкс с использованием натурального дерева, камня, подвесных и кессонных потолков, элементов декора, венецианской штукатурки, зеркал, люстр, произведений искусства, современной мебели;

– высококачественные строительные материалы ведущих производителей (для нового строительства);

– круглосуточная охрана дома и территории;

– этажность здания не более 7 этажей, в том числе 1–2 этажа нежилых;

– высокий уровень предлагаемого сервиса (служба консьержей, служба уборки квартир, сауны, химчистка, кафе, косметический кабинет, спортивный и тренажерный залы, бассейн, помещение временного пребывания детей, детская игровая площадка, бильярдная, подземный паркинг, площадки барбекю для отдыха жильцов дома и т. д.). Без каждой отдельной услуги дом может быть элитным, однако 2–3 такие услуги обязательны. Кроме того, должны быть услуги (1–2 услуги) только для жильцов дома;

– расширенный состав помещений по функциональному назначению, включающий такие помещения, как столовая, гостиная, кабинет, библиотека, тренажерная, зимний сад, кладовая хозяйственного назначения, постирочная, гладильная, комната личной гигиены, наличие гостевого санитарного узла;

– высокое инженерно-техническое оснащение здания (звукоизоляция, стеклопакеты люкс, современные скоростные бесшумные лифты, центральная приточно-вытяжная вентиляция и системы кондиционирования, биметаллические радиаторы с терморегуляторами, автономная система водо- и теплоснабжения, мощность электросети не ме-

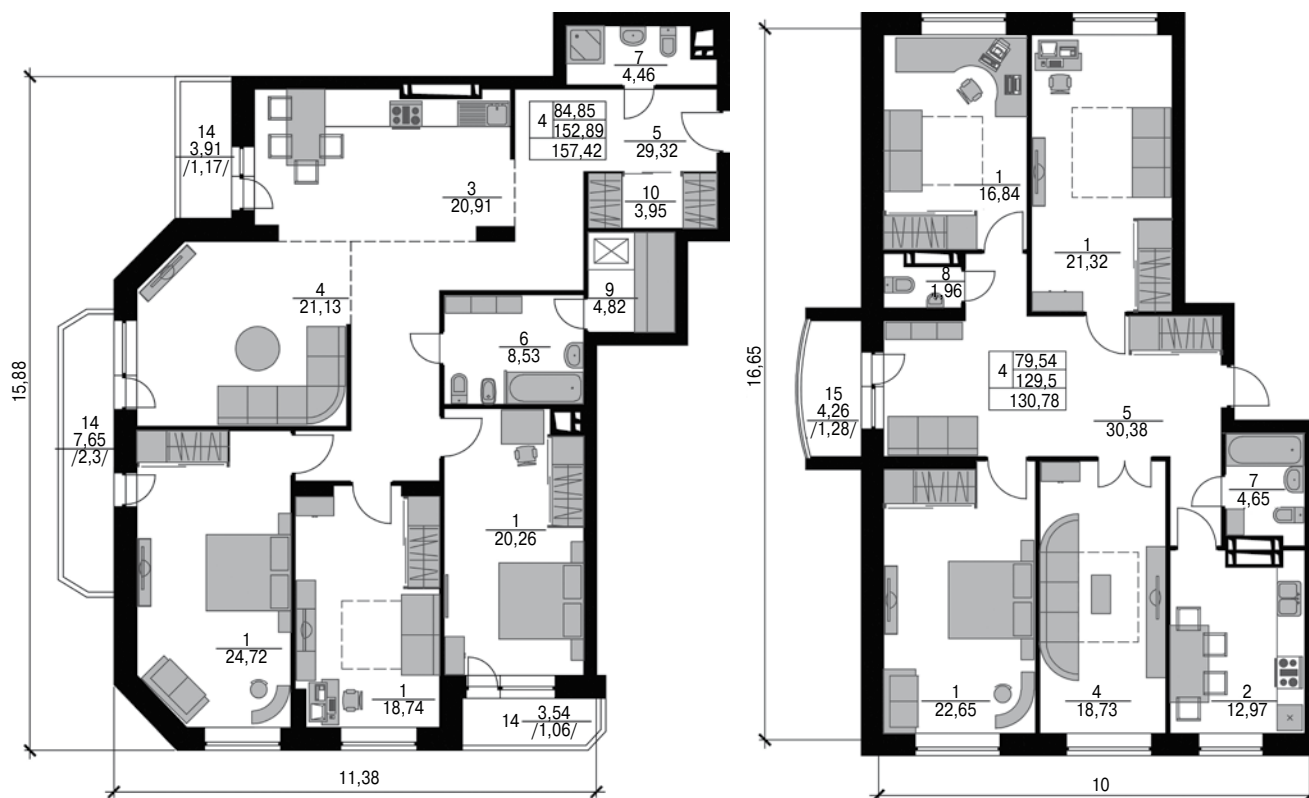


Рис. 2. Планировочная структура 4-комнатных квартир с расстановкой основного набора мебели: 1 – жилая комната; 2 – кухня; 3 – кухня-столовая; 4 – гостиная; 5 – прихожая; 6 – ванная; 7 – совмещенный санузел; 8 – туалет; 9 – сауна; 10 – гардеробная; 11, 12 – кладовая; 13 – тамбур; 14 – балкон; 15 – лоджия: а – планировочное решение квартиры улучшенной планировки (Новосибирск, ул. Аникина, 12); б – планировочное решение 4-комнатной квартиры жилого дома (Омск, ул. 10 Лет Октября / ул. Куйбышева)

нее 20 кВт на каждую квартиру, системы видеонаблюдения, домофон, система телекоммуникаций, Интернет, адресная противопожарная сигнализация);

- высота потолков не менее 3 м;
- возможность перепланировки квартиры под требования конкретного покупателя, (свободная планировка), наличие изолированных комнат, по конфигурации приближенных к квадрату, и большой кухни (не менее 15 м<sup>2</sup>);
- количество квартир в доме не более 30–35;
- не более 2–3 квартир на одной площадке;
- наличие квартир в двух уровнях в зависимости от объемно-планировочного решения;
- социальная однородность жильцов;
- подземный гараж (не менее двух машино-мест на квартиру);
- возможность входа в дом из подземного гаража;
- высокий уровень благоустройства прилегающей территории (озелененная территория с наличием детской, спортивной площадок, площадки для отдыха взрослых и выгула собак);
- хорошо освещаемая улица и преддомовая территория.

Отсутствие одного из вышеперечисленных параметров выводит дом из класса элитных и переводит в категорию домов высокого уровня комфортности.

Архитектурное решение элитных жилых домов отличается своей выразительностью, в связи с чем они должны выступать как доминанты или акценты в застройке квартала или микрорайона.

Объем элитного строительства, учитывая затраты на возведение подобных домов, должен обосновываться в каждом городе исходя из спроса на этот тип жилья, поскольку аль-

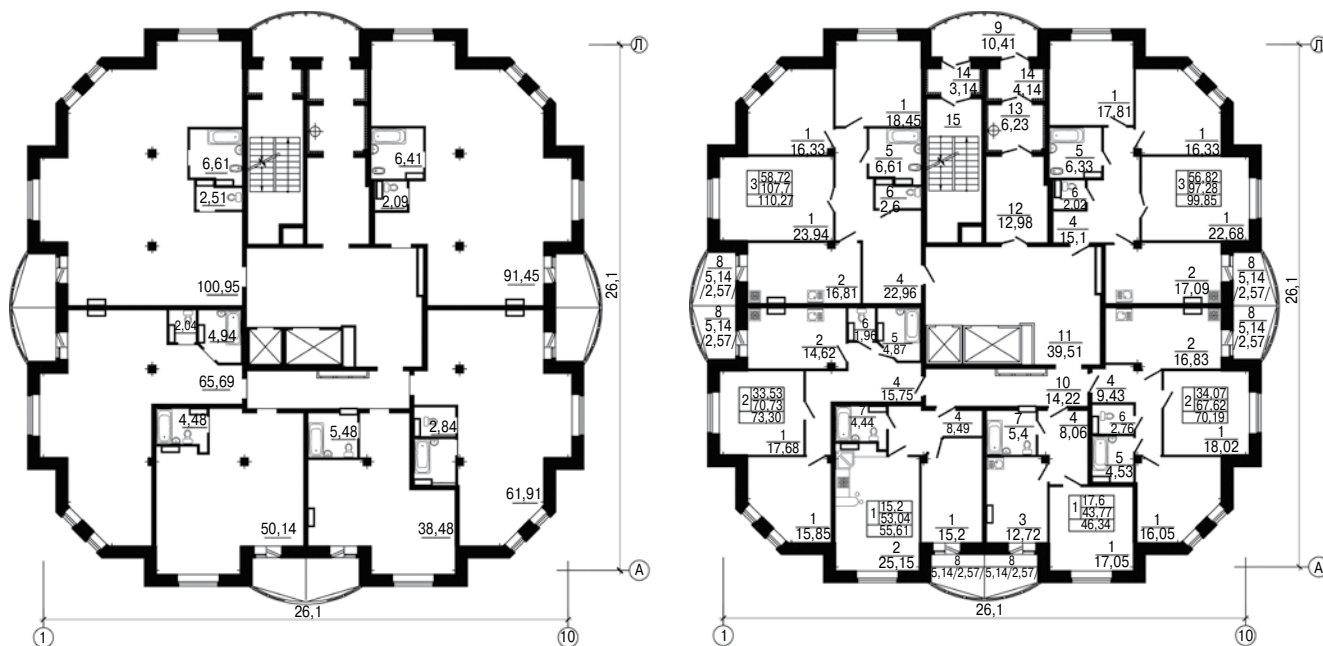
тернативой этому строительству являются *особняки*, имеющие ряд преимуществ по сравнению с квартирой в элитном доме. Это прежде всего наличие земельного участка и дома-особняка, хозяйственных построек как единого комплекса недвижимости, находящегося в личной собственности владельца. Изолированность от соседей, расширенный состав помещений в доме, возможность иметь на участке хозяйственно-бытовые постройки, экологически чистая среда, возможность заниматься любительским садоводством, цветоводством, огородничеством, возможностью организации отдыха на участке и другие преимущества в сравнении с квартирой в элитном доме делают этот тип нового строительства конкурентным элитным многоквартирным жилым домам.

Элитные жилые дома в отличие от особняков имеют основное преимущество в том, что они расположены в центральных или прилегающих к центру престижных районах города, что исключает необходимость длительных ежедневных трудовых и культурно-бытовых поездок в город и обратно.

К одному из важнейших типологических показателей жилья в условиях рынка, не нашедших отражения в специальной литературе, является состав помещений квартиры или индивидуального жилого дома, который в значительной степени отражает комфортность жилища. Данный показатель не имел смысла в прежней типологии жилья, поскольку состав помещений был установлен едиными строительными нормами и правилами, которые не могли учесть социальную неоднородность населения.

На состав помещений жилища оказывает влияние ряд факторов, к важнейшим из которых относятся социально-экономический уровень развития страны, региона, демо-





**Рис. 3.** 16-этажный жилой дом серии «Континенталь» в Омске на пересечении бульвара Архитекторов и ул. Степанца, с условно свободной объемно-планировочной структурой. Конструктивное решение – монолитный несущий каркас с железобетонными колоннами: а – пример типового этажа с возможностью индивидуального выбора объемно-планировочного решения квартиры, также возможно совмещение смежных квартир в рамках требований СНиП 31-01-2003; б – вариант планировочного решения: 1 – спальня; 2 – кухня-столовая; 3 – кухня; 4 – прихожая; 5 – ванная; 6 – туалет; 7 – совмещенный санузел; 8 – лоджия; 9 – балкон; 10 – приквартирный холл; 11 – лифтовый холл; 12 – холл; 13 – помещение мусоросборника; 14 – тамбур; 15 – незадымляемая лестница

графический и количественный состав семьи, тип жилого дома и место строительства, бытовые и трудовые процессы, происходящие в доме или квартире, профессиональная занятость членов семьи, уровень доходов и др.

По составу помещений можно выделить прежде всего **жилища с ограниченным составом**, что соответствует социальным жилым домам, а также многим проектам жилых домов, претендующим на дома с квартирами улучшенной планировки. В состав квартир этих домов входят: общая комната; спальни в зависимости от количественного состава и демографической структуры семьи; кухня; санитарный блок, совмещенный или раздельный; прихожая, иногда совмещенная с коридором, соединяющим помещения между собой; летние помещения в виде балкона, лоджии, веранды в индивидуальном жилом доме. Обеспеченность на одного члена семьи составляет 18–25 м<sup>2</sup>.

Ко **второму типу** жилых домов и квартир относятся **квартиры и жилые дома с расширенным составом помещений**, к ним следует отнести квартиры улучшенной планировки, в которых кроме помещений, предусматриваемых в социальных жилых домах, предусмотрены дополнительно комнаты такого функционального назначения, как кабинет-библиотека, детская, гостевая, а также гардеробная, а для трех-, четырехкомнатных – две кладовые, летние помещения, что зачастую отсутствует в проектах. К этой же группе следует отнести и современные коттеджи для среднего класса, квартиры в блокированных жилых домах, где предусмотрены такие помещения.

К **третьей группе** по развитости состава помещений относятся **квартиры и индивидуальные жилые дома с развитым составом помещений**, что соответствует квартирам повышенной комфортности, квартирам в элитных жилых домах и особняках. Состав помещений может насчитывать до двадцати и более помещений, в том числе такие, которые не

предусматриваются в предыдущих квартирах. Это гостевая, помещение для obsługi или домработницы, домашний кино-театр, бильярдная, комната отдыха, постирочная, гладильная, сауна, бассейн, зимний сад и др. Общая площадь помещений, например особняков, может достигать 800–1000 м<sup>2</sup>.

Не нашел пока своего места в учебной, нормативной и специальной литературе и такой показатель типологии жилища, который был основным до государственного жилищного строительства и возвращается вновь как назначение жилища для проживания своей семьи либо сдачи в аренду. Фактически имеет место легализация доходных жилых домов, имевших широкое распространение в России. Так, только в Москве сохранились до сих пор как памятники архитектуры 56 бывших доходных жилых домов. Имеют они фактически во всех исторических городах, где возводились с учетом доступности различных социальных классов и сословий. В новых условиях доходные жилые дома могут отличаться по форме собственности и быть частными, находиться в коллективной собственности, муниципальными, федеральными. Они отличаются по этажности, местоположению в системе расселения и планировочной структуре населенного пункта, конструктивному решению и другим показателям. Актуальность этого вопроса очевидна в условиях строительного кризиса, когда тысячи построенных квартир не находят реализации на рынке жилья. Превращение их в доходные жилые дома может позволить уменьшить влияние кризиса на строительный комплекс при одновременном сокращении дефицита жилья.

#### Список литературы

1. Архитектурное проектирование жилых зданий / Под ред. М.В. Лисициана, Е.С. Пронина. М.: Архитектура-С, 2006. 488 с.
2. Молчанов В.М. Теоретические основы проектирования жилых зданий: Учебное пособие. 2-е изд., перераб. и доп. Ростов-на-Дону: Феникс, 2003. 240 с.

УДК 556

А.Л. БОЛЬШЕРОТОВ, канд. техн. наук,  
Московский государственный строительный университет

## Экологическая парадигма – детерминированная «планетарная модель»

*Показана необходимость комплексной оценки экологической безопасности строительства. Приведен новый методологический подход к оценке экологической безопасности и предложен метод комплексной оценки – детерминированная «планетарная модель».*

**Ключевые слова:** комплексная система экологической безопасности строительства, концентрация строительных объектов (недвижимости), экологическая парадигма, детерминированная «планетарная модель».

Строительный объект, построенный из экологически чистых материалов, тем не менее оказывает негативное воздействие на окружающую среду и на человека. Это воздействие делится на прямое и опосредованное.

К *прямому* воздействию относятся все виды ущерба окружающей среде и человеку: уничтожение флоры и фауны; нарушение гидрогеологического режима территории; нарушение геологической структуры литосферы; изменение ландшафта; уничтожение плодородного слоя почвы; давление на грунт, эмоциональное воздействие и т. д.

*Опосредованное* воздействие выражается в следующем:

- появление эффекта концентрации строительных объектов (недвижимости) на единице территории [1];
- концентрации вокруг основного строительного объекта сопутствующей ему инфраструктуры со своим техногенным воздействием на окружающую среду (бойлерные, трансформаторные подстанции, автостоянки и т. д.);
- увеличение техногенного воздействия на окружающую среду в местах функционирования поставщиков ресурсов (ТЭЦ, ГЭС, котельная, станция водоподготовки, газовое хозяйство и т. д.);
- увеличение техногенного воздействия на окружающую среду в местах утилизации отходов от данного объекта (свалки, мусоросжигательные заводы, станции аэрации и т. д.);
- увеличение в месте строительства или эксплуатации строительного объекта (недвижимости) техногенной нагрузки за счет концентрации средств транспорта, техники, машин и механизмов.

Комплексная оценка такого сложного спектра воздействий требует нового подхода [2], новой методологии оценки. Известные на сегодняшний день методы матриц, контрольных списков и т. д. не позволяют сделать это.

В связи с этим предлагается новая методология экологической оценки, новая экологическая парадигма – детерминированная «планетарная модель».

Экологический процесс – это совокупность и взаимосвязанность основных воздействующих факторов и случайных флуктуаций, накладываемых на эту тенденцию [3]. Детерминированная «планетарная модель» учитывает все эти стороны экологического процесса.

Для проведения оценки экологической безопасности строительства с помощью детерминированной «планетарной модели» возьмем в качестве примера *обособленный объект* – жилой дом и выявим все его взаимосвязи, все взаимоотношенности связанных с ним других объектов материального окружающего мира.

Присвоим рассматриваемому строительному объекту наименование «**объект 1-го порядка**». Такое наименование будет означать, что это основной объект.

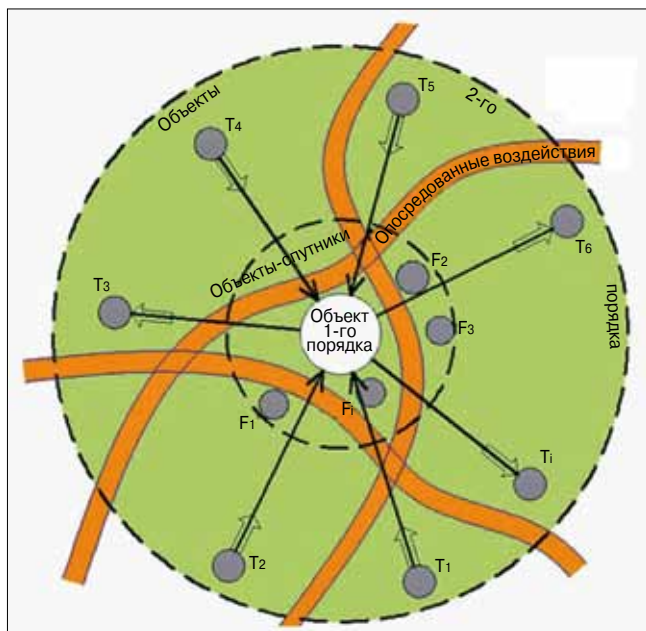
Объект 1-го порядка всегда имеет ряд негативных воздействий на окружающую среду и имеет ряд загрязняющих факторов как на стадии строительства объекта, так и на стадии эксплуатации.

С помощью традиционных методов (контрольные списки, матрицы, сети и т. д.) в зависимости от наличия исходных данных и задач оценки опишем и рассчитаем все возможные воздействия от данного объекта.

Одновременно рядом с основным объектом 1-го порядка в процессе строительства и эксплуатации его появляются другие объекты, которых не могло быть в этом месте, не появившись основной объект. Эти объекты являются *только* для объекта 1-го порядка, как правило, для его обслуживания или создания необходимой инфраструктуры, обеспечивающей функционирование самого объекта, а также для удовлетворения различных потребностей людей, пользующихся основным объектом в качестве жилья, места работы, отдыха и т. д. Назовем эти объекты **спутниками**.

К объектам-спутникам жилого дома могут относиться придомовая автостоянка; гараж многоуровневый (подзем-

Новая экологическая парадигма (предложена в 1978 г. американскими социологами У. Каттоном и Р. Данлэпом) – система принципов, утверждающая фундаментальную зависимость человека и общества от биофизической среды обитания: люди живут в конечной биофизической среде, которая налагает существенные ограничения на все виды деятельности. Эта парадигма является основой «альтернативной» социологии, так как признает за биофизическими явлениями роль социальных факторов.



Детерминированная «планетарная модель»: в центре основной объект 1-го порядка; рядом объекты-спутники  $F_1-F_3$ ,  $F_i$ ; удаленные объекты 2-го порядка  $T_1-T_6$ ,  $T_i$ ; опосредованное воздействие выражено в виде трасс движения транспорта

ный или надземный), построенный специально для хранения автомобилей жильцов данного дома; контейнерная площадка; трансформаторная подстанция, построенная специально для данного дома; бойлерная (тепловой пункт) данного дома; детская площадка; спортивная площадка; площадка для выгула собак; сквер данного дома; бытовой городок (на стадии строительства); пункт мойки колес (на стадии строительства); подъездная дорога; временные склады (на стадии строительства); бетонный узел (на стадии строительства) и т. д.

Каждый объект-спутник ( $F_1-F_3$ ,  $F_i$  на рисунке) имеет свой спектр воздействия на окружающую среду. Проведем оценку загрязнения и воздействия объекта-спутника на окружающую среду, так же как и по объектам 1-го порядка.

Тогда, оценив объект 1-го порядка и объекты-спутники, удастся учесть воздействие на окружающую среду от всей инфраструктуры объекта в месте его строительства и эксплуатации.

Но помимо непосредственного места строительства воздействие на окружающую среду от данного объекта 1-го порядка происходит и в месте утилизации отходов и загрязнений, и в местах функционирования поставщиков ресурсов для строительного объекта.

Объекты – поставщики ресурсов и объекты, где происходит утилизация отходов, назовем **объектами 2-го порядка**

( $T_1-T_6$ ,  $T_i$  на рисунке). К объектам – поставщикам ресурсов относятся тепловые станции; котельные; предприятия водо-подготовки; предприятия электроэнергетики; газоснабжающие организации и пр.

К предприятиям, утилизирующим отходы, относятся станции аэрации; мусоросжигательные заводы; мусорные свалки; предприятия по переработке бытовых отходов, крупного бытового мусора; по утилизации автомобилей; по заготовке вторичного сырья; по переработке органических животных остатков; по утилизации химических и радиоактивных отходов и др.

Данные объекты 2-го порядка имеют свои факторы загрязнения окружающей среды. Например, мусоросжигательные заводы загрязняют атмосферу продуктами горения бытовых отходов. Рассчитав объем поставляемого на мусоросжигательный завод бытового мусора, можем определить величину, которая добавляется к загрязнению атмосферы заводом от сжигания бытового мусора с нашего объекта строительства. Или можем определить величину, которая добавляется к загрязнению окружающей среды объектом, производящим ресурсы для нашего объекта, например при сжигании газа или мазута на ТЭЦ, для выработки необходимого количества тепла, электроэнергии для рассматриваемого объекта 1-го порядка. Последний, но не менее важный фактор воздействия строительства на окружающую среду – это фактор **эмерджентного опосредованного воздействия**.

Величина существующего эмерджентного опосредованного воздействия оценивается на предварительном этапе при выборе площадки строительства расчетом коэффициента степени концентрации строительства  $k_{sk}$ , который отражает концентрацию автотранспорта в месте размещения объекта строительства и соответственно экологические характеристики территории [4].

Увеличение количества автотранспорта вблизи объекта строительства не связано на первый взгляд с ним напрямую и даже не имеет к нему никакого отношения. Однако концентрация транспорта вокруг строительного объекта или объектов недвижимости происходит из-за того, что к объекту строительства подводятся транспортные магистрали, которыми пользуется как транспорт, непосредственно связанный с объектом строительства, так и транзитный транспорт, использующий общедоступную построенную магистраль для транзитного проезда.

В результате строительный объект становится причиной ухудшения экологической обстановки. Проложенная рядом с объектом транзитная магистраль многократно увеличивает опосредованное воздействие строительного объекта на окружающую среду [5]. Величину опосредованного воздействия можно проиллюстрировать расчетом количества автотранспорта, проезжающего за сутки мимо рассматриваемого жилого дома по короткому отрезку дороги длиной в 100 м. По этому отрезку дороги (по две полосы в каждую сторону) по расчету за сутки проедут 60 тыс. ед. автотранспорта. Суммарное загрязнение атмосферы проехавшими машинами за сутки (9590 кг выхлопных газов) многократно превышает все виды загрязнений от ближайших строительных объектов и недвижимости вместе взятых.

Опосредованное воздействие на окружающую среду может оказывать даже только факт наличия какого-либо объекта. К примеру, простой объект-спутник – остановоч-

**Подписка на электронную версию**

Актуальная информация для всех работников  
строительного комплекса

ЖИЛИЩНОЕ  
СТРОИТЕЛЬСТВО

<http://ejournal.rifsm.ru/>

ный павильон городского транспорта является причиной повышенного загрязнения рядом с ним атмосферы, так как останавливающийся на некоторое время общественный транспорт добавляет загрязнения в данном месте экологическому фону, создаваемому потоком проезжающих автомобилей. Поэтому моделирование транспортной ситуации, связанной со строительством, имеет важнейшее значение для экологии территории.

Таким образом, рассмотрев все взаимосвязи обособленного строительного объекта, можно получить суммарную картину загрязнения окружающей среды, связанную с данным объектом. Часть загрязнения образуется и учитывается в точке застройки – это загрязнение от самого объекта 1-го порядка, от его объектов-спутников и от транспорта за счет опосредованного воздействия. А часть загрязнения образуется в месте размещения поставщиков ресурсов и предприятий по утилизации отходов от данного объекта. Учитывая все взаимосвязи строительного объекта и взаимообусловленности явлений материального мира, связанного с этим объектом, получим экологическую парадигму (совокупность методов и подходов) оценки экологической безопасности строительства, названную детерминированной «планетарной моделью».

Детерминированная «планетарная модель» позволяет достаточно точно отражать изменение воздействия на окружающую среду в случае остановки или изменения характера деятельности основного объекта 1-го порядка. Так, если объект 1-го порядка приостановил свою деятельность, то останавливается и объект 2-го порядка, изменяется нагрузка на окружающую среду и у объектов 2-го порядка за счет уменьшения объема обслуживания объекта 1-го порядка. В этом заключается детерминированность метода.

В общем упрощенном виде, без математического прогнозирования детерминированную «планетарную модель» можно представить в виде системы простых алгебраических уравнений, решение которых позволяет проводить оценку экологической безопасности каждого строительного объекта и всей территории в целом.

Рассмотрим вариант обособленного строительного объекта  $B$ .

Данный объект – объект 1-го порядка имеет ряд загрязняющих  $S$  и воздействующих  $R$  факторов на окружающую среду. Величина воздействия  $V$  определяется на стадии проектирования расчетно-прогноznым методом и на стадии эксплуатации методами мониторинга по каждому фактору. Общую величину всех загрязняющих и воздействующих факторов данного объекта 1-го порядка можно записать в следующем виде:

$$\sum_{k=n}^m V_{Sk} \equiv V_{S_n} + V_{S_{n+1}} + \dots + V_{S_{m-1}} + V_{S_m},$$

$$\sum_{k=n}^m R_k \equiv R_n + R_{n+1} + \dots + R_{m-1} + R_m, \quad (1)$$

где  $V$  – величина загрязнения;  $S$  – вид загрязнения;  $R$  – вид воздействия.

Эти загрязнения и негативные воздействия являются суммарным результатом деятельности объекта 1-го порядка  $B$  и его объектов-спутников  $F$ .

Однако разные виды разнонаправленных загрязнений и воздействий, с разными единицами измерения величины загрязнения и воздействия чисто арифметически нельзя сложить и получить результат. Поэтому все расчеты должны принять вид информационной таблицы, из которой наглядно видно, каково общее загрязнение окружающей среды в точке строительства объекта  $B$ , от самого объекта и объектов-«спутников», и какие и в каком объеме загрязнения передаются для утилизации объектам 2-го порядка на другую территорию. Соответственно в точке размещения объектов 2-го порядка увеличится техногенное воздействие на окружающую среду от их функционирования на величину объема утилизации или на величину производства потребляемых ресурсов объектом 1-го порядка. В таблице дана структура информации для оценки экологической безопасности объекта  $B$ .

Показатели таблицы рассчитываются для определенного периода времени. Период времени выбирается исходя из поставленных задач. Для расчета опосредованного воздействия наиболее подходящим периодом являются сутки, так как показатель загрязнения за этот период времени является максимальным по сравнению с недельным или месячным, что более точно отражает нагрузку на окружающую среду. Таблицу нельзя считать матрицей и решать как матрицу в связи с тем, что каждая стро-

Вид загрязнения, воздействия	Вид объекта					$\Sigma$ загрязнений $A = B + \Sigma F_{1..j}$	Вид объекта			
	Объект 1-го порядка	Объекты-спутники					Объекты 2-го порядка			
		$B$	$F_1$	$F_2$	...		$F_i$	$T_1$	$T_2$	...
$S_n$	$V_{S_n}$	$Vf_{1S_n}$	$Vf_{2S_n}$	...	$Vf_{iS_n}$	$V_{S_n} + \sum_{i=1}^n Vf_{iS_n}$	–	–	...	–
$S_{n+1}$	$V_{S_{n+1}}$	$Vf_{1S_{n+1}}$	$Vf_{2S_{n+1}}$	...	$Vf_{iS_{n+1}}$	$V_{S_{n+1}} + \sum_{i=1}^n Vf_{iS_{n+1}}$	–	$V_{S_{n+1}} + \sum_{i=1}^n Vf_{iS_{n+1}}$	...	–
...	...	...	...	...	...	...	–	–	...	–
$S_{m-1}$	$V_{S_{m-1}}$	$Vf_{1S_{m-1}}$	$Vf_{2S_{m-1}}$	...	$Vf_{iS_{m-1}}$	$V_{S_{m-1}} + \sum_{i=1}^n Vf_{iS_{m-1}}$	–	–	...	$V_{S_{m-1}} + \sum_{i=1}^n Vf_{iS_{m-1}}$
$S_m$	$V_{S_m}$	$Vf_{1S_m}$	$Vf_{2S_m}$	...	$Vf_{iS_m}$	$V_{S_m} + \sum_{i=1}^n Vf_{iS_m}$	$V_{S_m} + \sum_{i=1}^n Vf_{iS_m}$	–	...	–
$R_n$	$V_{R_n}$	$Vf_{1R_n}$	$Vf_{2R_n}$	...	$Vf_{iR_n}$					
$R_{n+1}$	$V_{R_{n+1}}$	$Vf_{1R_{n+1}}$	$Vf_{2R_{n+1}}$	...	$Vf_{iR_{n+1}}$					
...	...	...	...	...	...					
$R_{m-1}$	$V_{R_{m-1}}$	$Vf_{1R_{m-1}}$	$Vf_{2R_{m-1}}$	...	$Vf_{iR_{m-1}}$					
$R_m$	$V_{R_m}$	$Vf_{1R_m}$	$Vf_{2R_m}$	...	$Vf_{iR_m}$					



ка таблицы отражает информацию о разных несопоставимых величинах.

Оптимизационного решения оценки экологической безопасности того или иного объекта также не может быть при применении детерминированной «планетарной модели», так как задачей метода является полный и желательный точный учет всех техногенных факторов, связанных так или иначе с появлением строительного объекта, а также учет любых воздействий на окружающую среду, независимо от места их проявления. Прогнозная величина полученного воздействия служит ориентиром для принятия решения о возможности строительства в данном месте на стадии проектирования и прохождения экологической экспертизы, а также является объектом управления при мониторинге окружающей среды и выявлении состояния экологической неустойчивости при рассчитанных детерминированной «планетарной» моделью показателях загрязнения и воздействия в месте неустойчивости.

Последней составляющей информационного массива детерминированной «планетарной модели» является опосредованное воздействие на стадии возведения строительного объекта и его эксплуатации. Расчет загрязнения атмосферы выбросами автотранспорта  $S_i$  на заданном участке магистрали и на оцениваемой территории в целом у  $i$ -го объекта за сутки проводится по формуле:

$$S_i = \sum_{i=l,o,s,m,ml,d} N_i \frac{L_i}{V} E_{vi}, \quad (2)$$

где  $N_i$  – количество  $i$ -го вида транспорта, штук;  $L_i$  – средняя длина пути проезда по территории строительства;  $E_{vi}$  – средний расход топлива данного  $i$ -го вида транспорта на 100 км при скорости движения  $v$ , л;  $V$  – скорость движения транспорта, км/ч;  $l, o, s, m, ml, d$  – виды автотранспорта, пользующегося территорией в месте строительства для проезда.

Экологическая парадигма – детерминированная «планетарная модель» является методом комплексной оценки воздействий строительного объекта на окружающую среду.

#### Список литературы

1. *Большеротов А.Л.* Влияние концентрации строительства на экологическую безопасность // Вестник МГСУ. 2009. № 4. С. 49–54.
2. *Теличенко В.И., Большеротов А.Л.* Комплексная система экологической безопасности строительства // Жилищное строительство. 2010. № 12. С. 2–5.
3. *Гиляров А.М.* Экология в поисках универсальной парадигмы // Природа. 1998. № 3. С. 73–82.
4. *Теличенко В.И., Большеротов А.Л.* Концентрации недвижимости – основной социально-экономический фактор воздействия на экологию окружающей среды // Вестник МГСУ. 2010. № 4. Т. 1. С. 63–67.
5. *Большеротов А.Л.* Система оценки экологической безопасности строительства. М.: АСВ, 2010. 216 с.



НАЦИОНАЛЬНЫЙ  
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
УНИВЕРСИТЕТ

М И С И

МГСУ  
90 ЛЕТ

## Национальный исследовательский университет – Московский Государственный Строительный Университет



1800188 05 03  
(499) 183 25 83

МОБИЛЬНАЯ ЭКОЛОГИЧЕСКАЯ ЛАБОРАТОРИЯ

проводит работы и научные исследования по **комплексной экологической безопасности** территорий и отдельных строительных объектов на базе современного высокоточного оборудования – **мобильной экологической лаборатории** анализа атмосферы, воды и почвы:

- оперативный контроль загрязнения воздуха промышленными выбросами, автомобильным транспортом и др. источниками;
- контроль загрязнения акватории водных объектов, подземных и грунтовых вод;
- оперативный анализ воды;
- анализ загрязнения почвенного покрова;
- оперативная оценка воздействия на окружающую среду различных физических факторов: теплового загрязнения, радиации, шума, излучений и т. д.

Для нового жилищного, рекреационного строительства и развития туризма:

- разработка и создание экологического паспорта территорий;
- выявление и сертификация эталонных экологических территорий;
- оценка степени концентрации строительства (недвижимости) урбанизированных территорий.

---

**E-mail: stae@mgisu.ru    Тел. (499) 183 25 83; (499) 188 05 03**  
**Москва, Ярославское шоссе, 26**

Реклама

# HI-TECH BUILDING-2010

С 7 по 9 декабря 2010 г. в Москве в Гостином Дворе состоялась Девятая Международная выставка-форум HI-TECH BUILDING-2010, на которой представлены инновации для оснащения зданий и перспективы развития строительства энергоэффективных объектов в России. Организаторами выставки выступила компания «МИДЭКСПО» при поддержке Комитета ГД по строительству и земельным отношениям; Комитета ГД по науке и наукоемким технологиям; Департамента городского строительства города Москвы; под патронатом Торгово-промышленной палаты РФ и Московской торгово-промышленной палаты. В выставке приняли участие около 100 участников из России, Германии, Франции, Чехии, Латвии, Финляндии, Швейцарии, Канады, США, Австралии и Китая. Мероприятие посетили более 8 тыс. специалистов.

Международная выставка-форум HI-TECH BUILDING-2010 является единственным отраслевым проектом, демонстрирующим эффективные технологии для оснащения и эксплуатации зданий, проекты «умных домов», «интеллектуальных зданий», технологии по энергосбережению для «пассивного дома», экологическое проектирование и строительство. В Европе и США энергосберегающие технологии в области эксплуатации зданий применяются уже на протяжении многих лет.

В рамках выставки прошла конференция «Green Building в России: комплексный подход к проектированию и строительству зданий и сооружений в соответствии с принципами устойчивого развития», на которой обсуждались вопросы международной системы сертификации зданий и перспективы разработки российского национального зеленого стандарта. В противовес мнению, что зеленое строительство в России невозможно в силу климатических и финансовых причин, генеральный директор Совета по экологическому строительству Г. Имз привел данные отчета, согласно которым экономия при зеленом строительстве в России составляет более 35%. В настоящее время в Москве существует 4 проекта, сертифицированных по BREEM (Великобритания): Ducat Palace III, White Gardens, Arcus III и «Белая Дача».

На семинаре «Проектирование интеллектуальных зданий и умных домов в практике современных архитектурных решений» большой интерес присутствующих вызвал доклад члена правления Российского совета по зеленому строительству Д.Е. Титова, который считает, что

стандартизация DGNB (Германия) самая открытая и адаптированная, так как разработана архитекторами и инженерами, и именно она может послужить основой для создания национального стандарта по зеленому строительству. В его выступлении выделены основные цели построения национальной системы сертификации экоустойчивого строительства: сделать проектирование и строительство экологически безопасных, экономически эффективных и социально полезных зданий повсеместной и повседневной практикой; способствовать появлению единых, общепонятных социально ответственных правил функционирования строительной индустрии и строительного рынка.

Основная задача профессионального конкурса Hi-Tech Building Awards – представить конечным заказчикам самые интересные и перспективные проекты и решения в области автоматизации зданий, а также способствовать установлению конструктивного диалога между девелоперскими, строительными, инвестиционными компаниями и системными интеграторами. В номинации «Комплексная автоматизация для домашнего сектора» лучшими признаны проекты «Частная двухуровневая квартира в Новосибирске» (ООО «Лаборатория комфорта», Новосибирск), «Частная квартира в Санкт-Петербурге» (ООО «ДИЕЗ», Санкт-Петербург), «Система комплексной автоматизации частного жилого дома в г. Пушкин» (INTELVISION, Санкт-Петербург) и «Частный жилой дом в пос. Барвиха.» (НТП «Унисервис», г. Жуковский, Московская обл.); в номинации «Внедрение систем комплексной автоматизации для корпоративного сектора» «Городской Дворец бракосочетаний в Тюмени («Астория», Тюмень).

*Ярким примером «умного дома» – здания, обеспечивающего продуктивное и эффективное использование рабочего пространства, является жилой дом в пос. Барвиха Московской обл. Для обеспечения комфортных климатических условий во всех помещениях в любое время года, а также для обеспечения максимального энергосбережения были разработаны инженерные системы для отдельно стоящего жилого дома, пристройки для охраны и дома прислуги. Основу системы автоматизации и диспетчеризации составляют свободно программируемые коммуникативные контроллеры серии SAUTER EY3600nova.*



*При разработке и внедрении комплексной системы автоматизации двухуровневой квартиры в Новосибирске требованиями заказчика являлись минимальное вмешательство со стороны пользователя; управление с помощью iPod/iPhone; обеспечение высокого уровня комфорта; соответствие дизайну интерьера элементов управления; общее хранение аудио- и видеоконтента, с доступом из любой комнаты квартиры. Специалистам пришлось интегрировать: 80 групп света, 10 датчиков движения и присутствия; 8 зон теплых полов, отопления, вентиляции; 29 приводов штор; 2 группы отключаемых розеток; 8 камер видеонаблюдения; видеодомофонию; 4 зоны защиты от протечек воды; 2 домашних кинотеатра; домашний кинотеатр 4.0: вывод изображения как на TV, так и на проекционный экран; 8 стереозон.*



## ДАЙДЖЕСТ Всемирного совета по высотным зданиям и городской среде (СТВУН)



С 2008 г. в России действует официальное представительство Всемирного совета по высотным зданиям и городской среде (СТВУН) – Консалтинговое агентство «Лобби» (генеральный директор Е.А. Шувалова), одной из задач которого является обеспечение российских специалистов объективной оперативной информацией о деятельности СТВУН. В январе 2011 г. начал выходить электронный дайджест Всемирного совета по высотным зданиям и городской среде (СТВУН) на русском языке, краткое содержание которого мы представляем нашим читателям.

В Послании президента СТВУН профессора Санг-де Кима в частности отмечается, что 2010 г. был трудным для высотного строительства, но он ознаменовался также рядом успехов в этой отрасли: официально открылась Бурж Халифа (высота 828 м) в ОАЭ, заложен фундамент Шанхайской башни (планируемая высота 632 м) в Китае, начато строительство башни Джамсил Лотте (планируемая высота 555 м) в Южной Корее.

Одной из важнейших задач на 2011 г. профессор Санг-де Ким считает всемерное содействие распространению актуальной информации и знаний о высотных зданиях, обеспечение членов Совета как данными академических исследований, так и практическими результатами проектирования и строительства реальных объектов. Также планируется расширение географического присутствия СТВУН за счет привлечения новых членов, в основном из Китая, Кореи, Японии и других стран.

По инициативе CIB, СТВУН и ЮНЕСКО создадут «Карту актуальных исследований в сфере высотного строительства». Это обусловлено необходимостью объединить и согласовать разрозненные многочисленные исследования, которые ведут научно-исследовательские и академические институты, предприятия отрасли и партнерские компании. Намеченная работа позволит определить самые актуальные темы в современной индустрии высотного строительства. Результаты исследования будут опубликованы в виде сборника, первый вариант которого будет подготовлен к III кварталу 2011 г.

СТВУН расширяется. Региональными представителями СТВУН стали: в Бразилии – профессор архитектуры и дизайна Университета Сан-Паулу Антонио Мачедо Филхо; в Новой Зеландии – старший технический директор компании Wesa Group, Саймон Лонге-Хиггинс; в ОАЭ – профессор архитектурной инженерии Университета ОАЭ Халдид аль-Саллал.

### «Высотные доминанты Венеции»: редевелопмент промзоны в районе Венецианской лагуны

Венецианская архитектурная ассоциация (БАА) и Всемирный Совет по высотным зданиям и городской среде объявили о проведении Международного студенческого архитектурного семинара и конкурса. Трехнедельный семинар состоится в Венеции с 10 по 29 июля 2011 г. Под руководством научных работников и опытных преподавателей участники семинара спроектируют небоскреб высотой 200 м непосредственно для конкретного контекста. Для чтения лекций по проектированию высотных зданий в уникальном венецианском контексте приглашены региональные лекторы: Том Рожак, Иллинойский технологический институт (Чикаго); Луиджи Кроче, Университет Удине; Дарио Трабукко (региональный представитель СТВУН в Италии); Университет IUAV (Венеция); Николо Вистози, Vistosi Engineering. Зарубежные лекторы: Кеннет Фрэмpton, Колумбийский университет (Нью-Йорк); Санг-де Ким; Энтони Вуд, Всемирный совет по высотным зданиям и городской среде; Ян Богл, BFLS (Лондон); Мауро Бертагини, Университет Удине; Филипп Олдфилд, Ноттингемский университет.

Венецианская лагуна – одно из немногих уникальных мест на земле, где природа и технический прогресс достигли состояния хрупкого равновесия. Последние 15 веков Венеция постепенно разрасталась и уплотнялась в рамках составляющих ее островов в центре лагуны, пока, наконец, не приобрела современные очертания к XV в.

Модернизация Венеции началась с конца XIX в. со строительства железнодорожного моста и образования промышленной зоны в границах лагуны. XX в. ознаменовался бурным ростом химической промышленности, особенно в провинции Маргерра, что, с одной стороны, поставило под угрозу уникальность Венеции, а с другой – способствовало росту экономического благосостоя-

ния региона. В последние годы большинство отраслей вывело из района свои предприятия, оставляя в наследство полупустые и загрязненные территории.

Семинар посвящен проблеме реконструкции заброшенной промышленной зоны на юге жилого массива Маргерра. Студентам будет предложено спроектировать два здания различной высоты, соединенных между собой комплексной малоэтажной застройкой.

Восприятие Венеции не следует ограничивать закрепившимся за городом романтическим ореолом, это вполне реальный город со своей спецификой и проблемами. Поэтому студентам будут предложены не только многочисленные лекции по высотному строительству, но и историко-культурологические мероприятия.

К участию приглашаются студенты и аспиранты архитектурно-строительных факультетов и вузов. Рабочий язык семинара английский.

Стоимость обучения составляет 1600 евро. Стоимость проживания в зависимости от выбранной категории.

**Дополнительная информация:** [www.veniceaa.it](http://www.veniceaa.it), [info@veniceaa.it](mailto:info@veniceaa.it)

### Чудеса под куполом: технический тур в Дом Ювелиров

Говорят, что именно под куполом Дома Ювелиров легендарный «крестный отец» Аль Капоне торговал алкоголем во времена «сухого закона» (1920–30-е гг.). В настоящее время попасть в здание высотой 159,41 м на углу улиц Уэйкердрайв и Вабаш-авеню не просто. 17 декабря 2010 г. СТВУН устроил для своих штатных сотрудников экскурсию в 40-этажную башню, построенную в 1927 г. по проекту архитектурных бюро Giever & Dinkelberg и Thielbar & Fugard, ставшую в то время самым высоким зданием за пределами Нью-Йорка. Хотя здание строилось в период расцвета ар деко, в его форме и деталях прослеживается явное влияние римской, греческой и готической архитектуры.

Изначально здание строилось под офисы ведущих торговцев бриллиантами, отсюда его оригинальное название Дом Ювелиров, в нем был предусмотрен автомобильный лифт, который должен был доставлять машину с водителем и находящимися в ней ценностями до 22-го этажа. В 1940-е гг. автомобильные лифты были ликвидированы, что позволило получить дополнительные площади под офисы.

Башенки по углам здания выполняли не только декоративную функцию, но являлись частью оригинальной системы пожаротушения. В каждой башне были установлены огромные чугунные баки с водой. В наши дни освобожденные площади в башнях используются для проведения всевозможных конференций и других мероприятий.

### Самая высокая в мире жилая башня откроется в 2011 г.

В конце 2011 г. будет сдана в эксплуатацию башня Princess Tower (компания Tameer Holding) в районе Дубай Марина. 107-этажный небоскреб (высота 414 м, 763 квартиры) станет самым высоким в мире жилым зданием.

По данным СТВУН на I квартал 2011 г., самым высоким жилым зданием в мире является 78-этажный небоскреб высотой 323 м, построенный в Австралии, на Золотом берегу.

### Открытие центрального ядра Shard не за горами

В Лондоне завершён монтаж каркаса нового 72-этажного символа города. Об этом заявил на пресс-конференции основатель и председатель совета директоров компании Sellar Properties Ирвин Селлар. По завершении строительства в 2012 г. 310-метровый Shard станет самым высоким офисным зданием в Европе.

@СТВУН, 2011

©ООО «Агентство «Лобби» – перевод на русский язык

Контакты: [aglobby@gmail.com](mailto:aglobby@gmail.com)

[shuvalova.e@gmail.com](mailto:shuvalova.e@gmail.com)



Прошло восемь лет с момента принятия Федерального закона «О техническом регулировании» от 27.12.2002 № 184-ФЗ, который провозгласил новые принципы создания и применения нормативно-технической базы, в том числе в области строительства. К сожалению, практика применения этого закона показала относительно низкую эффективность заложенных в нем правовых институтов, в том числе повлекла спекуляции на тему отмены СНиПов. Законы «О внесении изменений в Федеральный закон «О техническом регулировании» № 65-ФЗ и № 385-ФЗ сняли остроту некоторых положений, однако полной ясности в вопросы нормотворчества в области строительства не внесли. Определенным шагом на пути формирования современной нормативно-технической базы строительства можно считать Федеральный закон № 384-ФЗ от 30.12.2009 г. «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», который устанавливает общие обязательные требования к зданиям и сооружениям по безопасности. Распоряжением Правительства РФ от 21 июня 2010 года № 1047-р утвержден **перечень национальных стандартов и сводов правил**, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». **СНиП II-22-81\* «Каменные и армокаменные конструкции» входит в число обязательных для применения.**

Вопросы нормотворчества напрямую затрагивают интересы производителей строительных материалов, так как от обособности установленных различных технических требований зависит объем применения тех или иных материалов, сложность конструкций зданий и сооружений, трудоемкость их возведения и долговечность. Именно поэтому отраслевые объединения производителей строительных материалов все активнее участвуют в разработке нормативно-технической базы строительства.

Заказчиком на разработку свода правил «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования» (взамен СНиП II-22-81\* «Каменные и армокаменные конструкции») вначале выступила Ассоциация производителей керамических материалов (АПКМ), однако в октябре 2010 г. приостановила действие договора на разработку данного документа.

Тем не менее работа по актуализации СНиП II-22 «Каменные и армокаменные конструкции» продолжается, ее заказчиком в настоящее время выступает Министерство регионального развития РФ, а исполнителем – ОАО «НИЦ «Строительство» (структурное подразделение ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко).

*Важным этапом создания эффективного нормативно-технического документа является его всесторонне открытое обсуждение в профессиональной среде. Вниманию читателей представлена первая редакция СНиП II-22-2011 «Каменные и армокаменные конструкции», которую мы публикуем по просьбе ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Разработчики с благодарностью воспримут аргументированную критику и предложения по совершенствованию документа ([info@cstroy.ru](mailto:info@cstroy.ru)).*

## СНиП II-22-2011 «Каменные и армокаменные конструкции» (взамен СНиП II-22-81\*) Первая редакция

### 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

**1.1.** Нормы настоящей главы должны соблюдаться при проектировании каменных и армокаменных конструкций новых и реконструируемых зданий и сооружений.

**1.2.** При проектировании каменных и армокаменных конструкций следует применять конструктивные решения, изделия и материалы, обеспечивающие требуемую несущую способность и теплотехнические характеристики конструкций, и долговечность конструкций.

**1.3.** Прочность и устойчивость каменных конструкций и их элементов должны обеспечиваться при возведении и эксплуатации зданий и сооружений, а также при транспортировании и монтаже элементов сборных конструкций.

**1.4.** При проектировании зданий и сооружений следует предусматривать мероприятия, обеспечивающие возможность возведения их в зимних условиях.

### 2. МАТЕРИАЛЫ

**2.1.** Кирпич, камни и растворы для каменных и армокаменных конструкций, а также бетоны для изготовления камней и крупных блоков должны удовлетворять требованиям соответствующих ГОСТов или технических условий и изменяться следующих марок или классов:

а) камни – по пределу прочности на сжатие (а кирпич – на сжатие с учетом его прочности при изгибе): 7, 10, 15, 25, 35, 50 (камни малой прочности – легкие бетонные и природные камни); 75, 100, 125, 150, 200 (средней прочности – кирпич, керамические, бетонные и природные камни); 250,

300, 400, 500, 600, 800, 1000 (высокой прочности – кирпич, природные и бетонные камни);

б) бетоны классов – по прочности на сжатие:

тяжелые – В3,5; В5; В7,5; В12,5; В15; В20; В22,5; В25; В30; на пористых заполнителях – В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В12,5; В15; В20; В25; В30;

ячеистые – В1; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5; В12,5;

крупнопористые – В1; В2; В2,5; В3,5; В5; В7,5;

поризованные – В2,5; В3,5; В5; В7,5;

силикатные – В12,5; В15; В20; В25; В30.

Допускается применение в качестве утеплителей бетонов, пределы прочности которых на сжатие 0,7 МПа и 1 МПа; а для вкладышей и плит не менее 1 МПа;

в) растворы по пределу прочности на сжатие – 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200;

г) каменные материалы по морозостойкости – F10, F15, F25, F35, F50, F75, F100, F150, F200, F300.

Для бетонов марки по морозостойкости те же, кроме F10.

**2.2.** Проектные марки по морозостойкости каменных материалов для наружной части стен (на толщину 12 см) и для фундаментов (на всю толщину), возводимых во всех строительно-климатических зонах, в зависимости от предполагаемого срока службы конструкций, но не менее 100, 50 и 25 лет, приведены в табл. 2.1 и пп. 2.4 и 2.5.

**Примечание.** Проектные марки по морозостойкости устанавливают только для материалов, из которых возводится верхняя часть фундаментов (до половины расчетной



глубины промерзания грунта, определяемой в соответствии со СНиП «Основания зданий и сооружений»).

**2.3.** Для районов строительства, расположенных восточнее и южнее городов: Грозный, Волгоград, Саратов, Самара, Орск, Караганда, Усть-Каменогорск, требования к морозостойкости материалов и изделий, применяемых для конструкций, указанных в табл. 2.1, допускается снижать на одну ступень, но не ниже F50.

**Таблица 2.1**

Вид конструкций	Значения морозостойкости F при предполагаемом сроке службы конструкций, лет		
	100	50	25
1. Наружные стены или их облицовка в зданиях с влажностным режимом помещений:			
Стены из массивной кладки без эффективного утеплителя			
а) сухим и нормальным	25	15	15
б) влажным	35	25	15
в) мокрым	50	35	25
Лицевой слой кладки толщиной 12–25 см с расположением за ним эффективного утеплителя	100	75	35
2. Фундаменты и подземные части стен:			
а) из кирпича керамического пластического прессования	35	25	15
б) из природного камня	25	15	15

**Примечания:** 1. Марки по морозостойкости, приведенные в табл. 2.1, для всех строительного-климатических зон, кроме указанных в п. 2.5 настоящих Норм, могут быть снижены для кладки из керамического кирпича пластического прессования на одну ступень, но не ниже F25 в следующих случаях:  
а) для наружных стен с влажным и мокрым режимом помещений, защищенных с внутренней стороны гидроизоляционными или пароизоляционными покрытиями;  
б) для фундаментов и подземных частей стен зданий с тротуарами или отмостками, возводимых в маловлажных грунтах, если уровень грунтовых вод ниже планировочной отметки земли на 3 м и более.  
2. Марки по морозостойкости, приведенные в поз.1, повышаются на одну ступень, а облицовок зданий, возводимых в Северной строительного-климатической зоне, – на две ступени, но не выше F100.  
3. Марки по морозостойкости каменных материалов, приведенные в поз. 2, применяемых для фундаментов и подземных частей стен, следует повышать на одну ступень, если уровень грунтовых вод ниже планировочной отметки земли менее чем на 1 м.  
4. По согласованию с заказчиком требования по испытанию на морозостойкость не предъявляются к природным каменным материалам, которые на опыте прошлого строительства показали достаточную морозостойкость в аналогичных условиях эксплуатации.

**2.4.** Для Северной строительного-климатической зоны, а также для побережий Северного Ледовитого и Тихого океанов шириной 100 км, не входящих в Северную строительного-климатическую зону, марки по морозостойкости материалов для наружной части стен (при сплошных стенах – на толщину 25 см) и для фундаментов (на всю ширину и высоту) должны быть на одну ступень выше указанных в табл. 2.1, но не выше F100 для керамических и силикатных материалов, а также природных камней.

**2.5.** Для армирования каменных конструкций в соответствии со СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций следует применять:

для сетчатого армирования – арматуру классов A240 и B500; для продольной и поперечной арматуры – арматуру классов A240, A300 и B500. Для закладных деталей и соединительных накладок следует применять сталь в соответствии со СНиП по проектированию стальных конструкций.

### 3. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ КЛАДКИ

**3.1.** Расчетные сопротивления R сжатию кладки на тяжелых растворах из кирпича всех видов и из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шири-

ной до 12 мм, пустотностью до 15 % при высоте ряда кладки 50–150 мм приведены в табл. 3.1

**3.2** Расчетные сопротивления R сжатию кладки из пустотелого керамического кирпича с вертикальными прямоугольными пустотами шириной 12–16 мм и квадратными пустотами сечением 20×20 мм, пустотностью до 20–35 % при высоте ряда кладки 77–100 мм следует принимать по табл. 3.1 с понижающими коэффициентами: на растворе марки 100 и выше – 0,9; – на растворе марок 75, 50 – 0,8; на растворе марок 25, 10 – 0,75; на растворах с нулевой прочностью и прочностью до 0,4 МПа – 0,65.

**3.3.** Расчетные сопротивления R сжатию кладки из крупноформатных керамических камней шириной 25 см, пустотностью до 55% со щелевидными вертикально расположенными пустотами шириной 8–10 мм при высоте ряда кладки 200–250 мм следует принимать по табл. 3.1 с понижающими коэффициентами: на растворах плотностью выше 1300 кг/м<sup>3</sup> – 0,6; на растворах плотностью 600–800 кг/м<sup>3</sup> – 0,3; на растворах плотностью 800–1300 кг/м<sup>3</sup> – 0,35.

**Таблица 3.1**

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50–150 мм на тяжелых растворах										
	при марке раствора									при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой	
300	3,9	3,6	3,3	3	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5	
250	3,6	3,3	3	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3	
200	3,2	3	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1	
150	2,6	2,4	2,2	2	1,8	1,5	1,3	1,2	1	0,8	
125	-	2,2	2	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7	
100	-	2	1,8	1,7	1,5	1,3	1	0,9	0,8	0,6	
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5	
50	-	-	-	1,1	1	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35	
35	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25	

**Примечание.** Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85 – для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), легких и известковых растворах в возрасте до 3 мес.; 0,9 – для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.  
Уменьшать расчетное сопротивление сжатию не требуется для кладки высшего качества: растворный шов выполняется под рамку с выравниванием и уплотнением раствора рейкой.

**3.3.** Расчетное сопротивление сжатию кладки из крупноформатных керамических камней шириной 15 см, высотой ряда 20 см и пустотностью до 55%, с толщиной горизонтальных швов 3–5 мм принимается по табл. 3.2. При наличии вертикальных растворных швов в плоскости стены сопротивление кладки сжатию из крупноформатных керамических камней, определенное по таблицам 3.2 и 3.1, принимается с понижающим коэффициентом 0,8.

**Таблица 3.2**

Марка камня	Расчетные сопротивления R, МПа, кладки из керамических крупноформатных камней шириной 25 см, пустотностью до 55% со щелевидными вертикально расположенными пустотами шириной 8–10 мм при высоте ряда кладки 200–250 мм, при толщине горизонтальных растворных швов 3–5 мм
150	2,9
100	2,1
75	1,6

**Расчет 3. Таблица 3.3**

Марка кирпича	Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию виброкирпичной кладки на тяжелых растворах при марке раствора				
	200	150	100	75	50
300	5,6	5,3	4,8	4,5	4,2
250	5,2	4,9	4,4	4,1	3,7
200	4,8	4,5	4	3,6	3,3
150	4	3,7	3,3	3,1	2,7
125	3,6	3,3	3	2,9	2,5
100	3,1	2,9	2,7	2,6	2,3
75	-	2,5	2,3	2,2	2

**Примечания:** 1. Расчетные сопротивления сжатию кирпичной кладки, вибрированной на вибростолах, принимаются по табл. 3.3 с коэффициентом 1,05.  
2. Расчетные сопротивления сжатию виброкирпичной кладки толщиной более 30 см следует принимать по табл. 3.3 с коэффициентом 0,85.  
3. Расчетные сопротивления, приведенные в табл. 3.3, относятся к участкам кладки шириной 40 см и более. В самонесущих и ненесущих стенах допускаются участки шириной от 25 до 38 см, при этом расчетные сопротивления кладки следует принимать с коэффициентом 0,8.

**3.4.** Расчетные сопротивления R сжатию виброкирпичной кладки на тяжелых растворах приведены в табл. 3.3.

**3.5.** Расчетные сопротивления R сжатию кладки из крупных бетонных сплошных блоков из бетонов всех видов и из блоков природного камня (пиленых или чистой тески) при высоте ряда кладки 500–1000 мм приведены в табл. 3.4.

**Таблица 3.4**

Класс бетона	Марка блока	Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из крупных сплошных блоков из бетонов всех видов и блоков из природного камня (пиленых или чистой тески) при высоте ряда кладки 500–1000 мм							
		при марке раствора							при нулевой прочности раствора
		200	150	100	75	50	25	10	
B80	1000	17,9	17,5	17,1	16,8	16,5	15,8	14,5	11,3
B62,5	800	15,2	14,8	14,4	14,1	13,8	13,3	12,3	9,4
B45	600	12,8	12,4	12	11,7	11,4	10,9	9,9	7,3
B40	500	11,1	10,7	10,3	10,1	9,8	9,3	8,7	6,3
B30	400	9,3	9	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4	5,3
B22,5	300	7,5	7,2	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7	4,4
B20	250	6,7	6,4	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9	3,8
B15	200	5,4	5,2	5	4,9	4,7	4,3	4	3
B12	150	4,6	4,4	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4	2,4
B7,5	100	-	3,3	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	1,7
B5	75	-	-	2,3	2,2	2,1	2	1,8	1,3
B4	50	-	-	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	0,85
B2,5	35	-	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,6
B2	25	-	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,5

**Примечание.** 1. Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных блоков высотой более 1000 мм принимаются по табл. 3.4 с коэффициентом 1,1.

**3.6.** Расчетные сопротивления R сжатию кладки из сплошных бетонных, гипсобетонных и природных камней (пиленых или чистой тески) при высоте ряда кладки 200–300 мм приведены в табл. 3.5.

**3.7.** Расчетные сопротивления R сжатию кладки из пустотелых бетонных камней пустотностью до 25 % при высоте ряда кладки 200–300 мм приведены в табл. 3.6.

Расчетные сопротивления сжатию R кладки из пустотелых бетонных камней пустотностью от 30 до 40 % следует

принимать по табл. 3.6 с учетом коэффициентов: на растворе марки 50 и выше – 0,8; на растворе марки 25 – 0,7; на растворе марки 10 и ниже – 0,6.

**Таблица 3.5**

Марка камня	Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из сплошных бетонных, гипсобетонных и природных камней (пиленых или чистой тески) при высоте ряда кладки 200–300 мм									
	при марке раствора								при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
1000	13	12,5	12	11,5	11	10,5	9,5	8,5	8,3	8
800	11	10,5	10	9,5	9	8,5	8	7	6,8	6,5
600	9	8,5	8	7,8	7,5	7	6	5,5	5,3	5
500	7,8	7,3	6,9	6,7	6,4	6	5,3	4,8	4,6	4,3
400	6,5	6	5,8	5,5	5,3	5	4,5	4	3,8	3,5
300	5,8	4,9	4,7	4,5	4,3	4	3,7	3,3	3,1	2,8
200	4	3,8	3,6	3,5	3,3	3	2,8	2,5	2,3	2
150	3,3	3,1	2,9	2,8	2,6	2,4	2,2	2	1,8	1,5
100	2,5	2,4	2,3	2,2	2	1,8	1,7	1,5	1,3	1
75	-	-	1,9	1,8	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	0,8
50	-	-	1,5	1,4	1,3	1,2	1	0,9	0,8	0,6
35	-	-	-	-	1	0,95	0,85	0,7	0,6	0,45
25	-	-	-	-	0,8	0,75	0,65	0,55	0,5	0,35
15	-	-	-	-	-	0,5	0,45	0,38	0,35	0,25

**Примечания:** 1. Расчетные сопротивления кладки из сплошных шлакобетонных камней, изготовленных с применением шлаков от сжигания бурых и смешанных углей, следует принимать по табл. 3.5 с коэффициентом 0,8.  
2. Гипсобетонные камни допускается применять только для кладки стен со сроком службы 25 лет (см. п. 2.3), при этом расчетное сопротивление этой кладки следует принимать по табл. 3.5 с коэффициентами: 0,7 – для кладки наружных стен в зонах с сухим климатом; 0,5 – в прочих зонах; 0,8 – для внутренних стен.  
3. Расчетные сопротивления кладки из бетонных и природных камней марки 150 и выше с ровными поверхностями и допусками по размерам, не превышающими ± 2 мм, при толщине растворных швов не более 5 мм, выполненных на цементных пастах или клеевых составах, допускается принимать по табл. 3.5 с коэффициентом 1,3

**Таблица 3.6**

Марка камня	Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из бетонных камней пустотностью до 25 % при высоте ряда кладки 200–300 мм								
	при марке раствора							при прочности раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой	
150	2,7	2,6	2,4	2,2	2	1,8	1,7	1,3	
125	2,4	2,3	2,1	1,9	1,7	1,6	1,4	1,1	
100	2	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	0,9	
75	1,6	1,5	1,4	1,3	1,1	1	0,9	0,7	
50	1,2	1,15	1,1	1	0,9	0,8	0,7	0,5	
35	-	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,55	0,4	
25	-	-	0,7	0,65	0,55	0,5	0,45	0,3	
15	-	-	-	0,45	0,4	0,35	0,3	0,2	

**Примечание.** Расчетные сопротивления сжатию кладки из пустотелых шлакобетонных камней, изготовленных с применением шлаков от сжигания бурых и смешанных углей, а также кладки из гипсобетонных, пустотелых камней следует снижать в соответствии с примечаниями 1 и 2 к табл. 3.5.

**3.8.** Расчетные сопротивления R сжатию кладки из природных камней низкой прочности (пиленых и чистой тески) при высоте ряда до 300 мм приведены в табл. 3.7.

**3.9.** Расчетные сопротивления R сжатию бутовой кладки из рваного бута приведены в табл. 3.8.

**3.10.** Расчетные сопротивления  $R$  сжатию бутобетона (невибрированного) приведены в табл. 3.9.

**Таблица 3.7**

Вид кладки	Марка камня	Расчетные сопротивления $R$ , МПа, сжатию кладки из природных камней низкой прочности правильной формы (пиленых и чистой тески)				
		при марке раствора			при прочности раствора	
		25	10	4	0,2	нулевой
1. Из природных камней при высоте ряда до 150 мм	25	0,6	0,45	0,35	0,3	0,2
	15	0,4	0,35	0,25	0,2	0,13
	10	0,3	0,25	0,2	0,18	0,1
	7	0,25	0,2	0,18	0,15	0,07
2. То же, при высоте ряда 200–300 мм	10	0,38	0,33	0,28	0,25	0,2
	7	0,28	0,25	0,23	0,2	0,12
	4	-	0,15	0,14	0,12	0,08

**Таблица 3.8**

Марка рваного буттового камня	Расчетные сопротивления $R$ , МПа, сжатию буттовой кладки из рваного бута							
	при марке раствора						при прочности раствора	
	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
1000	2,5	2,2	1,8	1,2	0,8	0,5	0,4	0,33
800	2,2	2	1,6	1	0,7	0,45	0,33	0,28
600	2	1,7	1,4	0,9	0,65	0,4	0,3	2,2
500	1,8	1,5	1,3	0,85	0,6	0,38	0,27	0,18
400	1,5	1,3	1,1	0,8	0,55	0,33	0,23	0,15
300	1,3	1,15	0,95	0,7	0,5	0,3	0,2	0,12
200	1,1	1	0,8	0,6	0,45	0,28	0,18	0,08
150	0,9	0,8	0,7	0,55	0,4	0,25	0,17	0,07
100	0,75	0,7	0,6	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05
50	-	-	0,45	0,35	0,25	0,2	0,13	0,03
35	-	-	0,36	0,29	0,22	0,18	0,12	0,02
25	-	-	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	0,02

**Примечания:** 1. Приведенные в табл. 3.8 расчетные сопротивления для буттовой кладки даны в возрасте 3 мес для марок раствора 4 и более. При этом марка раствора определяется в возрасте 28 дн. Для кладки в возрасте 28 дн. расчетные сопротивления, приведенные в табл. 3.8, для растворов марки 4 и более следует принимать с коэффициентом 0,8. 2. Для кладки из постелистого буттового камня расчетные сопротивления, принятые в табл. 3.8, следует умножать на коэффициент 1,5. 3. Расчетные сопротивления буттовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, допускается повышать: при кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом – на 0,1 МПа; при кладке в траншеях «враспор» с нетронутым грунтом и при надстройках – на 0,2 МПа.

**Таблица 3.9**

Вид бутобетона	Расчетные сопротивления $R$ , МПа, сжатию бутобетона (невибрированного) при классе бетона					
	B15	B12,5	B10	B7,5	B3,5	B2,5
С рваным буттовым камнем марки: 200 и выше	4	3,5	3	2,5	2	1,7
100	-	-	-	2,2	1,8	1,5
50 или с кирпичным боем	-	-	-	2	1,7	1,3

**Примечание:** При вибрировании бутобетона расчетные сопротивления сжатию следует принимать с коэффициентом 1,15.

**3.11.** Расчетные сопротивления сжатию кладки из силикатных пустотелых (с круглыми пустотами диаметром не более 35 мм и пустотностью до 25 %) кирпичей толщиной

88 мм и камней толщиной 138 мм допускается принимать по табл. 3.1 с коэффициентами: на растворах нулевой прочности и прочности 0,2 МПа (2 кгс/см<sup>2</sup>) – 0,8; на растворах марок 4, 10, 25 и выше – соответственно 0,85, 0,9 и 1.

**3.12.** Расчетные сопротивления кладки сжатию, приведенные в табл. 3.1–3.9, следует умножать на коэффициенты, равные: 0,8 – для столбов и простенков площадью сечения 0,3 м<sup>2</sup> и менее; 0,6 – для элементов круглого сечения, выполняемых из обыкновенного (нелекального) кирпича, не армированных сетчатой арматурой; 1,1 – для блоков и камней, изготовленных из тяжелых бетонов и из природного камня плотностью 1800 кг/м<sup>3</sup> и более; 0,9 – для кладки из блоков и камней из силикатных бетонов классов по прочности выше В25; 0,8 – для кладки из блоков и камней из крупнопористых бетонов и из автоклавных ячеистых бетонов; 0,7 – для кладки из блоков и камней из неавтоклавных ячеистых бетонов; 1,15 – для кладки после длительного периода твердения раствора (более года); 0,85 – для кладки из силикатного кирпича на растворе с добавками поташа; для зимней кладки, выполняемой способом замораживания, – на коэффициенты условий работы  $u_{с1}$  по табл. 1 приложения № 1.

**3.13.** Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных пустотелых бетонных блоков различных типов устанавливаются по экспериментальным данным. При отсутствии таких данных расчетные сопротивления следует принимать по табл. 3.4 с коэффициентами: 0,9 при пустотности блоков ≤ 5 %; 0,5 при пустотности ≤ 25%; 0,25 при пустотности ≤ 45, где процент пустотности определяется по среднему горизонтальному сечению.

**3.14.** Расчетные сопротивления сжатию кладки из природного камня, указанные в табл. 3.5–3.7, следует принимать с коэффициентами: 0,8 – для кладки из камней полукруглой тески (выступы до 10 мм); 0,7 – для кладки из камней грубой тески (выступы до 20 мм).

**3.15.** Расчетные сопротивления сжатию кладки из сырцового кирпича и грунтовых камней следует принимать по табл. 3.7 с коэффициентами: 0,7 – для кладки наружных стен в зонах с сухим климатом; 0,5 – то же, в прочих зонах; 0,8 – для кладки внутренних стен.

Сырцовый кирпич и грунтовые камни разрешается применять только для стен зданий с предполагаемым сроком службы не более 25 лет.

**3.16.** Расчетные сопротивления кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению  $R_p$ , растяжению при изгибе  $R_{ib}$  и главным растягивающим напряжениям при изгибе  $R_{tw}$ , срезу  $R_{sq}$  при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам, приведены в табл. 3.10.

**3.17.** Расчетные сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению  $R_p$ , растяжению при изгибе  $R_{ib}$ , срезу  $R_{sq}$  и главным растягивающим напряжениям при изгибе  $R_{tw}$  при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню, приведены в табл. 3.11.

**3.18.** Расчетные сопротивления бутобетона осевому растяжению  $R_p$ , главным растягивающим напряжениям  $R_{tw}$  и растяжению при изгибе  $R_{ib}$  приведены в табл. 3.12.

**3.19.** Расчетные сопротивления кладки из природного камня для всех видов напряженного состояния допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на

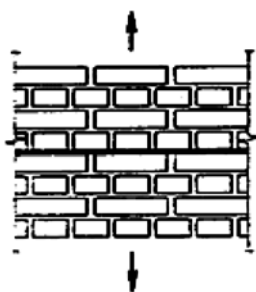


Рис. 3.1. Растяжение кладки по непере-  
вязанному сечению

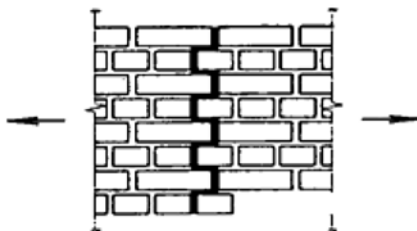


Рис. 3.2. Растяжение кладки по перевязан-  
ному сечению

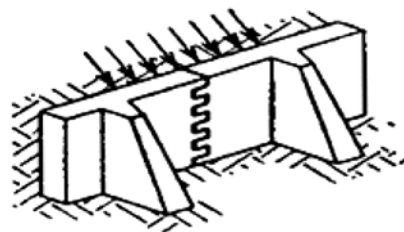


Рис. 3.3. Растяжение кладки при изгибе по пе-  
ревязанному сечению

Таблица 3.10

Вид напряженного состояния	Обозначения	Расчетные сопротивления R, МПа, кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам				
		при марке раствора				при прочности раствора 0,2
		50 и выше	25	10	4	
<b>А. Осевое растяжение</b> 1. По перевязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление; рис. 1) 2. По перевязанному сечению (рис. 2): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	Rt	0,08	0,05	0,03	0,01	0,005
		0,16 0,12	0,11 0,08	0,05 0,04	0,02 0,02	
<b>Б. Растяжение при изгибе</b> 3. По перевязанному сечению для кладки всех видов и по косой штрабе (главные растягивающие напряжения при изгибе) 4. По перевязанному сечению (рис. 3): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	Rtb (Rtw)	0,12	0,08	0,04	0,02	0,01)
		0,25 0,18	0,16 0,12	0,08 0,06	0,04 0,03	
<b>В. Срез</b> 5. По перевязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление) 6. По перевязанному сечению для бутовой кладки	Rsq	0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
		0,24	0,16	0,08	0,04	

**Примечания:** 1. Расчетные сопротивления отнесены по всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному или параллельному (при срезе) направлению усилия.  
 2. Расчетные сопротивления кладки, приведенные в табл. 3.10, следует принимать с коэффициентами:  
 для кирпичной кладки с вибрированием на вибростолах при расчете на особые воздействия – 1,4;  
 для вибрированной кирпичной кладки из керамического кирпича пластического прессования, а также для обычной кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней – 1,25;  
 для невибрированной кирпичной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести – 0,75;  
 для кладки из полнотелого и пустотелого силикатного кирпича – 0,7, а из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков – по экспериментальным данным;  
 для зимней кладки, выполняемой способом замораживания, – по табл. 1 приложения № 1.  
 При расчете по раскрытию трещин по формуле (7.1) расчетные сопротивления растяжению при изгибе Rtb для всех видов кладки следует принимать по табл. 3.10 без учета коэффициентов, указанных в настоящем примечании.  
 3. При отношении глубины перевязки кирпича (камня) правильной формы к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки осевому растяжению и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям принимаются равными величинам, указанным в табл. 3.10, умноженным на значения отношения глубины перевязки к высоте ряда.

Таблица 3.11

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетные сопротивления R, МПа, кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню, при марке изделия								
		200	150	100	75	50	35	25	15	10
1. Осевое растяжение	$R_t$	0,25	0,2	0,18	0,13	0,1	0,08	0,06	0,05	0,03
2. Растяжение при изгибе и главные растягивающие напряжения	$R_{tb} (R_{tw})$	0,4	0,3	0,25	0,2	0,16	0,12	0,1	0,07	0,05
3. Срез	$R_{sq}$	1	0,8	0,65	0,55	0,4	0,3	0,2	0,14	0,09

**Примечания:** 1. Расчетные сопротивления осевому растяжению  $R_t$ , растяжению при изгибе  $R_{tb}$  и главным растягивающим напряжениям  $R_{tw}$  отнесены ко всему сечению разрыва кладки.  
 2. Расчетные сопротивления срезу по перевязанному сечению  $R_{sq}$  отнесены только к площади сечения кирпича или камня (площади сечения нетто) за вычетом площади сечения вертикальных швов.



основе экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.

Таблица 3.12

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетные сопротивления $R$ , МПа, бутобетона осевому растяжению, главным растягивающим напряжениям и растяжению при изгибе при классе бетона					
		B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
1. Осевое растяжение и главные растягивающие напряжения	$R_t$ $R_{tw}$	0,2	0,18	0,16	0,14	0,12	0,1
2. Растяжение при изгибе	$R_{tb}$	0,27	0,25	0,23	0,2	0,18	0,16

**3.20.** Расчетные сопротивления арматуры  $R_s$ , принимаемые в соответствии со СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, следует умножать в зависимости от вида армирования конструкций на коэффициенты условий работы  $y_{cs}$ , приведенные в табл. 3.13.

Таблица 3.13

Вид армирования конструкций	Коэффициенты условий работы $y_{cs}$ для арматуры классов		
	A240	A300	B500
1. Сетчатое армирование	0,75	–	0,6
2. Продольная арматура в кладке:			
а) продольная арматура растянутая	1	1	1
б) то же, сжатая	0,85	0,7	0,6
в) отогнутая арматура и хомуты	0,8	0,8	0,6
3. Анкеры и связи в кладке:			
а) на растворе марки 25 и выше	0,9	0,9	0,8
б) на растворе марки 10 и ниже	0,5	0,5	0,6

**Примечания:** 1. При применении других видов арматурных сталей расчетные сопротивления, приведенные в СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, принимаются не выше, чем для арматуры классов А300 или соответственно В500.  
2. При расчете зимней кладки, выполненной способом замораживания, расчетные сопротивления арматуры при сетчатом армировании следует принимать с дополнительным коэффициентом условий работы  $y_{cs1}$ , приведенным в табл. 1 приложения № 1.

#### 4. МОДУЛИ УПРУГОСТИ И ДЕФОРМАЦИЙ КЛАДКИ ПРИ КРАТКОВРЕМЕННОЙ И ДЛИТЕЛЬНОЙ НАГРУЗКЕ, УПРУГИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЛАДКИ, ДЕФОРМАЦИИ УСАДКИ, КОЭФФИЦИЕНТЫ ЛИНЕЙНОГО РАСШИРЕНИЯ И ТРЕНИЯ

**4.1.** Модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки  $E_0$  при кратковременной нагрузке должен приниматься равным:

для неармированной кладки

$$E_0 = \alpha R_u; \quad (4.1)$$

для кладки с продольным армированием

$$E_0 = \alpha R_{sku}; \quad (4.2)$$

В формулах (4.1) и (4.2)  $\alpha$  – упругая характеристика кладки, принимается по табл. 4.2.

Модуль упругости кладки с сетчатым армированием принимается таким же, как для неармированной кладки.

Для кладки с продольным армированием упругую характеристику следует принимать такой же, как для неармированной кладки;  $R_u$  – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки, определяемое по формуле

$$R_u = kR, \quad (4.3)$$

где  $k$  – коэффициент, принимаемый по табл. 4.1;

$R$  – расчетные сопротивления сжатию кладки, принимаемые по табл. 3.1–3.9 с учетом положений п. 3.

Таблица 4.1

Вид кладки	Коэффициент $k$
1. Из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичная вибрированная	2
2. Из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов	2,25
3. Из крупноформатных керамических камней пустотностью 26–55%	3

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием следует определять по формуле

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}. \quad (4.4)$$

В формулах (4.2) и (4.4)  $R_{sku}$  – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм, определяемое по формулам:

для кладки с продольной арматурой

$$R_{sku} = kR_{sn}\mu / 100; \quad (4.5)$$

для кладки с сетчатой арматурой

$$R_{sku} = kR + 2R_{sn}\mu / 100; \quad (4.6)$$

$\mu$  – процент армирования кладки;

для кладки с продольной арматурой

$$\mu = 100A_s/A_k, \quad (4.7)$$

где  $A_s$  и  $A_k$  – соответственно площади сечения арматуры и кладки, для кладки с сетчатой арматурой  $m$  определяется по п. 6.1.

$R_{sn}$  – нормативные сопротивления арматуры в армированной кладке, принимаемые для сталей классов А240 и А300 в соответствии со СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, а для стали класса В500 – с коэффициентом условий работы 0,6 по тому же СНиП.

**4.2.** Значения упругой характеристики  $\alpha$  для неармированной кладки следует принимать по табл. 4.2.

**4.3.** При расчете в упругой постановке модуль деформаций кладки  $E$  должен приниматься по формуле:

$$E = 0,8E_0, \quad (4.8)$$

где  $E_0$  – модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки, определяемый по формулам (4.1) и (4.2).

Таблица 4.2

Вид кладки	Упругая характеристика $\alpha$				
	при марках раствора			при прочности раствора, МПа	
	25–200	10	4	0,2	нулевой
1. Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ( $\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$ )	1500	1000	750	750	500
2. Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3. Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4. Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	750	500	500	350
неавтоклавных	500	500	350	350	350
5. Из камней, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	500	350	350	200

неавтоклавных	500	350	200	200	200
6. Из керамических камней всех видов	1200	1000	750	500	350
7. Из кирпича керамического пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8. Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9. Из кирпича керамического полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200

**Примечания:** 1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью  $l/j_i \leq 28$  или отношением  $l/h \leq 8$  (см. п. 5.2) допускается принимать величины упругой характеристики кладки из кирпича всех видов как из кирпича пластического прессования.  
2. Приведенные в табл. 4.2 (поз. 7–9) значения упругой характеристики  $\alpha$  для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.  
3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной  $\alpha = 2000$ .  
4. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики  $\alpha$  следует принимать по табл. 4.2 с коэффициентом 0,7.  
5. Упругие характеристики кладки из природных камней допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.

4.4. При нелинейном расчете используется следующая зависимость кратковременных деформаций кладки, включающих упругие деформации и деформации быстронатекающей ползучести, от уровня обжатия:

$$\varepsilon = -\frac{1,1}{\alpha} \ln \left( 1 - \frac{\sigma}{1,1R_u} \right). \quad (4.9)$$

При зависимости между напряжениями и деформациями по формуле (4.9) тангенциальный модуль деформаций определяются по формуле:

$$E_{tan} = E_0(1 - \sigma/1,1R_u). \quad (4.10)$$

4.5. Предельная полная деформация кладки  $\varepsilon_u$ , включающая в себя кратковременные и длительные деформации при уровне вертикальных напряжений, не превышающих  $0,6R_u$ , определяется умножением упругой деформации  $\varepsilon_0$  на коэффициенты  $\nu$ , зависящие от вида кладки и ее возраста на момент окончания роста нагрузки:

$$\varepsilon u = \varepsilon_0 \nu. \quad (4.11)$$

4.6. Коэффициенты  $\nu$ , учитывающие полные деформации кладки, включающие деформации быстронатекающей и длительной ползучести, которые затухают через пять лет после окончания роста нагрузки, при уровне вертикальных напряжений, не превышающих  $0,6R_u$ , равны:

$\nu = 1,8$  – для кладки из керамических камней с вертикальными щелевидными пустотами (высота камня от 138 до 220 мм);

$\nu = 2,2$  – для кладки из керамического кирпича пластического и полусухого прессования;

$\nu = 2,8$  – для кладки из крупных блоков или камней, изготовленных из тяжелого бетона;

$\nu = 3$  – для кладки из силикатного кирпича и камней полнотелых и пустотелых, а также из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях или поризованного и силикатных крупных блоков;

$\nu = 3,5$  – для кладки из мелких и крупных блоков или камней, изготовленных из автоклавных ячеистых бетонов;

$\nu = 4$  – то же из неавтоклавных ячеистых бетонов.

На момент окончания роста нагрузки, равный 3 мес с начала возведения кладки, коэффициенты  $\nu$  снижаются умножением на 0,8.

4.7. Модуль упругости кладки  $E_0$  при постоянной и длительной нагрузке с учетом ползучести следует уменьшать путем деления его на коэффициент ползучести  $\nu$ .

4.8. Деформации усадки следует принимать для кладок: из кирпича, камней, мелких и крупных блоков, изготовленных на силикатном или цементном вяжущем, –  $3 \cdot 10^{-4}$ ; камней и блоков, изготовленных из автоклавных ячеистых бетонов на песке и вторичных продуктах обогащения различных руд, –  $4 \cdot 10^{-4}$ , то же, из автоклавных бетонов на золе –  $6 \cdot 10^{-4}$ .

4.9. Модуль сдвига кладки следует принимать равным  $G = 0,4 E_0$ , где  $E_0$  – модуль упругости при сжатии, определяемый по формулам (4.1), (4.2).

4.10. Коэффициент поперечного расширения кладки следует принимать равным 0,2.

4.11. Величины коэффициентов линейного расширения кладки следует принимать по табл. 4.3.

Таблица 4.3

Материал кладки	Коэффициент линейного расширения кладки $\alpha_t$ , град. <sup>-1</sup>
1. Кирпич керамический полнотелый, пустотелый и керамические камни	0,000005
2. Кирпич силикатный, камни и блоки бетонные и бутобетон	0,00001
3. Природные камни, камни и блоки из ячеистых бетонов	0,000008

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

4.12. Коэффициент трения следует принимать по табл. 4.4.

Таблица 4.4

Материал	Коэффициент трения $\mu$ при состоянии поверхности	
	сухом	влажном
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 и бетон по песку или гравиям	0,6	0,5
5. То же по суглинку	0,55	0,4
6. То же по глине	0,5	0,3

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

### Центрально-сжатые элементы

5.1. Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии следует производить по формуле

$$N \leq m_g \varphi R A, \quad (5.1)$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$R$  – расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 3.1–3.9;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по п. 5.2;

$A$  – площадь сечения элемента;

$m_g$  – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки и определяемый по формуле (5.7) при  $e_{ог} = 0$ .

При меньшем размере прямоугольного поперечного сечения элементов  $h \geq 30$  см (или с меньшим радиусом инерции элементов любого сечения  $i \geq 8,7$  см) коэффициент  $m_g$  следует принимать равным 1.

5.2. Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  для элементов постоянного по длине сечения следует принимать по табл. 5.1

в зависимости от гибкости элемента

$$\lambda_r = l_0 / i \quad (5.2)$$

или прямоугольного сплошного сечения при отношении

$$\lambda_r = l_0 / h \quad (5.3)$$

и упругой характеристики кладки  $\alpha$ , принимаемой по табл. 4.2, а для кладки с сетчатым армированием – по формуле (5.4).

В приведенных выше формулах:

$l_0$  – расчетная высота (длина) элемента, определяемая согласно указаниям п. 5.3;

$i$  – наименьший радиус инерции сечения элемента;

$h$  – меньший размер прямоугольного сечения.

Таблица 5.1

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

**Примечания:** 1. Коэффициент  $\varphi$  при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.  
2. Коэффициент  $\varphi$  для отношений  $\lambda_r$ , превышающих предельные (пп. 10.12–10.16), следует принимать при определении  $\varphi_c$  (п. 5.7) в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.  
3. Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик, определяемые по формуле (5.4), могут быть менее 200.

**5.3.** Расчетные высоты стен и столбов  $l_0$  при определении коэффициентов продольного изгиба  $\varphi$  в зависимости от условий опирания их на горизонтальные опоры следует принимать:

а) при неподвижных шарнирных опорах  $l_0 = H$  (рис. 5.1, а);  
б) при упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре: для однопролетных зданий  $l_0 = 1,5H$ , для многопролетных зданий  $l_0 = 1,25H$  (рис. 5.1, б);

в) для свободно стоящих конструкций  $l_0 = 2H$  (рис. 5.1, в);  
г) для конструкций с частично защемленными опорными сечениями – с учетом фактической степени защемления, но не менее  $l_0 = 0,8H$ , где  $H$  – расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами, при железобетонных горизонтальных опорах – расстояние между ними в свету.

**Примечания:** 1. При жестких опорах (см. п. 9.5) и заделке в стены сборных железобетонных перекрытий принимается  $l_0 = 0,9H$ , а при монолитных железобетонных перекрытиях, опираемых на стены по четырем сторонам,  $l_0 = 0,8H$ .

2. Если нагрузкой является только собственная масса элемента в пределах рассчитываемого участка, то расчетную высоту  $l_0$  сжатых элементов, указанную в п. 5.3, следует уменьшить путем умножения на коэффициент 0,75.

**5.4.** Значения коэффициентов  $\varphi$  и  $m_g$  для стен и столбов, опирающихся на шарнирные неподвижные опоры, с расчетной высотой  $l_0 = H$  (см. п. 5.3) при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты  $l_0$ , следует принимать постоянными, равными расчетным значениям  $\varphi$  и  $m_g$ , определенным для данного элемента. При расчете сечений на участках в крайних третях  $l_0$  коэффициенты  $\varphi$  и  $m_g$  увеличиваются по линейному закону до единицы на опоре (рис. 5.1, а).

Для стен и столбов, имеющих нижнюю защемленную и верхнюю упругую опоры, при расчете сечений нижней части стены или столба до высоты  $0,7H$  принимаются расчетные значения  $\varphi$  и  $m_g$ , а при расчете сечений верхней части стены или столба значения  $\varphi$  и  $m_g$  для этих сечений увеличиваются до единицы по линейному закону (рис. 5.1, б).

Для свободно стоящих стен и столбов при расчете сечений в их нижней части (до высоты  $0,5H$ ) принимаются расчетные значения  $\varphi$  и  $m_g$ , а в верхней половине значения  $\varphi$  и  $m_g$  увеличиваются до единицы по линейному закону (рис. 5.1, в).

В месте пересечения продольной и поперечной стен, при условии их надежного взаимного соединения, коэффициенты  $\varphi$  и  $m_g$  разрешается принимать равными 1. На расстоянии  $H$  от пересечения стен коэффициенты  $\varphi$  и  $m_g$  определяются по пп. 5.1–5.3. Для промежуточных вертикальных участков коэффициенты  $\varphi$  и  $m_g$  принимают по интерполяции.

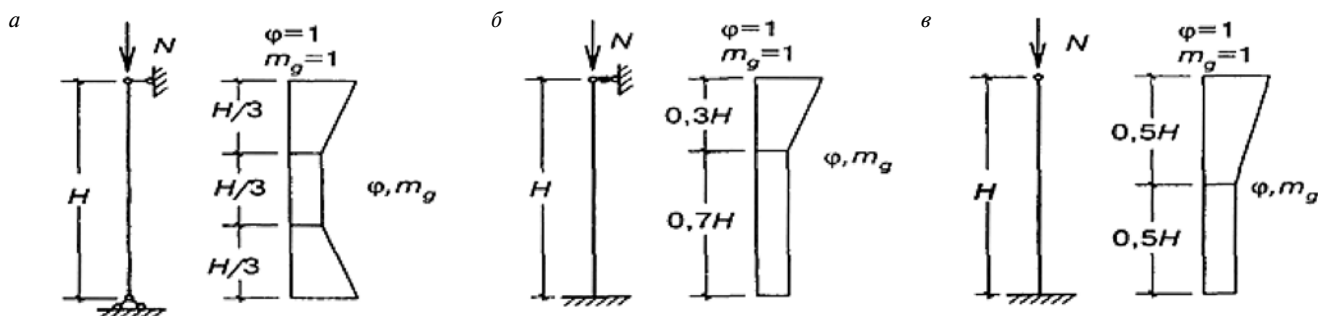


Рис. 5.1. Коэффициенты  $\varphi$  и  $m_g$  по высоте сжатых стен и столбов: а – шарнирно опертых на неподвижные опоры; б – защемленных внизу и имеющих верхнюю упругую опору; в – свободно стоящих

**5.5.** В стенах, ослабленных проемами, при расчете простенков коэффициент  $\varphi$  принимается по гибкости стены. Для узких простенков, ширина которых меньше толщины стены, производится также расчет простенка в плоскости стены, при этом расчетная высота простенка принимается равной высоте проема.

**5.6.** Для ступенчатых стен и столбов, верхняя часть которых имеет меньшее поперечное сечение, коэффициенты  $j$  и  $m_g$  определяются:

а) при опирании стен (столбов) на неподвижные шарнирные опоры – по высоте  $l_0 = H$  ( $H$  – высота стены или столба согласно п. 5.3) и наименьшему сечению, расположенному в средней трети высоты  $H$ ;

б) при упругой верхней опоре или при ее отсутствии – по расчетной высоте  $l_0$ , определенной согласно п. 5.3, и сечению у нижней опоры, а при расчете верхнего участка стены (столба) высотой  $H_1$  – по расчетной высоте  $l_{01}$  и поперечному сечению этого участка;  $l_{01}$  определяется так же, как  $l_0$ , но при  $H = H_1$ .

#### Внецентренно сжатые элементы

**5.7.** Расчет внецентренно сжатых неармированных элементов каменных конструкций следует производить по формуле

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega, \quad (5.4)$$

где  $A_c$  – площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений (рис. 5.2), определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения расчетной продольной силы  $N$ . Положение границы площади  $A_c$  определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести для прямоугольного сечения

$$A_c = A(1 - 2e_0)/h; \quad (5.5)$$

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2. \quad (5.6)$$

В формулах (5.4)–(5.6):

$R$  – расчетное сопротивление кладки сжатию;

$A$  – площадь сечения элемента;

$h$  – высота сечения в плоскости действия изгибающего момента;

$e_0$  – эксцентриситет расчетной силы  $N$  относительно центра тяжести сечения;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте элемента  $l_0$  (см. пп. 5.2, 5.3) по табл. 5.1;

$\varphi_c$  – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента  $H$  по табл. 5.1 в плоскости действия изгибающего момента при отношении

$$\lambda_{nc} = H/h_c$$

или гибкости

$$\lambda_{ic} = H/i_c,$$

где  $h_c$  и  $i_c$  – высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения  $A_c$  в плоскости действия изгибающего момента.

Для прямоугольного сечения  $h_c = h - 2e_0$ .

Для таврового сечения (при  $e_0 > 0,45y$ ) допускается приближенно принимать  $A_c = 2(y - e_0)b$  и  $h_c = 2(y - e_0)$ , где  $y$  – расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета;  $b$  – ширина сжатой полки или толщина стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета.

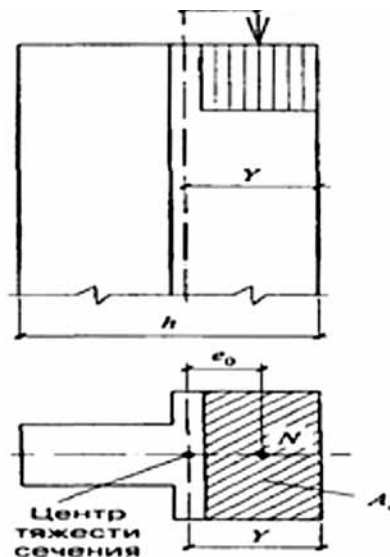


Рис. 5.2 Внецентренное сжатие

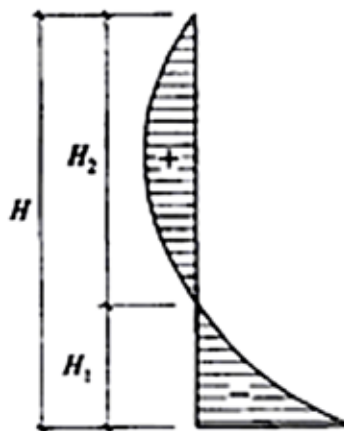


Рис. 5.3 Знакопеременная эпюра изгибающего момента для внецентренно сжатого элемента

При знакопеременной эпюре изгибающего момента по высоте элемента (рис. 5.3) расчет по прочности следует производить в сечениях с максимальными изгибающими моментами различных знаков. Коэффициент продольного изгиба  $j_c$  следует определять по высоте части элемента в пределах однозначной эпюры изгибающего момента при отношениях или гибкостях

$$\lambda_{h1c} = H_1/h_{c1}$$

$$\text{или } \lambda_{i1c} = H_1/i_{c1}$$

$$\text{и } \lambda_{h2c} = H_2/h_{c2} \text{ или } \lambda_{i2c} = H_2/i_{c2},$$

где  $H_1$  и  $H_2$  – высоты частей элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента;

$h_{c1}$ ;  $i_{c1}$  и  $h_{c2}$ ;  $i_{c2}$  – высоты и радиусы инерции сжатой части элементов в сечениях с максимальными изгибающими моментами;

$\omega$  – коэффициент, определяемый по формулам, приведенным в табл. 5.2;

$m_g$  – коэффициент, определяемый по формуле:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h}\right), \quad (5.7)$$

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

$\eta$  – коэффициент, принимаемый по табл. 5.3;

$e_{0g}$  – эксцентриситет от действия длительных нагрузок.



Таблица 5.2

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

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

Таблица 5.3

Гибкость		Коэффициент $\eta$ для кладки			
$\lambda_n$	$\lambda_l$	из керамических кирпича и камней; из камней и крупных блоков из тяжелого бетона; из 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
$\leq 10$	$\leq 35$	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	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	0,2	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,2	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,3

**Примечание.** Для неармированной кладки значения коэффициента  $\eta$  следует принимать как для кладки с армированием 0,1% и менее. При проценте армирования более 0,1 и менее 0,3 коэффициент  $\eta$  определяется интерполяцией.

При  $h \geq 30$  см или  $i \geq 8,7$  см коэффициент  $m_g$  следует принимать равным 1.

**5.8.** При  $e_0 > 0,7y$  кроме расчета внецентренно сжатых элементов по формуле (5.4) следует производить расчет по раскрытию трещин в швах кладки согласно указаниям п. 7.3

**5.9.** При расчете несущих и самонесущих стен толщиной 25 см и менее следует учитывать случайный эксцентриситет  $e_n$ , который должен суммироваться с эксцентриситетом продольной силы. Величину случайного эксцентриситета следует принимать равной: для несущих стен – 2 см; для самонесущих стен, а также для отдельных слоев трехслойных несущих стен – 1 см; для перегородок и ненесущих стен, а также заполнений фахверковых стен случайный эксцентриситет допускается не учитывать.

**5.10.** Наибольшая величина эксцентриситета (с учетом случайного) во внецентренно сжатых конструкциях без продольной арматуры в растянутой зоне не должна превышать: для основных сочетаний нагрузок – 0,9у, для особых – 0,95у; в стенах толщиной 25 см и менее: для основных сочетаний нагрузок – 0,8у; для особых – 0,85у, при этом расстояние от точки приложения силы до более сжатого края сечения для несущих стен и столбов должно быть не менее 2 см.

**5.11.** Элементы, работающие на внецентренное сжатие, должны быть проверены расчетом на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной к плоскости действия изги-

бающего момента в тех случаях, когда ширина их поперечного сечения  $b < h$ .

**Косое внецентренное сжатие**

**5.12.** Расчет элементов при косом внецентренном сжатии следует производить по формуле (5.4) при прямоугольной эпюре напряжений в обоих направлениях. Площадь сжатой части сечения  $A_c$  условно принимается в виде прямоугольника, центр тяжести которого совпадает с точкой приложения силы и две стороны ограничены контуром сечения элемента (рис. 5.4), при этом  $h_c = 2c_n$ ;  $b_c = 2c_b$  и  $A_c = 4c_n c_b$ , где  $c_n$  и  $c_b$  – расстояния от точки приложения силы  $N$  до ближайших границ сечения.

В случаях сложного по форме сечения для упрощения расчета допускается принимать прямоугольную часть сечения без учета участков, усложняющих его форму (рис. 5.5).

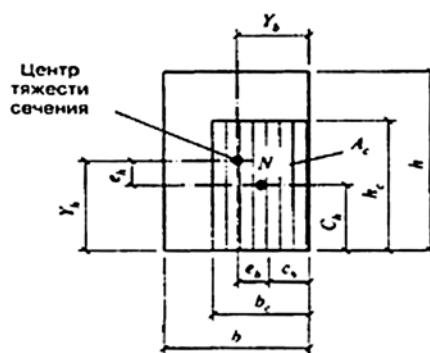


Рис. 5.4. Расчетная схема прямоугольного сечения при косом внецентренном сжатии

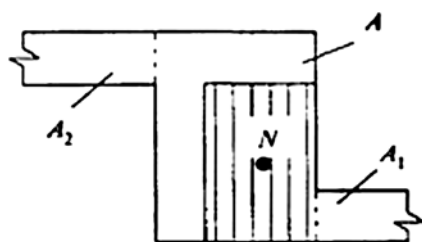


Рис. 5.5. Расчетная схема сложного сечения при косом внецентренном сжатии; площади  $A_1$  и  $A_2$  в расчете не учитываются

Величины  $w$ ,  $\phi_1$  и  $m_g$  определяются дважды:  
а) при высоте сечения  $h$  или радиусе инерции  $i_h$  и эксцентриситете  $e_n$  в направлении  $h$ ;  
б) при высоте сечения  $b$  или радиусе инерции  $i_b$  и эксцентриситете  $e_b$  в направлении  $b$ .

За расчетную несущую способность принимается меньшая из двух величин, вычисленных по формуле (5.4) при двух значениях  $w$ ,  $\phi_1$  и  $m_g$ .

Если  $e_b > 0,7 c_b$  или  $e_n > 0,7 c_n$ , то кроме расчета по несущей способности должен производиться расчет по раскрытию трещин в соответствующем направлении по указаниям п. 7.3.

**Смятие (местное сжатие)**

**5.13.** Расчет сечений на смятие при распределении нагрузки на части площади сечения следует производить по формуле

$$N_c \leq \Psi d R_c A_c, \quad (5.8)$$

где  $N_c$  – продольная сжимающая сила от местной нагрузки;  
 $R_c$  – расчетное сопротивление кладки на смятие, определяемое по п. 5.14;

$A_c$  – площадь смятия, на которую передается нагрузка;  
 $d = 1,5 - 0,5 \Psi$  – для кирпичной и виброкирпичной кладки, а также кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетонов;  
 $d = 1$  – для кладки из пустотелых бетонных или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетонов;  
 $\Psi$  – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки.

При равномерном распределении давления  $\Psi = 1$ ; при треугольной эпюре давления  $\Psi = 0,5$ .

Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, то допускается принимать  $\Psi_d = 0,75$  – для кладок из материалов, указанных в поз. 1 и 2 табл. 5.4, и  $\Psi_d = 0,5$  – для кладок из материалов, указанных в поз. 3 этой таблицы.

**5.14.** Расчетное сопротивление кладки на смятие  $R_c$  следует определять по формуле

$$R_c = \xi R; \quad (5.9)$$

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}}, \quad (5.10)$$

где  $A$  – расчетная площадь сечения, определяемая согласно указаниям п. 5.16;

$\xi_1$  – коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки, определяется по табл. 5.4.

**Таблица 5.4**

Материал кладки	$\xi_1$ , для нагрузок по схеме			
	рис. 5.6, а, в, в, д, ж		рис. 5.6, б, г, е, и	
	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок
1. Полнотельный кирпич, сплошные камни и крупные блоки из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях М50 и выше	2	2	1	1,2
2. Керамические кирпич и камни с пустотами, бутобетон	1,5	2	1	1,2
3. Пустотелые бетонные камни и блоки. Сплошные камни и блоки из бетона М35. Камни и блоки из ячеистого бетона и природного камня	1,2	1,5	1	1

**Примечание.** Для кладок всех видов на неотвердевшем растворе или на замороженном растворе в период его оттаивания при зимней кладке, выполненной способом замораживания, принимаются значения  $\xi_1$ , указанные в поз. 3 настоящей таблицы. Для кирпича, камней и блоков пустотностью более 25 % значение коэффициента  $\xi_1$  принимается равным 1.

При расчете на смятие кладки с сетчатым армированием расчетное сопротивление кладки  $R_c$  принимается в формуле (5.8) бóльшим из двух значений:  $R_c$ , определяемого по формуле (5.9) для неармированной кладки, или  $R_c = R_{sk}$ , где  $R_{sk}$  – расчетное сопротивление кладки с сетчатым армированием при осевом сжатии, определяемое по формуле (6.2) или (6.3).

**5.15.** При одновременном действии местной (опорные реакции балок, прогонов, перекрытий и т. п.) и основной нагрузок (вес вышележащей кладки и нагрузка, передающаяся на эту кладку) расчет производится раздельно на местную нагрузку и на сумму местной и основной нагрузок, при этом принимаются различные значения  $\xi_1$  согласно табл. 5.4.

При расчете на сумму местной и основной нагрузок разрешается учитывать только ту часть местной нагрузки,

которая будет приложена до загрузки площади смятия основной нагрузкой.

**Примечание.** В случае, когда площадь сечения достаточна для восприятия одной лишь местной нагрузки, но недостаточна для восприятия суммы местной и основной нагрузок, допускается устранять передачу основной нагрузки на площадь смятия путем устройства промежутка или укладки мягкой прокладки над опорным концом прогона, балки или перемычки.

**5.16.** Расчетная площадь сечения  $A$  определяется по следующим правилам:

а) при площади смятия, включающей всю толщину стены, в расчетную площадь смятия включаются участки длиной не более толщины стены в каждую сторону от границы местной нагрузки (рис. 5.6, а);

б) при площади смятия, расположенной на краю стены по всей ее толщине, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузок принимается также расчетная площадь, указанная на рис. 5.6, б пунктиром;

в) при опирании на стену концов прогонов и балок в расчетную площадь смятия включается площадь сечения стены шириной, равной глубине заделки опорного участка прогона или балки и длиной не более расстояния между осями двух соседних пролетов между балками (рис. 5.6, в); если расстояние между балками превышает двойную толщину стены, длина расчетной площади сечения определяется как сумма ширины балки  $b_c$  и удвоенной толщины стены  $h$  (рис. 5.6, в,);

г) при смятии под краевой нагрузкой, приложенной к угловому участку стены, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузок принимается расчетная площадь, ограниченная на рис. 5.6, г пунктиром;

д) при площади смятия, расположенной на части длины и ширины сечения, расчетная площадь принимается согласно рис. 5.6, д. Если площадь смятия расположена вблизи от края сечения, то при расчете на сумму местной и основной нагрузок принимается расчетная площадь сечения, не меньшая, чем определяемая по рис. 5.6, г, при приложении той же нагрузки к угловому участку стены;

е) при площади смятия, расположенной в пределах пилястры, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузок принимается расчетная площадь, ограниченная на рис. 5.6, е пунктиром;

ж) при площади смятия, расположенной в пределах пилястры и части стены или простенка, увеличение расчетной площади по сравнению с площадью смятия следует учитывать только для нагрузки, равнодействующая которой приложена в пределах полки (стены) или же в пределах ребра (пилястры) с эксцентриситетом  $e_0 > 1/6L$  в сторону стены (где  $L$  – длина площади смятия;  $e_0$  – эксцентриситет по отношению к оси площади смятия). В этих случаях в расчетную площадь сечения включается кроме площади смятия часть площади сечения полки шириной  $C$ , равной глубине заделки опорной плиты в кладку стены и длиной в каждую сторону от края плиты не более толщины стены (рис. 5.6, ж);

з) если сечение имеет сложную форму, не допускается учитывать при определении расчетной площади сечения участки, связь которых с загруженным участком недостаточна для перераспределения давления (участки 1 и 2 на рис. 5.6, з).

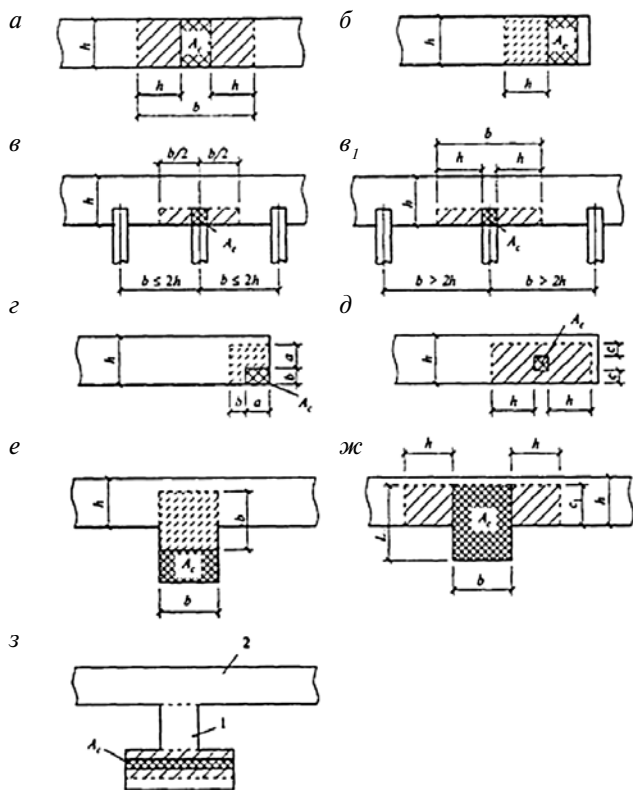
**Примечание.** Во всех случаях, приведенных на рис. 5.6, в расчетную площадь сечения  $A$  включается площадь смятия  $A_c$ .

**5.17.** При опирании на край кладки изгибаемых элементов (балок, прогонов и т. п.) без распределительных плит или с распределительными плитами, которые могут поворачиваться вместе с концами элемента, длина опорного участка элемента должна приниматься по расчету. При этом плита обеспечивает распределение нагрузки только по своей ширине в направлении, перпендикулярном изгибаемому элементу.

Указания настоящего пункта не распространяются на расчет опор висячих стен, который производится согласно пп. 5.13 и 9.5 б.

**Примечания:** 1. При необходимости увеличения площади смятия под опорными плитами следует укладывать на них стальные прокладки, фиксирующие положение опорного давления.

2. Конструктивные требования к участкам кладки, нагруженным местными нагрузками, приводятся в пп. 10.100–10.103.



**Рис. 5.6.** Определение расчетных площадей сечений при местном сжатии: а–з – различные случаи местного сжатия

### Изгибаемые элементы

**5.18.** Расчет изгибаемых неармированных элементов следует производить по формуле

$$M \leq R_{tb} W, \quad (5.11)$$

где  $M$  – расчетный изгибающий момент;

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

$R_{tb}$  – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (см. табл. 3.10–3.12).

Расчет изгибаемых неармированных элементов на поперечную силу следует производить по формуле

$$Q \leq R_{tw} b z, \quad (5.12)$$

где  $R_{tw}$  – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе, по табл. 3.11–3.12;

$b$  – ширина сечения;

$z$  – плечо внутренней пары сил, для прямоугольного сечения,  $z = 2/3h$ .

**Примечание.** Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на изгиб по перевязанному сечению, не допускается.

### Центрально-растянутые элементы

**5.19.** Расчет элементов неармированных каменных конструкций на прочность при осевом растяжении следует производить по формуле

$$N \leq R_t A_n, \quad (5.13)$$

где  $N$  – расчетная осевая сила при растяжении;

$R_t$  – расчетное сопротивление кладки растяжению, принимаемое по табл. 3.10–3.12 по перевязанному сечению;

$A_n$  – расчетная площадь сечения нетто.

**Примечание.** Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на осевое растяжение по перевязанному сечению, не допускается.

### Срез

**5.20.** Расчет неармированной кладки на срез по горизонтальным перевязанным швам и перевязанным швам для бутовой кладки следует производить по формуле

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8\mu\sigma_0) A, \quad (5.14)$$

где  $R_{sq}$  – расчетное сопротивление срезу (см. табл. 3.10);

$\mu$  – коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0,7;

$\sigma_0$  – среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке 0,9;  $n$  – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для кладки из полнотелого кирпича и камней и равным 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами, а также для кладки из рваного бутового камня;  $A$  – расчетная площадь сечения.

Расчет кладки на срез по перевязанному сечению (по кирпичу или камню) следует производить по формуле (5.14) без учета обжатия (2-й член формулы 5.14). Расчетные сопротивления кладки должны приниматься по табл. 3.11.

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

## 6. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ (ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ)

**6.1.** Расчет элементов с сетчатым армированием (рис. 6.1) при центральном сжатии следует производить по формуле

$$N \leq m_g \phi R_{sk} A, \quad (6.1)$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$R_{sk} \leq 2R$  – расчетное сопротивление при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100}; \quad (6.2)$$

при пустотности более 20% (но не более 30%) – по формуле

$$R_{sk} = R + \frac{1,5\mu R_s}{100} \quad (6.3)$$

при прочности раствора менее 2,5 МПа (25 кгс/см<sup>2</sup>) при проверке прочности кладки в процессе ее возведения по формуле

$$R_{sk1} = R_1 + \frac{2\mu R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}}, \quad (6.4)$$

где  $R_1$  – расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора;  
 $R_{25}$  – расчетное сопротивление кладки при марке раствора 25;

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

– процент армирования по объему для сеток с квадратными ячейками из арматуры сечением  $A_{st}$  с размером ячейки  $C$  при расстоянии между сетками по высоте  $S$ .

$$\mu = \frac{2A_{st}}{CS} \cdot 100$$

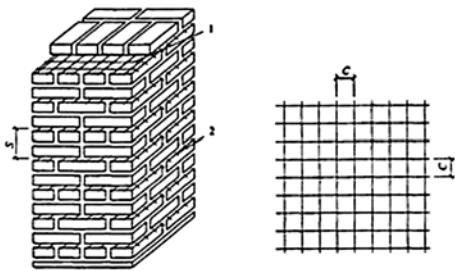
$m_g$  – коэффициент, определяемый по формуле (5.7);  
 $V_s$  и  $V_k$  – соответственно объемы арматуры и кладки;  
 $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 5.1 для  $\lambda_n$  или  $\lambda_y$  при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием  $a_{sk}$ , определяемой по формуле (4.4).

**Примечания:** 1. Процент армирования кладки сетчатой арматурой при центральном сжатии не должен превышать определяемого по формуле:

$$\mu = 50 \frac{R}{R_s} \geq 0,1\%.$$

2. Элементы с сетчатым армированием выполняются на растворах марки не ниже 50 при высоте ряда кладки не более 150 мм.

При прочности раствора более 2,5 МПа (25 кгс/см<sup>2</sup>) отношение  $R_1/R_{25}$  принимается равным 1.



**Рис. 6.1.** Поперечное (сетчатое) армирование каменных конструкций: 1 – арматурная сетка; 2 – выпуск арматурной сетки для контроля ее укладки

**6.2.** Расчет внецентренно сжатых элементов с сетчатым армированием при малых эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения  $e_0 \leq 0,17h$ ), следует производить по формуле

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A_c \omega \quad (6.5)$$

или для прямоугольного сечения

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega, \quad (6.6)$$

где  $R_{skb} \leq 2R$  – расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии, определяемое при марке раствора 50 и выше по формуле

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right), \quad (6.7)$$

а при марке раствора менее 25 (при проверке прочности кладки в процессе ее возведения) по формуле

$$R_{skb} = R_1 + \frac{2\mu R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}} \left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right). \quad (6.8)$$

Остальные величины имеют те же значения, что в пп. 5.1 и 5.7.

**Примечания:** 1. При эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений  $e_0 > 0,17h$ ), а также при  $\lambda_n > 15$  или  $\lambda_y > 53$  применять сетчатое армирование не следует.

2. Процент армирования кладки сетчатой арматурой при внецентренном сжатии не должен превышать определяемого по формуле

$$\mu = \frac{50R}{\left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right)} \geq 0,1\%.$$

## 7. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ (ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН И ПО ДЕФОРМАЦИЯМ)

**7.1.** По образованию и раскрытию трещин (швов кладки) и по деформациям следует рассчитывать:

а) внецентренно сжатые неармированные элементы при  $e_0 > 0,7y$ ;

б) смежные, работающие совместно конструктивные элементы кладки из материалов различной деформативности или при значительной разнице в напряжениях, возникающих в этих элементах;

в) самонесущие стены, связанные с каркасами и работающие на поперечный изгиб, если несущая способность стен недостаточна для самостоятельного (восприятия нагрузок);

г) стеновые заполнения каркасов – на перекося в плоскости стен;

д) продольно армированные изгибаемые, внецентренно сжатые и растянутые элементы, эксплуатируемые в условиях среды, агрессивной для арматуры;

е) продольно армированные емкости при наличии требований непроницаемости штукатурных или плиточных изоляционных покрытий;

ж) другие элементы зданий и сооружений, в которых образование трещин не допускается или же раскрытие трещин должно быть ограничено по условиям эксплуатации.

**7.2.** Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям второй группы следует производить на воздействие нормативных нагрузок при основных их сочетаниях. Расчет внецентренно сжатых неармированных элементов по раскрытию трещин при  $e_0 > 0,7y$  (см. п. 7.3) должен производиться на воздействие расчетных нагрузок.

**7.3.** Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно сжатых неармированных каменных конструкций следует производить при  $e_0 > 0,7y$  исходя из следующих положений: при расчете принимается линейная эпюра напряжений внецентренного сжатия как для упругого тела;

расчет производится по условному краевому напряжению растяжения, которое характеризует величину раскрытия трещин в растянутой зоне.

Расчет следует производить по формуле:



$$N \leq \frac{\gamma_r R_{tb} A}{\frac{A(h-y)e_0}{I} - 1}, \quad (7.1)$$

где  $I$  – момент инерции сечения в плоскости действия изгибающего момента;

$y$  – расстояние от центра тяжести сечения до сжатого его края;

$R_{tb}$  – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению (см. табл. 3.10);

$\gamma_r$  – коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин, принимаемый по табл. 7.1.

Остальные обозначения величин те же, что в п. 5.7.

**7.4.** Конструкции, в которых по условиям эксплуатации не может быть допущено появление трещин в штукатурных и других покрытиях, должны быть проверены на деформации растянутых поверхностей. Эти деформации для неармированной кладки следует определять при нормативных нагрузках, которые будут приложены после нанесения штукатурных или других покрытий, по формулам (7.2)–(7.5). Они не должны превышать величин относительных деформаций  $\epsilon_u$ , приведенных в табл. 7.2.

**7.5.** Расчет по деформациям растянутых поверхностей каменных конструкций из неармированной кладки следует производить по формулам:

при осевом растяжении

$$N \leq EA\epsilon_u, \quad (7.2)$$

при изгибе

$$M \leq \frac{EI\epsilon_u}{h-y}; \quad (7.3)$$

при внецентренном сжатии

$$N \leq \frac{EA\epsilon_u}{\frac{A(h-y)e_0}{I} - 1}; \quad (7.4)$$

при внецентренном растяжении

$$N \leq \frac{EA\epsilon_u}{\frac{A(h-y)e_0}{I} + 1}. \quad (7.5)$$

Таблица 7.1

Характеристика и условия работы кладки	Коэффициент условий работы $\gamma_r$ , при предполагаемом сроке службы конструкций, лет		
	100	50	25
1. Неармированная внецентренно нагруженная и растянутая кладка	1,5	2	3
2. То же, с декоративной отделкой для конструкций с повышенными архитектурными требованиями	1,2	1,2	-
3. Неармированная внецентренно нагруженная кладка с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкости	1,2	1,5	-
4. То же, с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой на замазке на жидком стекле	0,8	1	1

**Примечание.** Коэффициент условий работы  $\gamma_r$  при расчете продольно армированной кладки на внецентренное сжатие, изгиб, осевое и внецентренное растяжение и главные растягивающие напряжения принимаются по табл. 7.1 с коэффициентами:  
 $k = 1,25$  при  $\mu \geq 0,1$  %;  
 $k = 1$  при  $\mu \leq 0,05$  %.  
 При промежуточных процентах армирования – по интерполяции, выполняемой по формуле  $k = 0,75 + 5\mu$ .

Таблица 7.2

Вид и назначение покрытий	$\epsilon_u$
Гидроизоляционная цементная штукатурка для конструкций, подверженных гидростатическому давлению жидкостей	$0,8 \cdot 10^{-4}$
Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле или однослойное покрытие из плиток каменного литья (диабаз, базальт) на кислотоупорной замазке	$0,5 \cdot 10^{-4}$
Двух- и трехслойные покрытия из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке:	
а) вдоль длинной стороны плиток	$1 \cdot 10^{-4}$
б) то же, вдоль короткой стороны плиток	$0,8 \cdot 10^{-4}$

**Примечание:** При продольном армировании конструкций, а также при оштукатуривании неармированных конструкций по сетке предельные относительные деформации ей допускается увеличивать на 25 %.

В формулах (7.2)–(7.5):

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

$\epsilon_u$  – предельные относительные деформации, принимаемые по табл. 7.2;

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

$I$  – момент инерции сечения;

$E$  – модуль деформаций кладки, определяемый по формуле (4.8).

## 8. МНОГОСЛОЙНЫЕ СТЕНЫ (СТЕНЫ ОБЛЕГЧЕННОЙ КЛАДКИ И СТЕНЫ С ОБЛИЦОВКАМИ)

**8.1.** Отдельные слои многослойных стен должны быть соединены между собой жесткими или гибкими связями. Жесткие связи должны обеспечивать распределение нагрузки между конструктивными слоями. При гибком соединении слоев каждый слой следует рассчитывать отдельно на воспринимаемые им нагрузки.

### Стены с жестким соединением слоев

**8.2.** Жесткими являются связи:

а) при любом теплоизоляционном слое и расстояниях между осями вертикальных диафрагм из тычковых рядов кирпичей или камней не более  $10h$  и не более 120 см, где  $h$  – толщина более тонкого конструктивного слоя;

б) при теплоизоляционном слое из монолитного бетона с пределом прочности на сжатие не менее 0,7 МПа или кладке из камней марки не ниже 10 при тычковых горизонтальных прокладных рядах, расположенных на расстояниях между осями рядов по высоте кладки не более  $5h$  и не более 62 см.

**8.3.** Расчет многослойных стен с жесткими связями следует производить:

а) при центральном сжатии по формуле (5.1);

б) при внецентренном сжатии по формуле (5.4).

В формулах (5.1) и (5.4) принимаются: площадь приведенного сечения  $A_{red}$ , площадь сжатой части приведенного сечения  $A_{cred}$  и расчетное сопротивление слоя, к которому приводится сечение, с учетом коэффициента использования его прочности  $mR$ .

Коэффициенты продольного изгиба  $\varphi$ ,  $\varphi_1$  и коэффициент  $m_g$  следует определять по указаниям пп. 5.2–5.7 для материала слоя, к которому приводится сечение.

**8.4.** При приведении сечения стены к одному материалу толщина слоев должна приниматься фактической, а ши-

Таблица 8.1

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

Таблица 8.2

Материал облицовочного слоя $m_i$	Материал стены $m$							
	керамические камни		керамический кирпич пластического прессования		силикатный кирпич		керамический кирпич полусухого прессования	
	$m_i$	$m$	$m_i$	$m$	$m_i$	$m$	$m_i$	$m$
Лицевой кирпич пластического прессования высотой 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

рина слоев (по длине стены) изменяться пропорционально отношению расчетных сопротивлений и коэффициентов использования прочности слоев по формуле

$$b_{red} = b \frac{m_i R_i}{m R} \quad (8.1.)$$

где  $b_{red}$  – приведенная ширина слоя;  
 $b$  – фактическая ширина слоя;

$R$ ;  $m$  – расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности слоя, к которому приводится сечение;  
 $R_i$ ;  $m_i$  – расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности любого другого слоя стены. Коэффициенты использования прочности слоев в многослойных стенах  $m$  и  $m_i$  приведены в табл. 8.1 и 8.2.

**8.5.** Многослойные стены с утеплителями с пределом прочности на сжатие 1,5 МПа и ниже следует рассчитывать по сечению кладки без учета несущей способности утеплителя.

**8.6.** В двухслойных стенах при жесткой связи слоев эксцентриситет продольной силы, направленной в сторону термоизоляционного слоя относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, не должен превышать 0,5 $u$ .

**8.7.** Сечение стен с облицовкой следует приводить к материалу основного несущего слоя стены. Расчет по раскрытию швов облицовки на растянутой стороне сечения при эксцентриситете в сторону кладки, превышающем 0,7 $u$  относительно оси приведенного сечения, следует производить по указаниям п. 7.3.

**8.8.** При расчете стен с облицовками эксцентриситет нагрузки в сторону облицовки не должен превышать 0,25  $u$  ( $u$  – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до края сечения в сторону эксцентриситета). При эксцентриситете, направленном в сторону внутренней грани стены,

$$e_0 = u \frac{1-m}{1+m},$$

но не менее 0,1 $u$  расчет по формулам (5.1)–(5.4) производится без учета коэффициентов  $m$  и  $m_i$ , приведенных в табл. 8.2, как однослойного сечения по материалу основного

несущего слоя стены, при этом в расчет вводится вся площадь сечения элемента.

#### Стены с вертикальными диафрагмами

**8.9.** Кладка вертикальных и горизонтальных кирпичных диафрагм, соединяющих слои кладки, проверяется на срез:

$$\tau \leq R_{sq} \quad (8.2)$$

$\tau$  – касательные напряжения, действующие в вертикальной плоскости, проходящей через диафрагму, и возникающие от совместного действия вертикальной нагрузки и температурно-влажностных деформаций;

$R_{sq}$  – расчетное сопротивление кладки диафрагм срезу, определяемое по п. 3.11.

**8.10.** Расчет стен с вертикальными диафрагмами следует производить:

а) при центральном сжатии по формуле (5.1);

б) при внецентренном сжатии по формуле (5.4), при этом коэффициент для кладки с вертикальными диафрагмами принимается равным 1.

**8.11.** Максимальное по абсолютной величине значение вертикального усилия равно:

$$N = \max \begin{cases} N(N)^{ан} + N(sh)^{ан} + N(t); \\ N(N)^{ок} + N(sh)^{ок} + N(t). \end{cases} \quad (8.3)$$

Здесь  $N(N)^{ан}$  – вертикальное усилие в слое стены, вызываемое вертикальной нагрузкой при возрасте кладки более пяти лет, когда суммарные деформации ползучести имеют наибольшее значение;

$N(N)^{ок}$  – вертикальные усилия в слое стены, вызываемые вертикальной нагрузкой на момент окончания возведения стены;

$N(sh)^{ан}$ ;  $N(sh)^{ок}$  – вертикальные усилия в слое стены, развиваемые вследствие перераспределения усилий, вызванных деформациями усадки (набухания) кладки, соответственно для возраста кладки более пяти лет и на момент окончания ее возведения;

$N(t)$  – максимальные значения вертикальных усилий, возникающих от температурных деформаций.

**8.12.** При расчете на центральное и внецентренное сжатие рассматривается фрагмент стены двутаврового сечения (рис. 8.1). Изгибающие моменты от внецентренного приложения нагрузки учитываются только от нагрузок, приложенных в пределах рассматриваемого этажа. Помимо вертикальных усилий следует учитывать изгибающие моменты, возникающие от температурных воздействий.

В формулах (5.1) и (5.4) принимаются: площадь приведенного сечения  $A_{red}$ , площадь сжатой части приведенного сечения  $A_{cred}$  и расчетное сопротивление слоя, к которому приводится сечение, с учетом коэффициента использования его прочности  $mR$ .

Коэффициенты продольного изгиба  $\varphi$ ,  $\varphi_1$  и коэффициент  $m_g$  следует определять по указаниям пп. 5.2–5.7 для материала слоя, к которому приводится сечение, для сечения, проходящего по диафрагме.

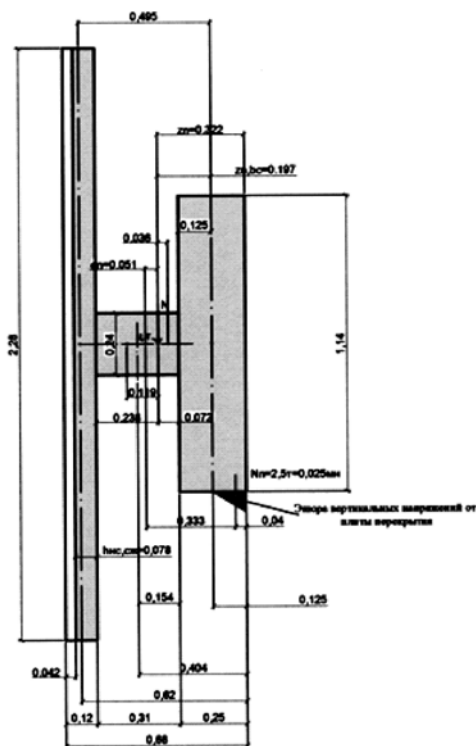


Рис. 8.1. Приведенное сечение рассчитываемого фрагмента стены

Приведенная площадь горизонтального сечения рассчитываемого участка стены определяется по формуле:

$$A_{red} = A_{bc} + A_{red,nc} + A_{red,d} \quad (8.4)$$

где  $A_{bc}$  – площадь горизонтального сечения внутреннего слоя, к которому приводится сечение;

$A_{red,nc}$  – приведенная площадь горизонтального сечения наружного слоя;

$A_{red,d}$  – приведенная площадь горизонтального сечения диафрагмы;

$h_{nc}$  – толщина наружного слоя;

$h_d$  – толщина диафрагмы (расстояние в свету между наружным и внутренним слоями).

Приведение материала наружного слоя и диафрагмы к материалу внутреннего слоя производится по п. 8.4.

Высота сжатой зоны определяется из условия равенства нулю суммы статических моментов эпюры вертикальных напряжений относительно оси приложения вертикального усилия. При этом принимается, что в предельном состоянии

эпюра вертикальных напряжений является прямоугольной. Для многослойной кладки с вертикальными диафрагмами принимается приведенная упругая характеристика кладки, определяемая по формуле:

$$\alpha_{red} = \frac{\alpha_{bc} A_{bc} + \alpha_{nc} A_{nc} + \alpha_d A_d}{A_{red}} \quad (8.5)$$

где  $\alpha_{bc}$ ,  $\alpha_{nc}$ ,  $\alpha_d$  – упругие характеристики соответственно, внутреннего, наружного слоев и диафрагмы.

#### Стены с гибкими связями с поэтажным опиранием лицевого слоя

**8.13.** Вследствие температурно-влажностных деформаций кладки лицевого слоя, внутреннего слоя из кирпичной или каменной кладки, монолитного железобетона и т. д., каркаса здания, перекрытий, в кладке лицевого слоя возможно образование вертикальных и наклонных трещин. Вертикальные деформационные швы в кладке лицевого слоя способствуют снижению уровня горизонтальных растягивающих напряжений в кладке и растягивающих усилий в гибких связях.

С целью повышения прочности кладки лицевого слоя растяжению выполняется ее армирование горизонтальными сетками. Армирование кладки лицевого слоя, конструкция и шаг гибких связей, расстояния между вертикальными деформационными швами в лицевом слое назначаются, исходя из результатов расчетов фрагментов здания на температурно-влажностные воздействия и конструктивных требований (п. 10.63). При больших ветровых нагрузках усилия в связях и кладке определяются также с их учетом.

#### Проверка прочности кладки лицевого слоя на действие горизонтальных растягивающих усилий

**8.14.** Прочность кладки лицевого слоя наружных стен с гибкими связями проверяется на растяжение по формулам:

– для неармированной кладки:

$$N_t = R_t A_{nt} \geq m_1 m_2 m_3 m_4 N; \quad (8.6)$$

– для армированной кладки:

$$N_t = \gamma_{cs} R_s A_s \geq m_1 m_2 m_3 m_4 N, \quad (8.7)$$

где  $R_t$  – расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению, принимаемое по табл. 3.11;

$R_{st}$  – расчетное сопротивление продольной арматуры;

$A_{nt}$  – площадь вертикального сечения кладки по кирпичу нетто (за вычетом площади сечения вертикальных швов);

$A_s$  – площадь сечения продольной арматуры;

$\gamma_{cs}$  – коэффициент условий работы, определяемый по табл. 3.13. При армировании сетками  $\gamma_{cs} = 0,75$ ;

$N_t$  – несущая способность кладки на растяжение;

$N$  – горизонтальное растягивающее усилие, являющееся суммой усилий от температурно-влажностных воздействий и ветровой нагрузки:

$$N = N(t) + N(\omega), \quad (8.8)$$

где  $N(t)$  – горизонтальное растягивающее усилие от температурно-влажностных воздействий, определяемое по п. 8.15;

$N(\omega)$  – горизонтальное растягивающее усилие от ветровой нагрузки;

$m_1$  – коэффициент условий работы кладки лицевого слоя, принимаемый равным 1 при расстоянии между горизонтальными температурными швами не более 3,5 м и 2 – при большем значении;

$m_2$  – коэффициент условий работы кладки лицевого слоя, принимаемый равным 1,5 при опирании лицевого слоя на стальные уголки и кронштейны; при опирании на балконную плиту или плиту лоджии, соединенные с перекрытием, коэффициент принимается равным 0,83; в остальных случаях – равным 1;

$m_3$  – коэффициент условий работы кладки лицевого слоя, зависящий от его толщины. При толщине слоя более 25 см принимается равным 0,67, в остальных случаях – 1;

$m_4$  – коэффициент условий работы кладки лицевого слоя, в стенах выше девятого этажа принимаемый равным 1,5, в остальных случаях – 1.

**8.15.** Горизонтальные растягивающие усилия в лицевом слое кладки, возникающие от температурно-влажностных воздействий  $N(t)$ , определяются из расчета по программам, реализующим метод конечного элемента и т. п. Для зданий с железобетонными перекрытиями возможно применение следующих приближенных формул.

Максимальное горизонтальное усилие, возникающее в кладке лицевого слоя на высоте до 1 м от опоры от температурно-влажностных воздействий, следует определять по формуле:

$$N(t) = \sigma A, \quad (8.9)$$

где  $A$  – площадь вертикального сечения кладки лицевого слоя брутто (с учетом вертикальных швов) высотой 1 м;

$\sigma$  – максимальная величина горизонтальных растягивающих напряжений, возникающих в лицевом слое кладки от температурно-влажностных воздействий, определяемая по формуле:

$$\sigma = a(b + 0,0088L)E_{\kappa} \alpha_t \Delta t \text{ [МПа]}; \quad (8.10)$$

$E_{\kappa}$  – модуль деформаций кладки, определяемый с учетом длительных деформаций по формуле:

$$E_{\kappa} = E^0/\nu; \quad (8.11)$$

$E^0$  – модуль упругости кладки, определяемый по формуле (4.1);

$\nu$  – коэффициент, учитывающий влияние ползучести кладки, определяемый по п. 8.16;

$\alpha_t$  – коэффициент линейного расширения кладки;

$L$  – расчетная суммарная длина стен фрагментов (м), определяемая по п. 8.16;

$\Delta t$  – расчетный перепад температур, определяемый по СНиП «Нагрузки и воздействия» как для однослойной конструкции неотапливаемого здания;

$a$  – коэффициент, равный  $1[1/({}^{\circ}\text{C} \times \text{м})]$ ;  $b$  – коэффициент, равный 0,67[м].

**8.16.** Назначение расчетной суммарной длины стен фрагментов для определения горизонтальных растягивающих напряжений в лицевом слое кладки по формуле (8.10), производится по следующим формулам:

– для Г-образных фрагментов с двумя температурными швами:

$$L = L_x + L_y, \quad (8.12)$$

где  $L_x$  и  $L_y$  – длина стены от угла до деформационного шва соответственно по осям X и Y;

– для П-образных фрагментов и Z-образных фрагментов с двумя температурными швами:

$$L = L_{x,1} + L_y + L_{x,2}; \quad (8.13)$$

– для Г-образных фрагментов с одним температурным швом:

$$L = 2(L_x + L_y); \quad (8.14)$$

– для Г-образных фрагментов без температурных швов:

$$L = 4(L_x + L_y). \quad (8.15)$$

### Проверка прочности гибких связей на действие горизонтальных растягивающих усилий

**8.17.** Прочность связи на растяжение  $N_{t,s}$  проверяется по формуле:

$$N_{t,s} \geq m_1 m_2 m_3 m_4 m_5 N_s; \quad (8.16)$$

Прочность узла анкерной связи  $N_{t,a}$  проверяется по формуле:

$$N_{t,a} \geq m_1 m_2 m_3 m_4 m_5 N_s. \quad (8.17)$$

В формулах приняты следующие обозначения:

$N_s$  – горизонтальное растягивающее усилие в связи, являющееся суммой усилий от температурно-влажностных воздействий и ветровой нагрузки:

$$N_s = N_s(t) + N_s(\omega); \quad (8.18)$$

$N_s(t)$  – растягивающее усилие в связи от температурно-влажностных воздействий, определяемое по п. 8.20;

$N_s(\omega)$  – растягивающее усилие в связи от ветровой нагрузки;

$m_1 m_2 m_3 m_4$  – коэффициенты условий работы, принимаемые по п. 8.15;

$m_5$  – коэффициент условий работы связей, зависящий от неравномерности включения в работу отдельных связей, зависящий от конструкции связи, наличия или отсутствия предварительного напряжения связей. При отсутствии данных принимается  $m_5 = 2$ .

**8.20.** Растягивающее усилие в связи от температурно-влажностных воздействий определяется из расчета по программам, реализующим метод конечного элемента и т. п. Для расположенных вблизи угла связей максимальные усилия в них могут определяться по следующим приближенным формулам:

$$N_s(t) = k[a \ln(L - b) + c] E_{\kappa} \alpha_t \Delta_t \text{ КН при } L > 8,5; \quad (8.19)$$

$$N_s(t) = n[dL^2 + e] E_{\kappa} \alpha_t \Delta_t \text{ КН, при } L \leq 8,5. \quad (8.20)$$

где коэффициенты принимают следующие значения:

$a = 0,73 [1/\text{м}]$ ;  $b = 8 [\text{м}]$ ;  $c = 3,3$ ;  $d = 0,05 [\text{м}]$ ;  $e = 0,15$ ;  $k = 2,21 [1/{}^{\circ}\text{C}]$ ;  $n = 1,65 [1/{}^{\circ}\text{C}]$ ;

модуль упругости задается в МПа, температура в  ${}^{\circ}\text{C}$ .

$E_{\kappa}$ ,  $\alpha_t$  – соответственно модуль деформаций и коэффициент линейного расширения кладки;  $\Delta_t$  – расчетный перепад температуры.

Назначение расчетной суммарной длины  $L$  стен производится по следующим формулам:

– для Г-образных фрагментов с внешним углом с двумя температурными швами принимается максимальное из двух значений:

$$L = L_x + 0,25L_y/L_x, \quad (8.21)$$

$$L = L_y + 0,25L_x/L_y, \quad (8.22)$$

где  $L_x$  и  $L_y$  – длина стены от угла до деформационного шва соответственно по осям X и Y;

– для Г-образных фрагментов с внешним углом с одним температурным швом:

$$L = 2L_x + 0,75L_y/L_x. \quad (8.23)$$

### Назначение расстояний между вертикальными деформационными швами в лицевом слое кладки и мест их расположения

**8.21.** Расстояния между вертикальными деформационными швами могут назначаться из соблюдения следующих условий:

– не превышение прочности кладки лицевого слоя на растяжение в соответствии с п. 8.14;

– не превышение прочности связей и анкерных узлов на растяжение в соответствии с п. 8.20.



В любом случае при назначении мест расположения вертикальных температурных швов следует выполнять конструктивные требования, приведенные в п. 10.63.

### 9. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ЗДАНИЙ

**9.1.** Усилия в стенах зданий следует определять из пространственных расчетов здания с учетом их совместной работы и совместной работы с другими конструктивными элементами здания: перекрытиями, каркасом и т. п. Стены должны проверяться на возможность образования в них вертикальных и наклонных трещин, исключающих их совместную работу, вследствие неодинаковых вертикальных деформаций кладки, ветровых воздействий, неравномерной осадки фундаментов, температурно-влажностных деформаций. Когда существует вероятность образования между стенами или их отдельными участками трещин, расчет выполняется по двум вариантам: с учетом и без учета совместной работы стен в местах возможного образования трещин. Расчет отдельных фрагментов стен может выполняться по упрощенным методикам, приведенным ниже.

**9.2.** В результате длительных деформаций может происходить перераспределение усилий между стенами, а так-

же другими конструктивными элементами, что необходимо учитывать при расчете.

**9.3.** При использовании конечно-элементной модели нагрузки от перекрытий и других элементов должны прикладываться таким образом, чтобы учитывались эксцентриситеты их опирания на стены.

**9.4.** Проверка сечений стен по предельным состояниям в соответствии с разделами 5–8 на полученные из расчета здания усилия.

#### Упрощенные методики расчета фрагментов стен

**9.5.** Каменные стены и столбы зданий при расчете на горизонтальные нагрузки, внецентренное и центральное сжатие следует принимать опертыми в горизонтальном направлении на междуэтажные перекрытия, покрытия и поперечные стены. Эти опоры делятся на жесткие (несмещаемые) и упругие.

За жесткие опоры следует принимать:

а) поперечные каменные и бетонные стены толщиной не менее 12 см, железобетонные толщиной не менее 6 см, контрфорсы, поперечные рамы с жесткими узлами, участки поперечных стен и другие конструкции, рассчитанные на восприятие горизонтальной нагрузки;

б) покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными, жесткими конструкциями не более указанных в табл. 9.2;

Таблица 9.1

Вид кладки	Группа кладки			
	I	II	III	IV
1. Сплошная кладка из кирпича или камней марки 50 и выше	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	-	-
2. То же, марок 35 и 25	-	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	-
3. То же, марок 15, 10 и 7	-	-	На любом растворе	На любом растворе
4. Крупные блоки из кирпича или камней (вибрированные и невибрированные)	На растворе марки 25 и выше	-	-	-
5. Кладка из грунтовых материалов (грунтоблоки и сырцовый кирпич)	-	-	На известковом растворе	На глиняном растворе
6. Облегченная кладка из кирпича или бетонных камней с перевязкой горизонтальными тычковыми рядами или скобами	На растворе марки 50 и выше с заполнением бетоном не ниже класса В2 или вкладышами марок 25 и выше	На растворе марки 25 с заполнением бетоном или вкладышами марки 15	На растворе марки 10 и с заполнением засыпкой	-
7. Облегченная кладка из кирпича или камней колодезная (с перевязкой вертикальными диафрагмами)	На растворе марки 50 и выше с заполнением теплоизоляционными плитами или засыпкой	На растворе марки 25 с заполнением теплоизоляционными плитами или засыпкой	-	-
8. Кладка из постелистого бута	-	На растворе марки 25 и выше	На растворе марок 10 и 4	На глиняном растворе
9. Кладка из рваного бута	-	На растворе марки 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4
10. Бутобетон	На бетоне класса В7,5 и выше	На бетоне классов В5 и В3,5	На бетоне класса В2,5	-

Таблица 9.2

Тип покрытий и перекрытий	Расстояние между поперечными жесткими конструкциями, м, при группе кладки			
	I	II	III	IV
А. Железобетонные сборные замоноличенные (см. прим. 2) и монолитные	54	42	30	-
Б. Из сборных железобетонных настилов (см. прим. 3) и из железобетонных или стальных балок с настилом из плит или камней	42	36	24	-
В. Деревянные	30	24	18	12

**Примечания:** 1. Указанные в табл. 9.2 предельные расстояния должны быть уменьшены в следующих случаях:

а) при скоростных напорах ветра 70, 85 и 100 кгс/м<sup>2</sup> соответственно на 15, 20 и 25 %;

б) при высоте здания 22–32 м – на 10 %; 33–48 м – на 20 % и более 48 м – на 25 %;

в) для узких зданий при ширине  $b$  менее двойной высоты этажа  $H$  – пропорционально отношению  $b/2H$ .

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

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

4. Перекрытия типа В должны иметь двойной деревянный настил или настил, накат и подшивку.

в) ветровые пояса, фермы, ветровые связи и железобетонные обвязки, рассчитанные по прочности и по деформациям на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен.

За упругие опоры следует принимать покрытия и междуэтажные перекрытия при расстояниях между поперечными жесткими конструкциями, превышающих указанные в табл. 9.2 при отсутствии ветровых связей, указанных в подпункте «в».

Стены и столбы, не имеющие связи с перекрытиями (при устройстве катковых опор и т. п.), следует рассчитывать как свободно стоящие.

Неармированные кладки из каменных материалов в зависимости от вида кладки, а также прочности камней и расстановок подразделяются на четыре группы (табл. 9.1).

### Расчет зданий с жесткой конструктивной схемой

**9.6.** Стены и столбы, имеющие в плоскостях междуэтажных перекрытий жесткие опоры, рассчитываются согласно указаниям, приведенным в пп. 9.19–9.22. Эпюры изгибающих моментов при расчете стен как неразрезных или однопролетных балок с шарнирными опорами приведены на рис. 9.1. Величины эксцентриситетов, возникающих в стенах при действии вертикальных и горизонтальных (ветровых) нагрузок относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стены, определяются по формуле

$$e_0 = \frac{M}{N}, \quad (9.1)$$

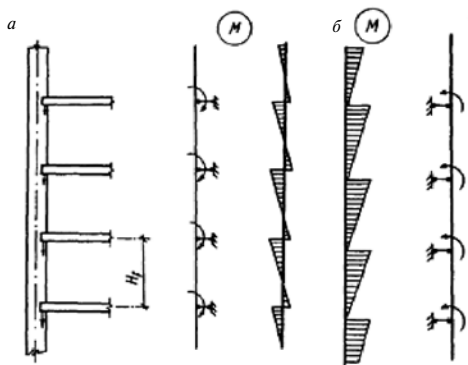
где  $M$  – изгибающий момент в сечении;

$N$  – нормальная сила от вертикальной нагрузки.

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

При отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, допускается принимать расстояние от точки приложения опорной реакции прогонов, балок или настила до внутренней грани стены или опорной плиты равным одной трети глубины заделки, но не более 7 см.

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки следует определять в пределах каждого этажа как для балки с заделанными концами, за исключением верхнего этажа, в котором верхняя опора принимается шарнирной.



**Рис. 9.1.** Расчетные схемы и эпюры изгибающих моментов от вертикальных внецентренно приложенных нагрузок: а – стена рассчитывается как неразрезная балка; б – стена рассчитывается в пределах каждого этажа как однопролетная балка

**9.7.** При расчете стен зданий на ветровые нагрузки, направленные параллельно стенам, производится распределение ветровой нагрузки между поперечными или продольными стенами, расположенными в направлении действия нагрузки.

**9.8.** Если стены взаимно перпендикулярного направления соединены перевязкой или другими достаточно жесткими и прочными связями, то следует учитывать совместную работу рассчитываемой стены и участков примыкающих к ней стен.

**9.9.** Поперечные стены, воспринимающие действующие в их плоскости горизонтальные (ветровые) нагрузки, должны быть рассчитаны на главные растягивающие напряжения по пп. 9.20; 9.21. Если прочность поперечных стен с проемами обеспечивается только с учетом жесткости перемычек, то перемычки должны быть рассчитаны на возникающие в них перерезывающие силы (см. пп.9.22; 9.23).

### Расчет стен зданий с упругой конструктивной схемой

**9.10.** К зданиям с упругой конструктивной схемой относятся здания, в которых расстояния между поперечными стенами или другими жесткими опорами для перекрытий и покрытий превышают указанные в табл. 9.2 при отсутствии ветровых связей, указанных в п. 9.5 в. Независимо от расстояния между поперечными конструкциями к упругим опорам относятся покрытия из легких конструкций, опирающихся на металлические или железобетонные фермы, прогоны, балки.

**9.11.** При упругих опорах производится расчет рамной системы, стойками которой являются стены и столбы (железобетонные, кирпичные и др.), а ригелями – перекрытия и покрытия, которые рассматриваются как жесткие распорки, шарнирно связанные со стенами. При упругих опорах принимается, что стойки заделаны в грунт в уровне пола здания (при наличии бетонного подстилающего слоя под полы и отмоксти).

**9.12.** При статических расчетах рам жесткость стен или столбов, выполненных из кирпичной или каменной кладки, допускается определять при модуле упругости кладки  $E = 0,8 E_0$  и моменте инерции сечения без учета раскрытия швов, а перекрытия и покрытия следует принимать как жесткие ригели (распорки), шарнирно связанные со стенами.

**9.13.** Если нагрузка от перекрытия или покрытия распределена равномерно по длине стены, например при покрытии из железобетонного настила, за ширину полки стены с пилястрой может приниматься вся ширина простенка или же, при глухих стенах, – вся длина стены между осями примыкающих к пилястре пролетов.

Если нагрузка от перекрытия сосредоточена на отдельных участках (опирание ферм, балок и пр.), при статическом расчете допускается принимать ширину полки тавра согласно следующим указаниям: не более  $6h$  и ширины стены между проемами ( $H$  – высота стены от уровня заделки,  $h$  – толщина стены). При отсутствии пилястры и передаче на стены сосредоточенных нагрузок ширина участка  $1/3H$  принимается в каждую сторону от края распределительной плиты, установленной под опорами ферм или прогонов.

Если толщина стены меньше 0,1 высоты сечения пилястры, то сечение рассматривается как прямоугольное без учета примыкающих участков стены.

**9.14.** Каждая поперечная рама, состоящая из вертикальных и горизонтальных элементов, расположенных на одной

оси, рассчитывается, как правило, независимо от других рам, если нет специальных условий, при которых возможна существенная перегрузка какой-либо рамы при загрузке других пролетов. Расчет производится на все нагрузки, расположенные между средними осями пролетов здания, примыкающих к рассчитываемой раме.

**9.15.** Расчет стен и столбов законченного здания упругой конструктивной схемы производится с учетом разных условий работы этих элементов при нагрузках, приложенных до и после установки перекрытий. Стены и столбы рассчитываются на нагрузки, приложенные до установки перекрытий или покрытий (собственный вес стен, некоторые виды оборудования и др.), как свободно стоящие стойки, заделанные в грунт. На нагрузки, приложенные после устройства перекрытий, стены и столбы рассчитываются как элементы рам. Усилия, вычисленные при этих двух нагрузках, суммируются.

Опорные реакции в шарнирной верхней опоре каждой стойки определяются последовательно от всех приложенных нагрузок, и полученные значения суммируются.

#### Проверка прочности кладки стен по наклонным сечениям

При учете совместной работы поперечных и продольных стен при действии горизонтальной нагрузки должно быть обеспечено восприятие сдвигающих усилий в местах их взаимного примыкания, определяемых по формуле

$$T = \frac{Q\Delta yH}{l} \leq hHR_{sq}, \quad (9.2)$$

где  $T$  – сдвигающее усилие в пределах одного этажа;

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

$y$  – расстояние от оси продольной стены до оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане (рис. 9.2);

$A$  – площадь сечения полки (участка продольной стены, учитываемого в расчете);

$I$  – момент инерции сечения стен относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане;

$h$  – толщина поперечной стены;

$H$  – высота этажа;

$R_{sq}$  – расчетное сопротивление кладки срезу по вертикальному перевязанному сечению (см. п. 5.20).

**9.16.** Расчет поперечных стен на главные растягивающие напряжения следует производить по формуле

$$Q \leq \frac{R_{tw}hl}{v}; \quad (9.3 \text{ a})$$

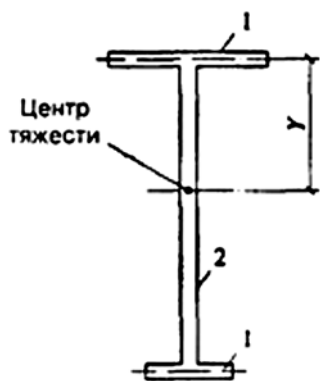


Рис. 9.2. План поперечной стены и простенков продольных стен: 1 – простенок продольной стены; 2 – поперечная стена

при наличии в стене растянутой части сечения – по формуле

$$Q \leq \frac{R_{tw}A_c}{v}; \quad (9.3 \text{ б})$$

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

$$R_{tw} = \sqrt{R_{tw}(R_{tw} + \sigma_0)}, \quad (9.4)$$

$R_{tw}$  – расчетное сопротивление главным растягивающим напряжениям по швам кладки (табл. 3.10);

$R_{tw}$  – расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой расчетной силой  $N$ , определяемой с коэффициентом перегрузки 0,9;

$$\sigma_0 = \frac{0,9N}{A}. \quad (9.5 \text{ a})$$

При наличии в стене растянутой части сечения принимается

$$\sigma_0 = \frac{0,9N}{A_c}, \quad (9.5 \text{ б})$$

где  $A$  – площадь сечения поперечной стены с учетом (или без учета) участков продольной стены (см. рис. 9.2);

$A_c$  – площадь только сжатой части сечения стены при эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения;

$h$  – толщина поперечной стены на участке, где эта толщина наименьшая, при условии, если длина этого участка превышает 1/4 высоты этажа или же 1/4 длины стены; при наличии

в стене каналов их ширина из толщины стены исключается;

$l$  – длина поперечной стены в плане, если в сечение входят полки в виде отрезков наружных стен, то  $l$  – расстояние между осями этих полок;

$$v = \frac{S_0}{I}$$

– коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении. Значения  $v$  допускается принимать: для двутавровых сечений  $v = 1,15$ ; для тавровых сечений  $v = 1,35$ ; для прямоугольных сечений (без учета работы продольных стен)  $v = 1,5$ ;

$S_0$  – статический момент части сечения, находящейся по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести сечения;

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

**9.21.** Расчетное сопротивление скалыванию армированной кладки  $R_{stq}$  следует определять по формуле

$$R_{stq} = \sqrt{\frac{\mu R_s}{100} \left( \frac{\mu R_s}{100} + \sigma_0 \right)}, \quad (9.6)$$

где  $\mu$  – процент армирования, определяемый по вертикальному сечению стены.

#### Проверка прочности перемычек при расчете поперечных стен здания на горизонтальные нагрузки

**9.22.** При расчете поперечных стен здания на горизонтальные нагрузки, действующие в их плоскости, перемычки, перекрывающие проемы в стенах, рассматриваются как шарнирные вставки между вертикальными участками стен.

Если прочность поперечных стен с проемами при действии горизонтальных нагрузок обеспечивается только с учетом жесткости перемычек, то перемычки должны воспринимать возникающие в них перерезывающие силы, определяемые по формуле

$$T = \frac{QH_v}{l}, \quad (9.7)$$

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

$H$  – высота этажа;

$l$  – длина поперечной стены в плане (п. 9.20);

$v$  – принимается по п. 9.20.

**9.23.** Расчет перемычек на перерезывающую силу от горизонтальной нагрузки, определяемую по формуле (9.7), производится на скалывание и на изгиб по формулам (9.8) и (9.9), причем принимается меньшая из двух полученных величин

$$T \leq \frac{2}{3} R_{tw} A, \quad (9.8)$$

$$T \leq \frac{1}{3} R_{tw} A \frac{h}{l}, \quad (9.9)$$

где  $h$  и  $l$  – высота и пролет перемычки (в свету);

$T$  – см. формулу (9.7);

$A$  – поперечное сечение перемычки;

$R_{tw}$  и  $R_{tb}$  – см. табл. 3.10.

Если прочность перемычек недостаточна, то они должны быть усилены продольным армированием или железобетонными балками, рассчитываемыми на изгиб и скалывание на момент

$$M = \frac{Tl}{2} \quad (9.10)$$

и поперечную силу  $T$ , формула (9.7), в соответствии с главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

## 10. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

**10.1.** При проверке прочности и устойчивости стен, столбов, карнизов и других элементов в период возведения зданий следует учитывать, что элементы перекрытий (балки, плиты и пр.) укладываются по ходу кладки и что возможно опирание элементов здания на свежую кладку.

**10.2.** Крупногабаритные элементы конструкций (панели, крупные блоки и т. п.) должны быть проверены расчетом для стадий их изготовления, транспортирования и монтажа. Собственный вес элементов сборных конструкций следует принимать в расчете с учетом коэффициента динамичности, величина которого принимается равной: при транспортировании – 1,8; при подъеме и монтаже – 1,5; при этом коэффициент надежности по нагрузке к собственному весу элемента не вводится. Допускается уменьшение указанных выше коэффициентов динамичности, если это подтверждено длительным опытом применения таких элементов, но не ниже 1,25.

**10.3.** Для сплошной кладки из кирпича и камней правильной формы, за исключением кирпичных панелей, необходимо предусматривать следующие минимальные требования к перевязке:

а) для кладки из полнотелого кирпича толщиной 65 мм – один тычковый ряд на шесть рядов кладки, а из кирпича толщиной 88 мм и пустотелого кирпича толщиной 65 мм – один тычковый ряд на четыре ряда кладки;

б) для кладки из камней правильной формы при высоте ряда до 200 мм – один тычковый ряд на три ряда кладки;

в) для кладки из крупноформатных камней 250×510×219 мм длиной на толщину стены 510 мм перевязку следует осуществлять в полкамня по его ширине в каждом ряду.

**10.4.** Необходимо предусматривать защиту стен и столбов от увлажнения со стороны фундаментов, а также со стороны примыкающих тротуаров и отмосток устройством гидроизоляционного слоя выше уровня тротуара или верха отмостки. Гидроизоляционный слой следует устраивать также ниже пола подвала.

Для подоконников, поясков, парапетов и тому подобных выступающих, особо подверженных увлажнению частей стен следует предусматривать защитные покрытия из цементного раствора, кровельной стали и др. Выступающие части стен должны иметь уклоны, обеспечивающие сток воды.

**10.5.** Приведенные в разделе 9 расчеты ограничивают возможность раскрытия трещин, но не исключают полностью вероятность их появления. Трещины также могут появиться в результате неравномерной осадки фундаментов, температурных воздействий, усадки и др. Для обеспечения совместной работы стен и перекрытий при проектировании зданий должны быть предусмотрены следующие конструктивные мероприятия. В зданиях высотой более 5 этажей рекомендуется устраивать под перекрытиями или между торцами опирающихся на стены плит перекрытий армокаменные пояса, укладываемые по наружным и внутренним стенам. Пояса укладываются начиная с 5-го этажа через три этажа до предпоследнего.

В наружных стенах рекомендуется вместо устройства поясов укладывать под опорами перемычек арматурные сетки по всей ширине простенков.

В этажах, где пояса не предусматриваются, в пересечениях стен необходимо под перекрытиями укладывать связевые арматурные сетки из продольных стержней диаметром 8 мм и поперечных – 4 мм с размером ячейки 100×100 мм. Для того чтобы избежать утолщения растворных швов в пересечениях сеток, а также в целях обеспечения технологичности их изготовления допускается укладывать сетки в смежных по высоте рядах кладки стен разного направления. В несущих стенах сетки должны заходить за грань первой плиты перекрытий, опирающихся на стену не менее чем на 50 см.

Связи не должны пересекать дымовые и вентиляционные каналы, в этих местах их следует предусматривать двухветвевыми с укладкой каждой ветви в верстовых рядах кладки.

**10.6.** При устройстве обрезов в кладке, жестко связанной с облицовкой, в пределах выступающей части стены по всей ее толщине в проекте следует предусматривать укладку у обреза арматурных сеток не менее чем в трех швах.

### Допустимые отношения высот стен и столбов к их толщинам

**10.7.** Отношение высоты стены или столба к толщине независимо от результатов расчета не должно превышать указанных ниже.

**10.8.** Отношение  $b = H/h$  (где  $H$  – высота этажа,  $h$  – толщина стены или меньшая сторона прямоугольного сечения столба) для стен без проемов, несущих нагрузки



Таблица 10.3

Меньший размер поперечного сечения столба, см	Коэффициент $k$ для столбов	
	из кирпича и камней правильной формы	из бутовой кладки и бутобетона
90 и более	0,75	0,6
70–89	0,7	0,55
50–69	0,65	0,5
Менее 50	0,6	0,45

**Примечание:** предельные отношения  $\beta$  несущих узких простенков, имеющих ширину менее толщины стены, должны приниматься как для столбов с высотой, равной высоте проемов. Как столбы рассматриваются также участки кладки, ширина которых не превышает утроенной толщины.

от перекрытий или покрытий, при свободной длине стены  $l \leq 2,5H$  не должно превышать величин, приведенных в табл. 10.1 (для кладки из каменных материалов правильной формы).

Для стен с пилястрами и столбов сложного сечения вместо  $h$  принимается условная толщина  $h_{ред} = 3,5i$ , где  $i = \sqrt{l/A}$ . Для столбов круглого и многоугольного сечений, вписанных в окружность,  $h_{ред} = 0,85d$ , где  $d$  – диаметр сечения столба.

**Примечание.** При высоте этажа  $H$ , большей свободной длины стены  $l$  отношение  $l/h$  не должно превышать значения  $1,2 b$  по табл. 10.1.

**10.9.** Отношения  $b$  для стен и перегородок при условиях, отличающихся от указанных в п. 10.2, следует принимать с поправочным коэффициентом  $k$ , приведенным в табл. 10.2.

Предельные отношения  $b$  для столбов принимаются по табл. 10.1 с коэффициентами, приведенными в табл. 10.3.

**10.10.** Отношения  $b$ , приведенные в табл. 10.1 и умноженные на коэффициент  $k$  по табл. 10.2 для стен и перегородок, могут быть увеличены: при конструктивном продольном армировании кладки (при  $\mu = 0,05\%$ ) в одном направлении (в горизонтальных швах кладки) – на 20%.

При расстояниях между связанными со стенами поперечными устойчивыми конструкциями  $l \leq k\beta h$  высота стен  $H$  не ограничивается и определяется расчетом на прочность. При свободной длине  $l$ , равной или большей  $H$ , но не более  $2H$  (где  $H$  – высота этажа) должно соблюдаться условие  $H + l \leq 3k\beta h$ . (10.1)

**10.11.** Для стен, перегородок и столбов, не закрепленных в верхнем сечении, значения отношений  $b$  должны быть на 30 % менее установленных в пп. 10.8–10.10.

Таблица 10.1

Марка раствора	Отношения $\beta$ при группе кладки (см. табл. 9.1*)			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	–	–
25	22	20	17	–
10	20	17	15	14
4	–	15	14	13

Таблица 10.2

Характеристика стен и перегородок	Коэффициент $k$
1. Стены и перегородки, не несущие нагрузки от перекрытий или покрытий при толщине, см: 25 и более 10 и менее	1,2 1,8
2. Стены с проемами	$\sqrt{\frac{A_n}{A_b}}$
3. Перегородки с проемами	0,9
4. Стены и перегородки при свободной их длине между примыкающими поперечными стенами или колоннами от 2,5 до 3,5 $H$	0,9
5. То же, при $l > 3,5 H$	0,8
6. Стены из бутовых кладок и бутобетона	0,8

**Примечания:** 1. Общий коэффициент снижения отношений  $\beta$ , определяемый путем умножения отдельного коэффициента снижения  $k$  (табл. 10.2), принимается не ниже коэффициента снижения  $k_p$ , указанного в табл. 10.3 для столбов.  
2. При толщине ненесущих стен и перегородок более 10 и менее 25 см величина поправочного коэффициента  $k$  определяется по интерполяции.  
3. Значения  $A_n$  – площадь нетто и  $A_b$  – площадь брутто определяются по горизонтальному сечению стены.

**10.12.** В зданиях с открывающимися проемами внутренние стены и перегородки, помимо воспринимаемых ими нагрузок, следует рассчитывать на ветровую нагрузку.

**10.13.** Если толщина стен или перегородок назначена с учетом опирания по контуру, необходимо предусматривать их крепление к примыкающим боковым конструкциям и к верхнему покрытию или ригелю каркаса с помощью перевязки кладки, анкеров, заделки в борозду кладки, заделки между шипами швеллеров, двутавровых профилей и т. п.

В многоэтажных зданиях закрепление несущих стен вверху в каждом этаже обеспечивается опирающимися на них перекрытиями.

#### Стены из панелей и крупных блоков

**10.14.** Кирпичные панели следует проектировать из керамического или силикатного кирпича марки не ниже 75 на растворах марок не ниже 50.

**10.15.** При проектировании панелей следует, как правило, предусматривать заполнение растворных швов с применением вибрации. Расчетные сопротивления вибрированной кладки следует принимать по п. 3.2. Допускается проектирование однослойных панелей наружных стен из пустотелых керамических камней, эффективных в теплотехническом отношении, толщиной в один, полтора и два камня без применения вибрации.

**Примечание.** В панелях из пустотелых керамических камней, изготовленных без применения вибрации, должна быть соблюдена перевязка вертикальных швов кладки, что должно быть указано в проекте.

**10.16.** Кирпичные панели наружных стен следует проектировать двухслойными или трехслойными. Двухслойные панели следует выполнять толщиной в полкирпича или более с утеплителем из жестких теплоизоляционных плит, расположенных с наружной или внутренней стороны панелей и защищенных отделочным армированным слоем из раствора марки не ниже 50, толщиной не менее 40 мм.

Трехслойные панели следует выполнять с наружными слоями толщиной в четверть или в полкирпича и средним слоем из жестких или полужестких теплоизоляционных плит.

Каркасы в панелях наружных стен должны устанавливаться в ребрах или швах, расположенных по периметру панелей и по контуру проемов в пределах всей толщины панелей. Ширина ребер, в которые устанавливаются каркасы, не должна превышать 30 мм.

**10.17.** Кирпичные панели внутренних стен и перегородок следует проектировать однослойными толщиной: в четверть кирпича (8,5 см), в полкирпича (14 см) и в кирпич

(27 см) и двухслойными из двух слоев толщиной по четверти кирпича (18 см).

Каркасы в панелях внутренних стен должны устанавливаться по периметру панелей и по контуру проемов.

**Примечания:** 1. Толщины панелей указаны с учетом наружных и внутреннего растворных слоев.

2. Панели толщиной в четверть кирпича следует проектировать только для перегородок.

**10.18.** Кирпичные и керамические стеновые панели следует рассчитывать на внецентренное сжатие по указаниям, приведенным в пп. 5.7 и 5.8 при действии вертикальной и ветровой нагрузок, а также на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже.

Если требуемая прочность панели обеспечивается без учета арматуры, то площадь сечения продольных стержней каркасов должна определяться из условия, чтобы она составляла не менее  $0,25 \text{ см}^2$  на один метр горизонтального и вертикального сечений панели. Если арматура должна учитываться при определении несущей способности панели, то расчет ее должен производиться как для армокаменной конструкции. При расчете панелей толщиной 27 см и менее следует учитывать случайный эксцентриситет, величина которого принимается равной 1 см – для несущих однослойных панелей; 0,5 см – для самонесущих панелей, а также для отдельных слоев трехслойных несущих панелей; для несущих панелей и перегородок случайный эксцентриситет не учитывается.

**10.24.** Панели с армированными ребрами при различном материале несущих слоев рассчитываются как многослойные стены с жестким соединением слоев согласно пп. 8.1–8.3.

**10.25.** Соединения панелей наружных и внутренних стен, а также панелей наружных стен с панелями перекрытий следует проектировать при помощи стальных связей, приваренных к закладным деталям или к пластинам каркасов. Связи между панелями должны быть установлены в углублениях, расположенных в углах панелей, и покрыты слоем раствора толщиной не менее 10 мм. Марку раствора для монтажных швов стен из панелей следует принимать по расчету, но не менее 50.

**10.26.** Крупные блоки для наружных и внутренних стен следует проектировать из цементных и силикатных тяжелых бетонов, бетонов на пористых заполнителях, ячеистых бетонов и природного камня, а также из кладки, выполняемой из кирпича, керамических, бетонных и природных камней. Расчетное сопротивление кладки из крупных блоков принимают по п. 3.3, а для блоков, изготовленных из кирпича или камней без вибрации, – по пп. 3.1, 3.4 и 3.6.

Марку раствора для монтажных швов кладки блоков из кирпича или камней следует принимать на одну ступень выше марки раствора блоков.

**10.27.** В крупноблочных зданиях высотой до 5 этажей включительно при высоте этажа до 3 м связь между продольными и поперечными стенами следует осуществлять:

а) в наружных углах – перевязкой кладки специальными угловыми блоками (не менее одного ряда блоков на этаже);

б) в местах примыкания внутренних поперечных стен к продольным, а также средней продольной стены к торцевым – закладкой Т-образных анкеров из полосовой стали или арматурных сеток в одном горизонтальном шве в каждом этаже в уровне перекрытий.

Для крупноблочных зданий высотой более 5 этажей и для зданий с высотой этажей более 3 м должны быть пред-

усмотрены жесткие связи между стенами как в углах, так и в местах примыкания внутренних стен к наружным. Связи следует проектировать в виде закладных деталей в блоках, соединяемых сваркой с накладками.

### Перемычки и висячие стены

**10.28.** Железобетонные перемычки следует рассчитывать на нагрузку от перекрытий и на давление от свежееуложенной, неотвердевшей кладки, эквивалентное весу пояса кладки высотой, равной  $1/3$  пролета для кладки в летних условиях и целому пролету для кладки в зимних условиях (в стадии оттаивания).

**Примечания:** 1. Допускается при наличии соответствующих конструктивных мероприятий (выступы в сборных перемычках, выпуски арматуры и т. п.) учитывать совместную работу кладки с перемычкой.

2. Нагрузки на перемычки от балок и настилов перекрытий не учитываются, если они расположены выше квадрата кладки со стороны, равной пролету перемычки, а при оттаивающей кладке, выполненной способом замораживания, – выше прямоугольника кладки с высотой, равной удвоенному пролету перемычки в свету. При оттаивании кладки перемычки допускается усиливать постановкой временных стоек на клиньях на период оттаивания и первоначального твердения кладки.

3. В вертикальных швах между брусковыми перемычками, в случаях, когда не обеспечивается требуемое сопротивление их теплопередаче, следует предусматривать укладку утеплителя.

**10.29.** Кладку висячих стен, поддерживаемых рандбалками, следует проверять на прочность при смятии в зоне над опорами рандбалок. Должна быть проверена также прочность кладки при смятии под опорами рандбалок. Длину эпюры распределения давления в плоскости контакта стены и рандбалки следует определять в зависимости от жесткости кладки и рандбалки. При этом рандбалка заменяется эквивалентным по жесткости условным поясом кладки. Для железобетонных рандбалок его высота определяется по формуле

$$H_0 = 23 \sqrt{\frac{0,85 E_b I_{red}}{Eh}}, \quad (10.2)$$

где  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона;  $I_{red}$  – момент инерции приведенного сечения рандбалки, принимаемый в соответствии со СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

$E$  – модуль деформации кладки, определяемый по формуле (4.8);

$h$  – толщина висячей стены.

Жесткость стальных рандбалок определяется как произведение

$$E_s \cdot I_s,$$

где  $E_s$  и  $I_s$  – модуль упругости стали и момент инерции сечения рандбалки.

**10.30.** Эпюру распределения давления в кладке над промежуточными опорами неразрезных рандбалок следует принимать по треугольнику при  $a \leq 2s$  (рис. 10.1, а) и по трапеции при  $3s \geq a > 2s$  (рис. 10.1, б) с меньшим ее основанием, равным  $a - 2s$ . Максимальная величина напряжений смятия  $\sigma_c$  (высота треугольника или трапеции) должна определяться из условия равенства объема эпюры давления и опорной реакции рандбалки по формулам:

при треугольной эпюре давления ( $a \leq 2s$ )

$$\sigma_c = \frac{2N}{(a + 2s)h}, \quad (10.3)$$

при трапециевидной эпюре давления ( $3s > a > 2s$ )

$$\sigma_c = N/(ah), \quad (10.4)$$

где  $a$  – длина опоры (ширина простенка);

$N$  – опорная реакция рандбалки от нагрузок, расположенных в пределах ее пролета и длины опоры, за вычетом собственного веса рандбалки;

$s = 1,57H_0$  – длина участка эпюры распределения давления в каждую сторону от грани опоры;  $h$  – толщина стены.

Если  $a > 3s$ , то в формуле (10.4) вместо  $a$  следует принимать расчетную длину опоры, равную  $a_1 = 3s$ , состоящую из двух участков длиной по  $1,5s$  с каждой стороны простенка (рис. 10.1, в).

**10.31.** Эпюру распределения давления над крайними опорами рандбалок, а также над опорами однопролетных рандбалок следует принимать треугольной (рис.10.1, г) с основанием

$$lc = a_1 + s_1, \quad (10.5)$$

где  $s_1 = 0,9 H_0$  – длина участка распределения давления от грани опоры;

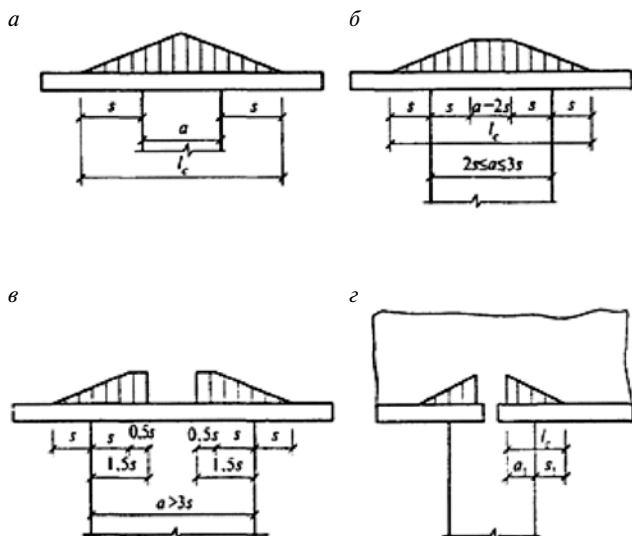
$a_1$  – длина опорного участка рандбалки, но не более  $1,5H$  ( $H$  – высота рандбалки).

Максимальное напряжение над опорой рандбалки

$$\sigma_c = \frac{2N}{(a_1 + s_1)h}. \quad (10.6)$$

**10.32** Прочность кладки висячих стен при местном сжатии в зоне, расположенной над опорами рандбалок, следует проверять по указаниям, приведенным в пп. 5.13–5.16.

Расчет на местное сжатие кладки под опорами неразрезных рандбалок следует производить для участка, расположенного в пределах опоры длиной не более  $3H$  от ее края ( $H$  – высота рандбалки) и длиной не более  $1,5H$  для однопролетных рандбалок и крайних опор неразрезных рандбалок.

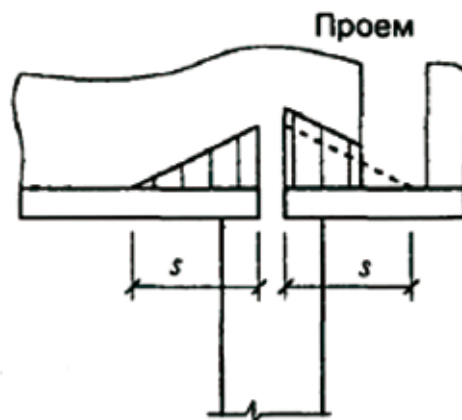


**Рис. 10.1.** Распределение давления в кладке над опорами висячих стен: а – на средних опорах неразрезных балок при  $a \leq 2s$ ; б – то же, при  $3s \geq a > 2s$ ; в – то же, при  $a > 3s$ ; г – на крайних опорах неразрезных балок и на опорах однопролетных рандбалок

Если рассчитываемое сечение расположено на высоте  $H_1$  над верхней гранью рандбалки, то при определении длины участков  $s$  и  $s_1$  следует принимать высоту пояса кладки  $H_{01} = H_0 + H_1$ .

Расчетную площадь сечения  $A$  при расчете висячих стен на местное сжатие следует принимать: в зоне, расположенной над промежуточными опорами неразрезных рандбалок, как для кладки, нагруженной местной нагрузкой в средней части сечения; в зоне над опорами однопролетных рандбалок или крайними опорами неразрезных рандбалок, а также при расчете кладки под опорами рандбалок, как для кладки, нагруженной на краю сечения.

**10.33.** Эпюру распределения давления в кладке висячих стен при наличии проемов следует принимать по трапеции, причем площадь треугольника, который отнимается от эпюры давления в пределах проема, заменяется равновеликой площадью параллелограмма, добавляемой к остальной части эпюры (рис. 10.2). При расположении проемов на высоте  $H_1$  над рандбалкой длина участка  $s$  соответственно увеличивается (см. п. 10.32).



**Рис. 10.2.** Эпюра распределения давления в кладке висячих стен при наличии проема

**10.34.** Расчет рандбалок должен производиться на два случая загрузки:

а) на нагрузки, действующие в период возведения стен. При кладке стен из кирпича, керамических камней или обыкновенных бетонных камней должна приниматься нагрузка от собственного веса неотвердевшей кладки высотой, равной  $1/3$  пролета для кладки в летних условиях и целому пролету – для кладки в зимних условиях (в стадии оттаивания при выполнении кладки способом замораживания, см. п. 3.1 приложения № 3).

При кладке стен из крупных блоков (бетонных или кирпичных) высоту пояса кладки, на нагрузку от которого должны быть рассчитаны рандбалки, следует принимать равной  $1/2$  пролета, но не менее высоты одного ряда блоков. При наличии проемов и высоте пояса кладки от верха рандбалки до подоконников менее  $1/3$  пролета следует учитывать также вес кладки стен до верхней грани железобетонных или стальных перемычек (рис. 10.3). При рядовых, клинчатых и арочных перемычках должен учитываться вес кладки стен до отметки, превышающей отметку верха проема на  $1/3$  его ширины;

б) на нагрузки, действующие в законченном здании. Эти нагрузки следует определять исходя из приведенных выше эпюр давлений, передающихся на балки от опор и поддерживаемых балками стен.

Количество и расположение арматуры в балках устанавливаются по максимальным величинам изгибающих моментов и поперечных сил, определенных по двум указанным выше случаям расчета.

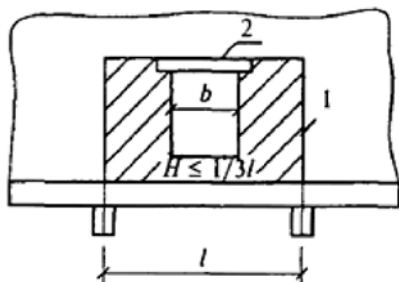


Рис. 10.3. Схема нагрузки на рандбалку при наличии проема в стене: 1 — нагрузка на рандбалку; 2 — железобетонная перемычка

### Карнизы и парапеты

**10.35.** Расчет верхних участков стен в сечении, расположенном непосредственно под карнизами, производится для двух стадий готовности здания:

- для незаконченного здания, когда отсутствуют крыша и чердачное перекрытие;
- для законченного здания.

**10.36.** При расчете стены под карнизом для незаконченного здания должны учитываться следующие нагрузки:

- расчетная нагрузка от собственного веса карниза и опалубки (для монолитных железобетонных и армированных каменных карнизов), если она поддерживается консолями или подкосами, укрепленными в кладке;
- временная расчетная нагрузка по краю карниза 100 кг на 1 м карниза или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 м;
- нормативная ветровая нагрузка на внутреннюю сторону стены.

**Примечания:** 1. Если по проекту концы анкеров, обеспечивающих устойчивость карниза, заделываются под чердачным перекрытием, то при расчете должно учитываться наличие чердачного перекрытия (полностью или частично).

2. Расчет должен быть также проверена устойчивость карниза при неотвердевшей кладке.

**10.37.** Карнизы и участки стен под карнизами законченных зданий должны быть рассчитаны на следующие нагрузки:

- вес всех элементов здания, как создающих опрокидывающий момент относительно наружной грани стены, так и повышающих устойчивость стены, при этом вес крыши принимается уменьшенным на величину отсоса от ветровой нагрузки;
- расчетная нагрузка на край карниза 150 кг на 1 м или на один элемент сборного карниза длиной менее 1 м;
- половина расчетной ветровой нагрузки.

**Примечание.** Снеговая нагрузка при расчете карнизов не учитывается.

**10.38.** Общий вынос карниза, образованного напуском рядов кладки, не должен превышать половины толщины стены. При этом вынос каждого ряда не должен превышать 1/3 длины камня или кирпича.

**10.39.** Для кладки карнизов с выносом менее половины толщины стены и не более 20 см применяются те же растворы, что и для кладки верхнего этажа. При большем выносе

кирпичных карнизов марка раствора для кладки должна быть не ниже 50.

**10.40.** Карнизы и парапеты при недостаточной их устойчивости должны закрепляться анкерами, заделываемыми в нижних участках кладки.

Расстояние между анкерами не должно превышать 2 м, если концы анкеров закрепляются отдельными шайбами. При закреплении концов анкеров за балку или за концы прогонов расстояние между анкерами может быть увеличено до 4 м. Заделка анкеров должна располагаться не менее чем на 15 см ниже того сечения, где они требуются по расчету.

При железобетонных чердачных перекрытиях концы анкеров следует заделывать под ними. При сборных карнизах из железобетонных элементов в процессе возведения должна быть обеспечена устойчивость каждого элемента.

**10.41.** Анкеры должны располагаться, как правило, в кладке на расстоянии в 1/2 кирпича от внутренней поверхности стены. Анкеры, расположенные снаружи кладки, должны быть защищены слоем цементной штукатурки толщиной 3 см (от поверхности анкера).

При кладке на растворах марки 10 и ниже анкеры должны закладываться в борозды с последующей заделкой их бетоном.

**10.42.** Сечение анкера допускается определять по усилию, определяемому по формуле

$$N = M / (0,85h_0), \quad (10.7)$$

где  $M$  — наибольший изгибающий момент от расчетных нагрузок;

$h_0$  — расстояние от сжатого края сечения стены до оси анкера (расчетная высота сечения).

**10.43.** Кладка стен под карнизами проверяется на внецентренное сжатие. При отсутствии анкеров, а также при наличии анкеров в сечении на уровне их заделки эксцентриситеты более 0,7 $u$  не допускаются.

Во всех случаях должны быть проверены расчетом все узлы передачи усилий (места заделки анкеров, анкерных балок и т. п.).

**10.44.** Парапеты следует рассчитывать в нижнем сечении на внецентренное сжатие при действии нагрузок от собственного веса и расчетной ветровой нагрузки, принимаемой с аэродинамическим коэффициентом 1,4. При отсутствии анкеров эксцентриситеты более 0,7 $u$  не допускаются.

**10.45.** Нагрузки, повышающие устойчивость карнизов и парапетов, принимаются с коэффициентом 0,9.

### Фундаменты и стены подвалов

**10.46.** Фундаменты, стены подвалов и цоколи следует преимущественно проектировать сборными из крупных бетонных блоков. Допускается также применение мелких бетонных блоков и камней, природных камней правильной и неправильной формы, монолитного бетона и бутобетона, хорошо обожженного керамического кирпича пластического прессования. Расчетные сопротивления кладки ленточных фундаментов и стен подвалов, выполняемых из крупных бетонных блоков, принимаются по п. 3.3.

При расчете стены подвала или фундаментной стены в случае, когда толщина ее меньше толщины стены, расположенной непосредственно над ней, следует учитывать случайный эксцентриситет  $e = 4$  см, величина этого эксцентриситета должна суммироваться с величиной эксцентрисита



тета, равнодействующей продольных сил. Толщина стены первого этажа не должна превышать толщину фундаментной стены более чем на 20 см. Участок стены первого этажа, расположенный непосредственно над обрезаем, должен быть армирован сетками (см. п. 10.6).

**10.47.** Переход от одной глубины заложения фундамента к другой следует производить уступами. При плотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1 : 1 и высота уступа – не более 1 м. При неплотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1 : 2 и высота уступа – не более 0,5 м.

Уширение бутобетонных и бутовых фундаментов к подошве производится уступами. Высота уступа принимается для бутобетона не менее 30 см, а для бутовой кладки – в два ряда кладки (35–60 см). Минимальные отношения высоты уступов к их ширине для бутобетонных и бутовых фундаментов должны быть не менее указанных в табл. 10.4.

**10.48.** В фундаментах и стенах подвалов:

а) из бутобетона толщина стен принимается не менее 35 см и размеры сечения столбов не менее 40 см;

б) из бутовой кладки толщина стен принимается не менее 50 см и размеры сечения столбов не менее 60 см.

**Таблица 10.4**

Класс бетона	Марка раствора	Минимальное отношение высоты уступов к их ширине при расчетной нагрузке, МПа	
		$\sigma \leq 0,2$ (2,0)	$\sigma > 0,25$ (2,5)
B3,5-B7,5	50-100	1,25	1,5
B1-B2	10-25	1,5	1,75
–	4	1,75	2

*Примечание.* Проверка уступов на изгиб и срез не требуется.

**10.49.** Наружные стены подвалов должны быть рассчитаны с учетом бокового давления грунта и нагрузки, находящейся на поверхности земли. При отсутствии специальных требований нормативную нагрузку на поверхности земли следует принимать равной 1000 кгс/м<sup>2</sup>. Стены подвалов следует рассчитывать как балки с двумя неподвижными шарнирными опорами.

#### Конструктивные требования к армированной кладке

**10.50.** Количество сетчатой арматуры, учитываемой в расчете столбов и простенков, должно составлять не менее 0,1% объема кладки (см. п. 6.1).

Арматурные сетки следует укладывать по высоте не реже, чем через 40 см.

**10.51.** Диаметр сетчатой арматуры должен быть не менее 3 мм. Диаметр арматуры в горизонтальных швах кладки должен быть, не более:

при пересечении арматуры в швах – 5 мм  
без пересечения – 8 мм.

Расстояние между стержнями сетки должно быть не более 12 и не менее 3 см.

Швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину, превышающую диаметр арматуры не менее чем на 4 мм.

#### Наружные стены из облегченной кладки

##### Требования к конструкции и материалам лицевого слоя

**10.52.** Для зданий высотой более двух этажей наружный слой стены толщиной в полкирпича следует выполнять на-

весным. Для этого кладка наружного слоя устанавливается на плиту перекрытия, стальную балку или кронштейны. Опираение наружного слоя производится поэтажно.

**10.53.** Для многослойных кладок с толщиной наружного слоя в 10–20 см должны применяться повышенные требования по морозостойкости к материалам наружного слоя.

Наружный (лицевой) слой кладки наружных стен следует выполнять преимущественно из глиняного кирпича с вертикальными или горизонтальными пустотами. Толщина наружной стенки кирпича (камня) должна быть не менее 20 мм. Марка кирпича по прочности должна быть не менее М100, марка по морозостойкости не менее приведенных в табл. 2.1 значений. Марка кладочного раствора должна быть не менее М75. Применение силикатного кирпича, камней и блоков из ячеистого бетона для наружных слоев многослойных стен помещений с влажным режимом эксплуатации не допускается.

**10.54.** В стенах с горизонтальными деформационными швами в уровне плиты перекрытия три верхних над опорой ряда и три под ней должны выполняться из кирпича с пустотностью не более 15% и с маркой по морозостойкости не менее F100.

**10.55.** Расшивку швов следует производить заподлицо, либо с внешним валиком. Особенно это относится к кладке из кирпича и камня с вертикальными пустотами.

**10.56.** В стенах с горизонтальными деформационными швами для защиты кладки, расположенной в уровне перекрытия, должны выполняться отливы. Отлив может выполняться из оцинкованной стали, металлопластика, синтетических материалов и др.

При наличии воздушной прослойки в пространстве между слоями стены по верху металлического отлива укладывается слой гидроизоляции. Гидроизоляция укладывается таким образом, чтобы попадающая в полость вода могла отводиться наружу. Для этого используются утраиваемые в нижнем ряду кладки наружного слоя не заполняемые раствором вертикальные швы.

**10.57.** Не допускается в построечных условиях приклейка на наружный торец плиты перекрытия керамической плитки, пиленого кирпича или других декоративных элементов.

Установка на торец плиты перекрытия декоративных элементов допускается только в опалубку до заливки плиты бетоном с устройством заведенных в плиту анкеров.

**10.58.** Свес нижнего ряда кладки наружного слоя с опорной конструкции не должен превышать 15 мм. Не допускается выступание верхнего ряда кладки относительно края опорной конструкции более 15 мм.

**10.59.** Все металлические опорные элементы, а также элементы их крепления (болты, дюбели) должны выполняться из нержавеющей стали или других стойких к коррозии материалов. Цинковое покрытие должно наноситься методом гальванизации в ванне и быть массой не менее 940 г/м<sup>3</sup>.

**10.60.** Высота стен с навесным наружным слоем на гибких связях ограничивается по высоте: при установке наружного слоя на стальные уголки или кронштейны — 9 этажами; при установке наружного слоя на плиту перекрытия — 14 этажами;

при установке наружного слоя на жестко закрепленную к плите перекрытия или защемленную во внутреннем слое бетонную балку – 12 этажами.

Высота стен с вертикальными кирпичными диафрагмами, соединяющими слои стены, ограничивается высотой пять этажей для несущих стен и девять – для самонесущих.

**10.62.** Разность вертикальных и горизонтальных деформаций слоев стен с гибкими связями независимо от результатов расчетов стен должна ограничиваться исходя из условий их эксплуатации.

**Требования по устройству горизонтальных и вертикальных деформационных швов в наружном (лицевом) слое кладки**

**10.63.** Горизонтальные деформационные швы в ненесущих стенах с гибкими связями должны выполняться в уровне перекрытий каждого этажа. При соответствующем обосновании допускается их устройство через один этаж.

Швы выполняются в уровне низа перекрытия. Толщина шва, измеренная между верхним рядом кирпичной кладки и самой нижней частью опорной конструкции, должна быть не менее, чем на 5 мм выше расчетного прогиба плиты перекрытия, но в любом случае не менее 30 мм.

Шов заполняется упругой прокладкой и при необходимости покрывается сверху мастикой. Мастика должна закрывать выступающую часть нижерасположенного кирпича наружного слоя. Долговечность и упругие свойства материалов должны подбираться с учетом длительной эксплуатации на открытом воздухе. Не допускается попадание в шов кладочного раствора, боя кирпича и т. п. Для исключения попадания в шов атмосферной влаги по верху шва рекомендуется установка отлива.

**10.64.** Расстояния между вертикальными деформационными швами должны назначаться из соблюдения условий не-превышения прочности кладки лицевого слоя, связей и анкерных узлов на растяжение в соответствии с п. 8.13–8.20 либо назначаться конструктивно в соответствии с табл. 10.5.

**10.65.** При назначении мест расположения вертикальных температурных швов следует придерживаться следующих правил.

Предпочтительной является разбивка вертикальными температурными швами пространственных в плане конструкций на плоские фрагменты.

Следует избегать Z-образных в плане фрагментов, особенно при длине средней стены менее 2 м.

Швы предпочтительно располагать на углах, в местах пересечений стен, перепадах высот, вблизи проемов.

При разбивке Z-образных в плане фрагментов деформационный шов следует назначать в наиболее длинной стене в месте пересечения со средней стеной фрагмента.

По возможности швы следует располагать в пределах лоджий, балконов, что обеспечивает их дополнительную защиту от атмосферных воздействий.

**10.66.** При прохождении вертикального деформационного шва по границе оконного или дверного проема переемычки рекомендуется выполнять из стального уголка. В этом случае необходимо в месте опирания переемычки на кладку сверху и снизу уголка уложить прокладки, обеспечивающие скольжение кладки по металлу. Прокладки должны укладываться на ровную поверхность, чтобы избежать значительного трения. По торцу стального уголка со стороны температурного шва необходимо проложить упругий материал.

**Требования по армированию кладки лицевого слоя**

**10.67.** Назначение армирования кладки лицевого слоя с гибкими связями и поэтажным опиранием производится в соответствии с расчетами, выполняемыми по п. 8.13-8.20.

Сетки располагаются в горизонтальных растворных швах. Диаметр продольной стальной арматуры в сетках принимается не менее 3 мм. Применение сеток из арматуры диаметром больше 5 мм приведет к увеличению толщины горизонтальных растворных швов в местах перехлеста сеток. Сетки рекомендуется изготавливать с двумя продольными стержнями. Поперечная арматура назначается конструктивно из арматуры диаметром 3 мм с шагом 200 мм. В случае применения сеток из композитных материалов их прочность и модуль деформаций должны быть сопоставимы с сетками из стальной арматуры.

Возможна установка в кладку слоев сеток, выполняемых из двух продольных стержней, объединенных поперечной арматурой, устанавливаемой под углом. Поскольку такая сетка является жесткой на сдвиг по горизонтали, ее установка для соединения между собой слоев стены с гибкими связями не допускается. Разрешается установка таких сеток для связи слоев, объединенных перевязкой.

Наибольшие величины горизонтальных растягивающих напряжений действуют в нижней трети стены, т. е. на высоте от опоры около 1 м. Армирование там подбирается из расчета кладки лицевого слоя на температурно-влажностные воздействия в соответствии с п. 8.13–8.20. Выше армирование выполняется конструктивно теми же сетками, что и

**Таблица 10.5.**

Максимальные величины расстояний между вертикальными деформационными швами в лицевом (наружном) слое кладки наружных стен, м				
Перепад температуры между наиболее холодной и теплой пятнадцатками, °С	Форма участка стены из глиняного кирпича, керамических и природных камней		Форма участка стены из силикатного кирпича, бетонных, ячеисто-бетонных камней	
	Прямолинейная	L-образная	Прямолинейная	L-образная
80	10	5	7	5
60	14	7	8	6
40	18	9	9	7

**Примечания:**

1. Расстояния между вертикальными деформационными швами назначены для случая конструктивного армирования кладки согласно п. 10.52–10.61 и расстоянию между горизонтальными деформационными швами не более 3,5 м.
2. В случае дополнительного армирования кладки расстояния между вертикальными швами назначаются по результатам расчета.
3. При расстоянии между горизонтальными деформационными швами более одного этажа или 3,5 м расстояния между вертикальными швами, приведенные в таблице, должны быть уменьшены в 2 раза.
4. При опирании лицевого слоя на стальные уголки и кронштейны расстояния между вертикальными деформационными швами, приведенные в таблице, принимаются с коэффициентом 0,6; при опирании на балконную плиту или плиту лоджии, соединенные с перекрытием, принимаются с коэффициентом 1,2.
5. Расстояния между вертикальными швами приведены в таблице для лицевого слоя толщиной 12 см. При толщине лицевого слоя 25 см и более эти значения принимаются с коэффициентом 1,5.
6. В стенах выше девятого этажа расстояния между вертикальными швами, приведенные в таблице, принимаются с коэффициентом 0,67.

в нижних рядах, но с более редким по высоте шагом (но не реже чем через 80 см). Независимо от результатов расчетов должно выполняться конструктивное армирование кладки лицевого слоя сетками, располагаемыми с шагом не более 80 см на всю высоту стены.

При отсутствии на углах вертикальных деформационных швов изгибающие моменты распределены по высоте стены относительно равномерно. Армирование там выполняется из расчета кладки в соответствии с расчетами по п. 8.13–8.20 сетками, располагаемыми не реже, чем через 25 см на всю высоту стены.

Независимо от результатов расчетов на углах должно выполняться конструктивное армирование кладки лицевого слоя сетками, располагаемыми с шагом не более 25 см на всю высоту стены. Требования к конструкции сеток см. п. 10.66.

**10.68.** На углах каждый из слоев кладки должен быть армирован Г-образными сварными сетками на длину не менее 1 метра от угла или до вертикального деформационного шва, если он расположен ближе. Соединение пересекающихся сеток на углах стен должно выполняться на сварке с помощью гнутых стержней.

На прямолинейных участках допускается укладывать сетки внахлест. Длина перехлеста должна составлять не менее 25 см.

Шаг связевых сеток на углах во внутреннем слое кладки по высоте должен быть не более 60 см.

**10.69.** Сетки, укладываемые в наружный слой кладки, должны выполняться из нержавеющей стали или других, стойких к коррозии материалов. Цинковое покрытие должно наноситься методом гальванизации в ванне и быть массой не менее 940 г/м<sup>2</sup>.

**10.70.** Армирование каждого из слоев стены с соединением слоев вертикальными кирпичными диафрагмами осуществляется сетками, располагаемыми по высоте не реже чем через 1 м. Диафрагмы армируются сетками из арматуры диаметром не менее 3 мм или Z-образными стержнями диаметром не менее 5 мм с шагом по высоте не более 60 см.

Арматура наружного слоя и диафрагм должна выполняться из коррозионностойких материалов в соответствии с п. 10.69.

#### **Требования по устройству связей**

**10.71.** При поэтажном опирании кладки лицевого слоя прочность связи и узла ее анкеровки на растяжение  $N_{t,s}$  и  $N_{t,a}$  проверяются в соответствии с 8.17.

Независимо от результатов расчета должны выполняться следующие конструктивные требования.

**10.72.** Материалом для связей могут служить нержавеющая сталь, сталь с антикоррозийным покрытием (цинковое покрытие, наносимое методом гальванизации в горячей ванне, эпоксидная смола и др.), композитные материалы (на основе базальтового, углеродного и др. волокон). Материал связи и ее антикоррозийная защита подбираются с учетом степени агрессивности среды, в которой она расположена. При этом следует учитывать агрессивность среды, как в слое утеплителя, так и в слое раствора. Во избежание повреждения антикоррозийного покрытия загиб связей на месте не допускается. Покрытие должно наноситься на уже готовые изделия. Цинковое покрытие должно наноситься методом гальванизации в ванне и быть массой не менее 940 г/м<sup>2</sup>.

**10.73.** Связи могут выполняться отдельно расположенными или объединенными горизонтальными сетками или продольными стержнями.

Для обеспечения свободных перемещений слоев относительно друг друга не только по вертикали, но и по горизонтали сетки предлагается делать с прямоугольными ячейками. Применение сеток с зигзагообразными поперечными стержнями для связи слоев не допускается. В противном случае связь считается в горизонтальной плоскости негибкой.

**10.74.** Диаметр одиночных связей, заанкеренных в растворе шве с помощью загнутого конца (L, Z, Г-образные), должен быть не менее 5 мм. Одиночные связи, состоящие из сеток, а также П-образных стержней, у которых поперечный стержень находится в растворе шве, а также связи, крепящиеся к расположенным в горизонтальных швах сеткам или стержням, могут выполняться из стали диаметром 3 мм.

**10.75.** Связи [ , Z-образной форм, не объединенные продольными стержнями или сетками, могут применяться для стеновых материалов с небольшими пустотами (пустотность не более 25%) или в случае заполнения пустот легким бетоном, раствором марки не ниже М25 при большем проценте пустотности. Связи прямоугольной, треугольной, трапециевидной форм и т. д. могут применяться для стеновых материалов без ограничения процента пустотности.

**10.76.** Податливость связи при действии расчетной нагрузки не должна превышать 1,5 мм с учетом податливости обоих узлов анкеровки и других соединений и собственно связи. Связи, в том числе выполняемые из тканевых сеток из различного рода волокон из композитных материалов, должны включаться в работу путем их предварительного натяжения, если их податливость превышает 1,5 мм при действии расчетной нагрузки.

**10.77.** Связи могут крепиться к арматурным сеткам, закладываемым в один либо в оба слоя стены, а также выполняться в виде одной сетки, соединяющей слои. Расстояние между поперечными стержнями, соединяющими слои, принимается не более 50 см.

**10.78.** Шаг связей по горизонтали, как правило, не превышает 80 см. По вертикали максимальное расстояние между связями принимается 50 см.

**10.79.** На 1 м<sup>2</sup> поверхности стены суммарное сечение связей должно составлять не менее 0,4 см<sup>2</sup> и их количество должно быть не менее 2,5 шт.

**10.80.** В местах дверных и оконных проемов, вблизи углов, деформационных швов должны устанавливаться дополнительные связи на расстоянии 25 см от внутренней грани наружного слоя.

**10.81.** Гибкие связи должны устанавливаться только под прямыми углами к поверхности стен, как по вертикали, так и по горизонтали.

#### **Технические требования по устройству внутреннего слоя кладки**

**10.82.** Внутренний слой кладки может быть несущим, самонесущим или, как и наружный, навесным, устанавливаемым на монолитные железобетонные перекрытия.

**10.83.** Применение для кладки внутреннего слоя, к которому крепится наружный слой кладки, как с помощью арматурных сеток, гибких связей, так и перевязкой слоев, из бетонов классом ниже В2,5, керамических и других камней марки по прочности ниже М50 не допускается.

**10.84.** Требования по морозостойкости кладки внутреннего слоя, если между ним и лицевым слоем не располагается эффективный утеплитель, принимаются не ниже одной ступени, чем у кладки лицевого слоя.

**10.85.** Внутренний слой кладки наружных стен с гибкими связями помимо прикладываемых к нему вертикальных нагрузок должен обеспечивать восприятие ветровых нагрузок, передающихся на него от заполнений оконных проемов, ветра и т. п.

**10.86.** В местах пересечений стен должны укладываться горизонтальные Т-образные связевые сетки, заводимые во внутренний слой кладки в каждую сторону не менее, чем на 1 м. Шаг связевых сеток во внутреннем слое кладки по высоте должен быть не более 60 см. Соединение пересекающихся сеток должно выполняться на сварке с помощью гнутых стержней.

**10.87.** При жестком соединении наружного и внутреннего слоев кладки угловые и связевые сетки следует располагать в обоих слоях кладки.

**10.88.** Внутренний слой кладки, к которому на гибких связях крепится наружный слой, должен быть закреплен к перекрытиям или вертикальным элементам каркаса. При поэтажной разрезке горизонтальными деформационными швами нагрузка от перекрытия не должна передаваться на кладку через эти элементы крепления.

#### Деформационные швы в стенах из массивной кладки без эффективного утеплителя

**10.89.** Температурно-усадочные швы в стенах каменных зданий должны устраиваться в местах возможной концентрации температурных и усадочных деформаций, которые могут вызвать недопустимые по условиям эксплуатации разрывы кладки, трещины, перекосы и сдвиги кладки по швам (по концам протяженных армированных и стальных включений, а также в местах значительного ослабления стен отверстиями или проемами). Расстояния между температурно-усадочными швами должны устанавливаться расчетом.

**10.90.** Максимальные расстояния между температурно-усадочными швами, которые допускается принимать для неармированных наружных стен без расчета:

а) для надземных каменных и крупноблочных стен отапливаемых зданий при длине армированных бетонных и стальных включений (перемычки, балки и т. п.) не более 3,5 м и ширине простенков не менее 0,8 м – по табл. 10.6; при длине включений более 3,5 м участки кладки по концам включений должны проверяться расчетом по прочности и раскрытию трещин;

б) то же, для стен из бутобетона – по табл. 10.6 как для кладки из бетонных камней на растворах марки 50 с коэффициентом 0,5;

г) для стен неотопливаемых каменных зданий и сооружений для условий, указанных в п. «а», – по табл. 10.6 с умножением на коэффициенты:

для закрытых зданий и сооружений – 0,7;

для открытых сооружений – 0,6;

д) для каменных и крупноблочных стен подземных сооружений и фундаментов зданий, расположенных в зоне сезонного промерзания грунта, – по табл. 10.6 с увеличением в два раза; для стен, расположенных ниже границы сезонного промерзания грунта, а также в зоне вечной мерзлоты, – без ограничения длины.

**10.91.** Деформационные швы в стенах, связанных с железобетонными или стальными конструкциями, должны совпадать со швами в этих конструкциях. При необходимости в зависимости от конструктивной схемы зданий в кладке стен следует предусматривать дополнительные температурные швы без разрезки швами в этих местах железобетонных или стальных конструкций.

**10.92.** Осадочные швы в стенах должны быть предусмотрены во всех случаях, когда возможна неравномерная осадка основания здания или сооружения.

**10.93.** Деформационные и осадочные швы следует проектировать со шпунтом или четвертью, заполненными упругими прокладками, исключающими возможность продувания швов.

**10.94.** Для многослойных стен с расположением эффективного утеплителя за лицевым слоем из кирпичной или каменной кладки назначение температурно-усадочных швов производится по п. 10.63–10.66. При этом расстояния и места расположения осадочных швов и швов для компенсации неравномерных деформаций от разной загрузки стен и т. п. принимаются, как и для стен из массивной кладки.

#### Анкеровка стен и столбов

**10.95.** Каменные стены и столбы должны крепиться к перекрытиям и покрытиям анкерами сечением не менее 0,5 см<sup>2</sup>.

**10.96.** Расстояние между анкерами балок, прогонов или ферм, а также перекрытий из сборных настилов или панелей, опирающихся на стены, должно быть не более 6 м. При увеличении расстояния между фермами до 12 м следует предусматривать дополнительные анкера, соединяющие стены с покрытием. Концы балок, укладываемые на прогоны, внутренние стены или столбы, должны быть заанкерены и при двухстороннем опирании соединены между собой.

**10.97.** Самонесущие стены в каркасных зданиях должны быть соединены с колоннами гибкими связями, допускающими возможность независимых вертикальных деформаций стен и колонн. Связи, устанавливаемые по высоте колонн, должны обеспечивать устойчивость стен, а также передачу действующей на них ветровой нагрузки на колонны каркаса.

Таблица 10.6

Средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки	Расстояние между температурными швами, м, при кладке			
	из керамического кирпича и камней, природных камней, крупных блоков из бетона или керамического кирпича		из силикатного кирпича, бетонных камней, крупных блоков из силикатного бетона и силикатного кирпича	
	на растворах марок			
	50 и более	25 и более	50 и более	25 и более
40°C и ниже	-50	60	35	40
-30°C	70	90	50	60
-20°C и выше	100	120	70	80

**Примечания:** 1. Для промежуточных значений расчетных температур расстояния между температурными швами допускается определять интерполяцией.  
2. Расстояния между температурно-усадочными швами крупнопанельных зданий из кирпичных панелей назначаются в соответствии с Инструкцией по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов.



**10.98.** Расчет анкеров должен производиться:

- а) при расстоянии между анкерами более 3 м;
- б) при несимметричном изменении толщины столба или стены;
- в) для простенков при общей величине нормальной силы  $N$  более 1000 кН (100 т).

Расчетное усилие в анкере определяется по формуле

$$N_s = M/N + 0,01N, \quad (10.8)$$

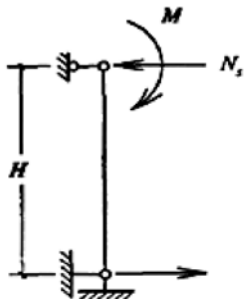
где  $M$  – изгибающий момент от расчетных нагрузок в уровне перекрытия или покрытия в местах опирания их на стену на ширине, равной расстоянию между анкерами (рис. 10.4);

$H$  – высота этажа;

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

**Примечание.** Указания настоящего пункта не распространяются на стены из виброкирпичных панелей.

**10.99.** Если толщина стен или перегородок назначена с учетом опирания по контуру, необходимо предусматривать их крепление к примыкающим боковым конструкциям и к верхнему перекрытию



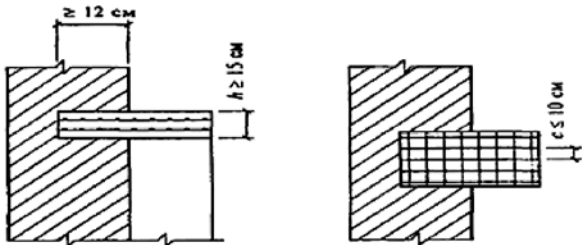
**Рис. 10.4.** Определение усилия в анкере от изгибающего момента в уровне перекрытия

#### ОпираНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ НА КЛАДКУ

**10.100.** Под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку, следует предусматривать слой раствора толщиной не более 15 мм, что должно быть указано в проекте.

**10.101.** В местах приложения местных нагрузок в случае, когда это требуется по расчету на смятие, следует предусматривать установку распределительных плит толщиной, кратной толщине рядов кладки, но не менее 15 см, армированных по расчету двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5 % объема бетона.

**10.102.** При опирании ферм, балок покрытий, подкрановых балок и т. п. на пилястры следует предусматривать связь распределительных плит на опорном участке кладки с основной стеной. Глубина заделки плит в стену должна составлять не менее 12 см (рис. 10.5). Выполнение кладки, расположенной над плитами, следует предусматривать непосредственно после установки плит. Предусматривать установку плит в борозды, остающиеся при кладке стен, не допускается.



**Рис. 10.5.** Железобетонные распределительные плиты

**10.103.** При местных краевых нагрузках, превышающих 80 % расчетной несущей способности кладки при местном сжатии, следует предусматривать армирование опорного участка кладки сетками из стержней диаметром не менее 3 мм с размером ячейки не более 60×60 мм, уложенными не менее чем в трех верхних горизонтальных швах.

При передаче местных нагрузок на пилястры участок кладки, расположенный в пределах 1 м ниже распределительной плиты, следует армировать через три ряда кладки сетками, указанными в настоящем пункте. Сетки должны соединять опорные участки пилястр с основной частью стены и заделываться в стену на глубину не менее 12 см.

#### Расчет узлов опирания элементов на кирпичную кладку

**10.104.** При опирании на кирпичные стены и столбы железобетонных прогонов, балок и настилов кроме расчета на внецентренное сжатие и смятие сечений ниже опорного узла должно быть проверено на центральное сжатие сечение по кладке и железобетонным элементам.

Расчет опорного узла при центральном сжатии следует производить по формуле

$$N \leq gpRA, \quad (10.9)$$

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

$R$  – расчетное сопротивление кладки сжатию;

$g$  – коэффициент, зависящий от величины площади опирания железобетонных элементов в узле;

$p$  – коэффициент, зависящий от типа пустот в железобетонном элементе.

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

$$g = 1, \text{ если } A_b \leq 0,1A;$$

$$g = 0,8, \text{ если } A_b \geq 0,4A,$$

где  $A_b$  – суммарная площадь опирания железобетонных элементов в узле.

При промежуточных значениях  $A_b$  коэффициент  $g$  определяется по интерполяции.

Если железобетонные элементы (балки, настилы и др.), опертые на кладку с различных сторон, имеют одинаковую высоту и площадь их опирания в узле  $A_b > 0,8A$ , разрешается производить расчет без учета коэффициента  $g$ , принимая в формуле (10.9)  $A = A_b$ .

Коэффициент  $p$  принимается равным:

при сплошных элементах и настилах с круглыми пустотами – 1;

при настилах с овальными пустотами и наличии хомутов на опорных участках – 0,5.

**10.105.** В сборных железобетонных настилах с незаполненными пустотами кроме проверки несущей способности опорного узла в целом должна быть проверена несущая способность горизонтального сечения, пересекающего ребра настила, по формуле

$$N \leq nR_bA_n + RA_k, \quad (10.10)$$

где  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию принимается в соответствии со СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

$A_n$  – площадь горизонтального сечения настила, ослабленная пустотами, на длине опирания настила на кладку (суммарная площадь сечения ребер);

$R$  – расчетное сопротивление кладки сжатию;  
 $A_k$  – площадь сечения кладки в пределах опорного узла (без учета части сечения, занимаемой участками настилов);  
 $n = 1,25$  – для тяжелых бетонов и  $n = 1,1$  для бетонов на пористых заполнителях.

**10.106.** Расчет заделки в кладку консольных балок (рис. 10.6, а) следует производить по формуле

$$Q = \frac{R_c ab}{\frac{6e_0}{a} + 1}, \quad (10.11)$$

где  $Q$  – расчетная нагрузка от веса балки и приложенных к ней нагрузок;

$R_c$  – расчетное сопротивление кладки при смятии;

$a$  – глубина заделки балки в кладку;

$b$  – ширина полки балки.

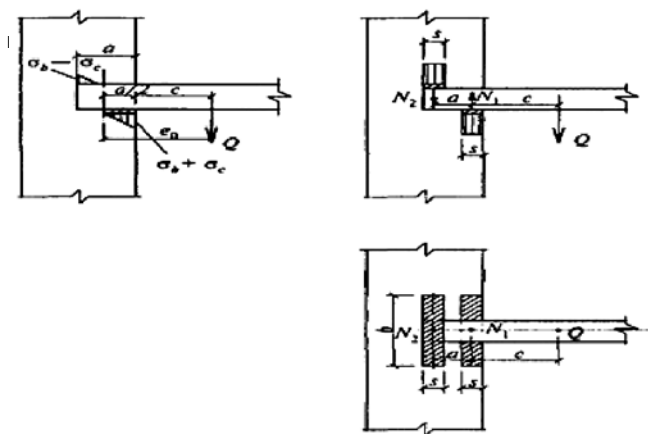


Рис. 10.6. Расчетные схемы заделки консольных балок

Необходимую глубину заделки следует определять по формуле

$$a = \frac{2Q}{R_c b} + \sqrt{\frac{4Q^2}{R_c^2 b^2} + \frac{6Q_c c}{R_c b}}. \quad (10.12)$$

Если заделка конца балки не удовлетворяет расчету по формуле (10.11), то следует увеличить глубину заделки или уложить распределительные подкладки под балкой и над ней. Если эксцентриситет нагрузки относительно центра площади заделки превышает более чем в 2 раза глубину заделки ( $e_0 > 2a$ ), напряжения от сжатия могут не учитываться: расчет в этом случае производится по формуле

$$Q = \frac{R_c a^2 b}{6e_0}. \quad (10.13)$$

При применении распределительных подкладок в виде узких балок с шириной не более 1/3 глубины заделки допускается принимать под ними прямоугольную эпюру напряжений (рис. 10.6, б).

#### Приложение 1

##### Указания по проектированию конструкций, возводимых в зимнее время

1. Способ кладки, применяемый для возведения зданий и сооружений в зимнее время при отрицательных температурах, должен обосновываться предварительными технико-

экономическими расчетами, обеспечивающими оптимальные показатели стоимости, трудоемкости, расхода цемента, электроэнергии, топлива и т. п. Принятый способ зимней кладки должен обеспечивать прочность и устойчивость конструкций как в период их возведения, так и последующей эксплуатации. Выполнение зимней кладки из кирпича, камней правильной формы и крупных блоков следует предусматривать одним из следующих способов:

а) на растворах не ниже марки 50 с противоморозными химическими добавками, не вызывающими коррозии материалов кладки, твердеющих на морозе без обогрева;

б) способом замораживания на обыкновенных растворах не ниже марки 10 без химических добавок. При этом элементы конструкций должны иметь достаточную прочность и устойчивость как в период их первого оттаивания (при наименьшей прочности свежееоттаявшего раствора), так и в последующий период эксплуатации зданий. Высота каменных конструкций, возводимых способом замораживания, определяется расчетом, но не должна превышать 15 м и четырех этажей. Допускается выполнение способом замораживания фундаментов малоэтажных зданий (до трех этажей включительно) из постелистого камня, укладываемого «враспор» со стенками траншей на растворах не ниже марки 25;

в) способом замораживания на обыкновенных растворах не ниже марки 50 без химических добавок с обогревом возводимых конструкций в течение времени, за которое кладка достигает несущей способности, достаточной для нагружения вышележащими конструкциями зданий.

2. Расчетные сопротивления сжатию кладки, выполняющейся на растворах с противоморозными химическими добавками, принимаются:

равными расчетным сопротивлениям летней кладки, приведенным в табл. 3.1–3.8, если каменная кладка будет выполняться при среднесуточной температуре наружного воздуха до минус 15°C, и с понижающим коэффициентом 0,9, если кладка будет выполняться при температуре ниже минус 15°C.

3. Расчетные сопротивления сжатию кладки, выполняющейся способом замораживания и способом замораживания с обогревом возведенных конструкций, на растворах без противоморозных добавок в законченном здании после оттаивания и твердения раствора при положительных температурах следует принимать по табл. 3.1–3.8 с понижающими коэффициентами; для кирпичной и каменной кладок при среднесуточной температуре наружного воздуха, при которой выполнялись кладки, до минус 15°C – 0,9 и до минус 30°C – 0,8 для кладки из крупных блоков расчетные сопротивления не снижаются.

4. Мероприятия, обеспечивающие необходимую конечную прочность зимней кладки (повышение марок растворов, применение кирпича и камней повышенной прочности или в отдельных случаях применение сетчатого армирования), должны быть указаны на рабочих чертежах. При кладке, выполняемой на растворах с химическими добавками (п. 2), указанные мероприятия применяются для элементов кладки, несущая способность которых используется более чем на 90 %. При кладке, выполняемой способом замораживания (п. 3), – для элементов, несущая способность которых используется более чем на 70 %.

5. При кладке на растворах с противоморозными добавками, не вызывающими коррозии арматуры, коэффициенты

условий работы  $y_{ct}$  и  $y_{cst}$ , приведенные в табл. 1, не учитываются. При кладке способом замораживания или способом замораживания с искусственным обогревом возведенных конструкций следует учитывать влияние пониженного сцепления раствора с камнем и арматурой введением в расчетные формулы коэффициентов условий работы  $y_{ct}$  и  $y_{cst}$ .

6. В рабочих чертежах зданий повышенной этажности (9 этажей и более), возводимых зимой на растворах с противоморозными химическими добавками, следует указывать требуемые промежуточные прочностные растворы на этажах для различных стадий готовности здания.

7. Расчет несущей способности конструкций, возводимых способом замораживания на обыкновенных растворах (без противоморозных добавок), должен производиться: в стадии оттаивания при расчетной прочности оттаивающего раствора 0,2 МПа (2 кгс/см<sup>2</sup>) при растворе на портландцементе и толщине стен и столбов 38 см и более; при нулевой прочности оттаивающего раствора и растворе на шлакопортландцементе или пуццолановом цементе независимо от толщины стен и столбов, а также при растворе на портландцементе, если толщина стен и столбов менее 38 см.

При расчете в стадии оттаивания должно учитываться влияние пониженного сцепления раствора с камнем и арматурой введением в расчетные формулы дополнительных коэффициентов условий работы  $y_{ct}$  и  $y_{cst}$ , приведенных в табл. 1.

8. Прочность зимней кладки, выполняемой способом замораживания с обогревом, должна определяться расчетом с учетом упрочнения, достигнутого раствором в пределах всего или части сечения.

Отогревание конструкций допускается только после проверки расчетом их достаточной несущей способности в период искусственного оттаивания кладки.

9. Участки кладки, выполняемой способом замораживания (столбы, простенки), в которых расчетом были выявлены перенапряжения в стадии оттаивания, необходимо усиливать установкой временных стоек на клиньях на период оттаивания и последующего твердения кладки.

10. Возведение кладки на обыкновенных растворах способом замораживания не допускается для конструкций:

- из бутобетона и рваного бута;
- подвергающихся в стадии оттаивания вибрации или значительным динамическим нагрузкам;
- подвергающихся в стадии оттаивания поперечным нагрузкам, величина которых превышает 10 % продольных;
- с эксцентриситетами в стадии оттаивания, превышающими 0,25у для конструкций, не имеющих верхней опоры, и 0,7у при наличии верхней опоры;

д) с отношением высот стен (столбов) к их толщинам, превышающим в стадии оттаивания значения  $\beta$ , установленные для кладок IV группы (см. пп. 10.13 – 10.15).

Для конструкций, не имеющих верхней опоры (см. п. 10.16), предельные отношения следует уменьшать в два раза и принимать не более  $\beta = 6$ . В случаях превышения предельно допускаемой гибкости конструкции при их возведении следует усилить временными креплениями, обеспечивающими их устойчивость в период оттаивания.

11. В качестве противоморозной добавки к растворам допускается применять только нитрит натрия:

- при возведении влажных цехов, бань, прачечных и других помещений с повышенной влажностью воздуха, определяемой в соответствии со СНиП по строительной

Таблица 1

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

теплотехнике, а также помещений с температурой воздуха выше 40°С;

б) при возведении конструкций, расположенных в зоне переменного уровня воды и под водой, не имеющих гидроизоляции.

12. Не допускается непосредственный контакт растворов с добавками нитрита натрия, поташа, НКМ, ННХКМ с оцинкованными и алюминиевыми закладными частями без предварительной защиты их протекторными покрытиями.

13. Растворы с добавками поташа не допускается применять в стенах из силикатного кирпича марки ниже 100 и морозостойкостью ниже F25.

14. При проектировании каменных стен с облицовками из плит, устанавливаемых одновременно с кладкой в зимних условиях, необходимо учитывать различную деформативность облицовочных слоев и кладки стен и в проекте указывать мероприятия, исключающие возможность образования трещин и отслоений облицовки от основной кладки стен.

15. В рабочих чертежах зданий или сооружений, каменные конструкции которых будут возводиться способом замораживания, дополнительно к мероприятиям, приведенным в п.4, необходимо указывать:

- предельные высоты стен, которые могут быть допущены в период оттаивания раствора;
- в необходимых случаях временные крепления конструкций, устанавливаемые до возведения вышележащих этажей, на период их оттаивания и твердения раствора кладки.

## Приложение 2.

### Требования к рабочим чертежам каменных и армокаменных конструкций

В рабочих чертежах должны быть указаны:

а) вид кирпича, камней, облицовочных материалов и бетонов, применяемых для кладки, а также для изготовления панелей и крупных блоков, с указанием соответствующих ГОСТов или технических условий и их проектные марки по прочности и морозостойкости; для бетона на пористых заполнителях, ячеистого и поризованного указывается также плотность;

б) проектные марки растворов и вид вяжущего для кладки монтажных швов, а также для изготовления панелей и крупных блоков при производстве работ как в летнее, так и в зимнее время;

в) классы и марки арматуры, полосовой и фасонной стали;  
г) конструкции стен, система перевязки швов, а при облегченной кладке вид и толщина утеплителя;

д) для кладки, выполняемой при отрицательных температурах, – способ кладки и дополнительные мероприятия, обеспечивающие прочность и устойчивость зимней кладки в период ее возведения и последующей эксплуатации. Чертежи, по которым может осуществляться кладка при отрицательных температурах, должны иметь надпись о произведенной проверке прочности конструкций и возможности ее возведения в зимних условиях;

е) требования о систематическом контроле на строительстве прочности кирпича (камня) и раствора для конструкций, расчетная несущая способность которых используется более чем на 80 %. Эти конструкции должны быть отмечены на рабочих чертежах;

ж) в необходимых случаях указания о последовательности производства работ, установке временных креплений и выполнении других мероприятий, обеспечивающих прочность и устойчивость конструкций при их возведении, о прочности растворов в процентах от проектной марки, при которой может быть допущено нагружение кладки.

## Как подготовить к публикации научно-техническую статью

Журнальная научно-техническая статья – это сочинение небольшого размера (до четырех журнальных страниц), что само по себе определяет границы изложения темы статьи.

Необходимыми элементами научно-технической статьи являются:

- постановка проблемы в общем виде и ее связь с важными научными или практическими задачами;
- анализ последних достижений и публикаций, в которых начато решение данной проблемы и на которые опирается автор, выделение ранее не решенных частей общей проблемы, которым посвящена статья;
- формулирование целей статьи (постановка задачи);
- изложение основного материала исследования с полным обоснованием полученных результатов;
- выводы из данного исследования и перспективы дальнейшего поиска в избранном направлении.

Научные статьи рецензируются специалистами. Учитывая открытость журнала «Жилищное строительство» для ученых и исследователей многих десятков научных учреждений и вузов России и СНГ, представители которых не все могут быть представлены в редакционном совете издания, желательно представлять одновременно со статьей отношение ученого совета организации, где проведена работа, к представляемому к публикации материалу в виде сопроводительного письма или рекомендации.

Библиографические списки цитируемой, использованной литературы должны подтверждать следование автора требованиям к содержанию научной статьи и не содержать перечень всего ранее опубликованного автором, что перегружает объем статьи и часто является элементом само-рекламы.

Кроме того, статьи, направляемые для опубликования, должны оформляться в соответствии с техническими требованиями изданий. Статьи, направляемые в редакцию журнала, должны соответствовать следующим **требованиям**:

- текст статьи должен быть набран в редакторе Microsoft Word и сохранен в формате \*.doc или \*.rtf и не должен содержать иллюстраций;
- графический материал (графики, схемы, чертежи, диаграммы, логотипы и т. п.) должен быть выполнен в графических редакторах: CorelDraw, Adobe Illustrator и сохранен в форматах \*.cdr, \*.ai, \*.eps соответственно. Сканирование графического материала и импорт его в перечисленные выше редакторы недопустимо;
- иллюстративный материал (фотографии, коллажи и т. п.) необходимо сохранять в формате \*.tif, \*.psd, \*.jpg (качество «8 – максимальное») или \*.eps с разрешением не менее 300 dpi, размером не менее 115 мм по ширине, цветовая модель CMYK или Grayscale.

Материал, передаваемый в редакцию в электронном виде, должен сопровождаться: рекомендательным письмом руководителя предприятия (института); лицензионным договором о передаче права на публикацию; **распечаткой, лично подписанной авторами**; рефератом объемом до 500 знаков на русском и английском языках; подтверждением, что статья, предназначенная для публикации в журнале «Жилищное строительство», ранее нигде не публиковалась и в настоящее время не передана в другие издания; сведениями об авторах с указанием полностью фамилии, имени, отчества, ученой степени, должности, контактных телефонов, почтового и электронного адресов. Иллюстративный материал должен быть передан в виде оригиналов фотографий, негативов или слайдов, распечатки файлов.

В 2006 г. в журнале «Строительные материалы»® был опубликован ряд статей «Начинающему автору», ознакомится с которыми можно на сайте журнала [www.rifsm.ru/files/avtoru.pdf](http://www.rifsm.ru/files/avtoru.pdf)

**Подробнее можно ознакомиться с требованиями на сайте издательства**  
<http://rifsm.ru/page/7/>

