

Филиал Республиканского Унитарного Предприятия
«Институт БелНИИС» – Научно-технический центр

Одобрено

Филиал РУП «Институт БелНИИС» –
Научно-технический центр, протокол
заседания научно-технического совета
от 22 июля 2022 г. № 1

Утверждено

Директор
ОАО «Завод керамзитового гравия
г. Новолукомль»


М. Г. Лазарашвили
« 17 » 12 2022 г.

**РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТЕН ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ
НА ТОНКОСЛОЙНОМ КЛАДОЧНОМ РАСТВОРЕ**

Р 5.02.190-2022

Срок действия:

с « 09 » 12 2022 г.
до « 09 » 12 2027 г.

МИНСК



Р 5.02. -2022

УДК 692.23 (692.24, 692.24)

Ключевые слова: стены, каменная кладка, кладочное изделие из бетона на пористых заполнителях (керамзитобетонное кладочное изделие), тонкослойный кладочный раствор, каменная конструкция, несущая стена, ненесущая стена, узлы сопряжений, предельное состояние

Предисловие

1 РАЗРАБОТАНЫ Филиалом РУП «Институт БелНИИС» – Научно-технический центр

2 ОДОБРЕНЫ Филиалом РУП «Институт БелНИИС» – Научно-технический центр, протокол заседания научно-технического совета от 22 июля 2022 г. № 1

3 ЗАРЕГИСТРИРОВАНЫ РУП «Стройтехнорм» за № ____ от « ____ » _____ 20 ____ г.

Содержание

Введение	v
1 Общие положения	1
1.1 Область применения	1
1.2 Нормативные ссылки	1
1.3 Термины и определения, обозначения и сокращения.....	3
2 Общие рекомендации.....	7
3 Материалы для каменной кладки	8
3.1 Кладочные изделия.....	8
3.2 Кладочные растворы.....	11
3.3 Вспомогательные изделия для каменной кладки	12
3.4 Прочностные характеристики каменной кладки	16
4 Рекомендации по конструированию стен	18
4.1 Общие рекомендации	18
4.2 Соединение слоев в двухслойных стенах	21
4.3 Деформационные швы.....	22
4.4 Борозды и выемки в стенах	23
4.5 Пересечение стен.....	25
4.6 Внутренние ненесущие стены и поэтажно опертые стены каркасных зданий.....	26
4.7 Соединения несущих стен с перекрытиями и покрытием	30
4.8 Перемычки	33
5 Рекомендации по расчету стен.....	33
5.1 Общие рекомендации	33
5.2 Расчет несущих стен при действии преимущественно вертикальной нагрузки ..	34
5.3 Расчет несущих стен при действии преимущественно горизонтальной нагрузки	46
5.4 Расчет ненесущих внутренних стен при действии преимущественно горизонтальной нагрузки.....	49
5.5 Расчет стен на сдвиг	51

Р 5.02. -2022

6 Правила выполнения и контроля работ	52
7 Рекомендации по выполнению штукатурных работ	53
Приложение А (справочное)	55
Библиография.....	66

Введение

Настоящие рекомендации разработаны в развитие правил СП 5.02.01 и являются методическим документом для проектирования стен из кладочных изделий из бетона на пористых заполнителях (керамзитобетонных кладочных изделий) производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль».

В рекомендациях приведены требования к материалам и вспомогательным изделиям, применяемым при возведении стен, данные о геометрических и прочностных характеристиках керамзитобетонных кладочных изделий, а также данные о прочностных и деформационных показателях каменной кладки, выполняемой с использованием вышеуказанных керамзитобетонных кладочных изделий, рекомендации по конструированию и расчету стен из каменной кладки и правила производства работ. Приведенные в рекомендациях прочностные и деформационные характеристики каменной кладки получены на основании испытаний опытных образцов, проведенных в соответствии с СТБ EN 1052-1, СТБ EN 1052-2, СТБ EN 1052-3, СТБ EN 1052-5 в испытательном центре «БелСтройТест» РУП «Институт БелНИИС» и испытательной лаборатории филиала РУП «Институт БелНИИС»-Научно-технический центр.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТЕН ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ НА ТОНКОСЛОЙНОМ КЛАДОЧНОМ РАСТВОРЕ

1 Общие положения

1.1 Область применения

В настоящих рекомендациях приведены положения по расчету и конструированию несущих и ненесущих стен из каменной кладки (далее – стены), выполненной из кладочных изделий из бетона на пористых заполнителях (далее – керамзитобетонные кладочные изделия) производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль» на тонкослойном кладочном растворе.

Настоящие рекомендации предназначены для применения при проектировании зданий, эксплуатируемых при воздействии температур от минус 40 °С до 50 °С.

1.2 Нормативные ссылки

В настоящих рекомендациях использованы ссылки на следующие технические нормативные правовые акты (далее – ТНПА):

СН 1.03.01-2019 Возведение строительных конструкций зданий и сооружений

СН 2.01.01-2019 Основы проектирования строительных конструкций

СН 2.01.02-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий

СН 2.01.04-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки

СН 2.01.05-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия

СН 2.01.06-2019 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Температурные воздействия

СП 1.03.01-2019 Отделочные работы

СП 5.02.01-2021 Каменные и армокаменные конструкции

Р 5.02. -2022

ТКП EN 1991-1-6-2009 (02250) Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ

ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250) Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий

СТБ 1072-97 Составы полимерминеральные. Технические условия

СТБ 1263-2001 Композиции защитно-отделочные строительные. Технические условия

СТБ 1307-2012 Смеси растворные и растворы строительные. Технические условия

СТБ 1319-2002 Перемычки железобетонные. Технические условия

СТБ EN 771-3-2014 Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 3. Изделия из бетонов на плотных и пористых заполнителях

СТБ EN 772-1-2020 Методы испытаний изделий для каменной кладки. Часть 1. Определение прочности при сжатии

СТБ EN 845-1-2012 Требования к вспомогательным изделиям для каменной кладки. Часть 1. Анкерные связи, крепежные полосы, навесные опоры и кронштейны

СТБ EN 845-2-2016 Требования к вспомогательным изделиям для каменной кладки. Часть 2. Перемычки

СТБ EN 845-3-2012 Требования к вспомогательным изделиям для каменной кладки. Часть 3. Изделия для армирования горизонтальных швов каменной кладки

СТБ EN 998-2-2019 Требования к растворам для каменной кладки. Часть 2. Раствор кладочный

СТБ EN 1015-11-2012 Методы испытаний растворов для каменной кладки. Часть 11. Определение прочности затвердевшего раствора при изгибе и сжатии

СТБ EN 1052-1-2015 Методы испытаний каменной кладки. Часть 1. Определение прочности при сжатии

СТБ EN 1052-2-2018 Методы испытаний каменной кладки. Часть 2. Определение прочности на растяжение при изгибе

СТБ EN 1052-3-2017 Методы испытаний каменной кладки. Часть 3. Определение начальной прочности при сдвиге

СТБ EN 1052-5-2015 Методы испытаний каменной кладки. Часть 5. Определение прочности сцепления методом изгибающего момента

СТБ EN 1168-2012 Изделия железобетонные сборные. Плиты многопустотные
 СТБ EN 10088-2-2009 Стали нержавеющей. Часть 2. Технические условия поставки тонколистовой, толстолистовой и полосовой коррозионно-стойкой стали общего назначения

ГОСТ 5336-80 Сетки стальные плетеные одинарные. Технические условия.

Примечание – При пользовании настоящими рекомендациями целесообразно проверить действие ТНПА.

Если ссылочные ТНПА заменены (изменены), то при пользовании настоящими рекомендациями следует руководствоваться действующими взамен ТНПА. Если ссылочные ТНПА отменены без замены, то положение, в котором дана ссылка на них, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

1.3 Термины и определения, обозначения и сокращения

В настоящих рекомендациях применяют термины с соответствующими определениями, установленные в СП 5.02.01, СН 2.01.01.

В настоящих рекомендациях применяют следующие основные обозначения.

Буквы латинского алфавита

- a* – расстояние до ближайшего края опоры;
- A* – площадь поперечного сечения стены;
- b* – расчетная ширина участка стены;
- b_b* – ширина борозды или выемки;
- C* – высота зоны армирования;
- c₁, c₂* – коэффициенты для определения расчетной толщины стены;
- c_A* – коэффициент для определения расчетного значения сопротивления сжатию стены при действии продольного усилия;
- e_{he}* – эксцентриситет в верхней части или в основании стены от горизонтальных нагрузок;
- e_{hm}* – эксцентриситет в средней части стены от горизонтальных нагрузок;
- e_i* – результирующий (суммарный расчетный) эксцентриситет приложения нагрузки в верхней части или в основании стены;

Р 5.02. -2022

- e_{init} – начальный (случайный) эксцентриситет;
- e_k – эксцентриситет вследствие ползучести;
- e_m – результирующий (суммарный расчетный) эксцентриситет приложения нагрузок в среднем сечении по высоте стены;
- e_{mk} – результирующий (суммарный расчетный) эксцентриситет в среднем сечении по высоте стены вследствие ползучести кладки;
- E – кратковременный модуль упругости каменной кладки (секущий модуль);
- E_{lt} – модуль упругости каменной кладки при длительном действии нагрузки;
- f_b – приведенная (нормированная) прочность на сжатие кладочного изделия с учетом его положения в конструкции;
- f_d – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки;
- f_k – характеристическое значение прочности на сжатие неармированной каменной кладки;
- f_{vd} – расчетное значение прочности на срез (при сдвиге) каменной кладки;
- f_{vk0} – характеристическое значение начальной прочности на срез (при сдвиге) каменной кладки (при отсутствии сжимающей нагрузки);
- f_{vk} – характеристическое значение прочности на срез (при сдвиге) каменной кладки;
- f_{vlt} – предельное значение на срез (при сдвиге) каменной кладки f_{vk} ;
- f_{xd} – расчетное значение прочности на растяжение при изгибе каменной кладки в направлении изгиба;
- f_{xd1} – расчетное значение прочности на растяжение при изгибе по неперевязанному сечению;
- $f_{xd1,app}$ – повышенное расчетное значение прочности на растяжение при изгибе по неперевязанному сечению;
- f_{xd2} – расчетное значение прочности на растяжение при изгибе по перевязанному сечению;
- f_{xk1} – характеристическое значение прочности на растяжение при изгибе по неперевязанному сечению;
- f_{xk2} – характеристическое значение прочности на растяжение при изгибе по перевязанному сечению;

- f_{wk} – характеристическое значение прочности на осевое растяжение по непереверзанному сечению (прочности сцепления);
- $F_{i,max}$ – разрушающая нагрузка;
- $F_{line,per}$ – расчетное значение растягивающего усилия;
- g – общая ширина полос кладочного раствора;
- G – модуль сдвига каменной кладки;
- h – высота в свету стены;
- h_a – высота здания со скатной крышей над уровнем земли;
- h_i – высота в свету i -ой стены (стержня);
- h_{eff} – расчетная (эффективная) высота стены;
- h_m – высота здания над уровнем земли;
- h_u – высота кладочного изделия;
- I_i – момент инерции элемента i -й конструкции;
- K, K_E – коэффициент для расчета прочности на сжатие каменной кладки;
- K_A – коэффициент, учитывающий снижение расчетного значения прочности на сжатие каменной кладки при площади поперечного сечения стены менее $0,1 \text{ м}^2$;
- k_m – отношение жесткости перекрытия к жесткости стены;
- l – длина участка стены (между поперечными стенами, между поперечной стеной и проемом или между проемами);
- l_b – длина борозды или выемки;
- l_c – длина сжатой зоны сечения стены;
- l_f – длина пролета перекрытия;
- $l_{f,eff}$ – расчетный пролет несущих конструкций перекрытия;
- $M_{d,dst}$ – расчетное значение опрокидывающего момента, вызванного ветровым воздействием;
- $M_{d,stb}$ – расчетное значение суммарного удерживающего момента, создаваемого собственным весом стены;
- M_{Ed} – расчетное значение изгибающего момента;
- M_{Edu} – расчетное значение изгибающего момента над перекрытием;
- M_{Edf} – расчетное значение изгибающего момента под перекрытием;
- M_i – расчетное значение изгибающего момента в i -м узле;

Р 5.02. -2022

- M_{id} – расчетное значение изгибающего момента в верхнем или нижнем сечениях стены;
- M_{md} – расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении по высоте стены;
- M_{Rd} – расчетное значение сопротивления стены изгибу;
- N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия;
- N_{Edf} – расчетное значение продольного усилия под перекрытием;
- N_{Edu} – расчетное значение продольного усилия над перекрытием;
- n_i – коэффициент жесткости i -го стержня;
- N_{id} – расчетное значение продольного усилия в верхнем или нижнем сечениях стены;
- N_{md} – расчетное значение продольного усилия в среднем сечении по высоте стены;
- N_{Rd} – расчетное значение сопротивления сжатию стены при действии продольного усилия;
- n_t – количество связей или соединений на 1 м^2 площади стены;
- t – толщина стены;
- t_b – глубина борозды или выемки;
- t_{eff} – расчетная (эффективная) толщина стены;
- V_{Ed} – расчетное значение усилия среза (сдвига);
- V_{Rd} – расчетное значение сопротивления срезу (сдвигу);
- V_{Rsd} – расчетное значение сопротивления срезу (сдвигу) соединений стен;
- q_{Ewd} – расчетное значение ветрового воздействия, равномерно распределенного по площади стены;
- q_i – расчетное значение i -ой равномерно распределенной нагрузки;
- W_{Ed} – расчетное значение нагрузки, действующей перпендикулярно поверхности, на единицу площади поверхности;
- Z – упругий момент сопротивления сечения на единицу высоты или длины стены.

Буквы греческого алфавита

- α_1, α_2 – коэффициенты изгибающего момента;

- γ_M – частный коэффициент для характеристик свойств материалов;
- η, η_A – коэффициенты уменьшения момента при расчете моментов в сечениях стены, учитывающий уменьшение жесткости в предельном состоянии несущей способности;
- λ – гибкость стены;
- λ_c – гибкость, при которой допускается не учитывать эксцентриситет, вызванный ползучестью каменной кладки;
- μ – коэффициент, определяемый отношением значений прочности на растяжение при изгибе каменной кладки при действии изгибающих моментов в двух ортогональных направлениях;
- ρ_n – коэффициент уменьшения высоты стены;
- σ_d – расчетное напряжение сжатия;
- Φ_s – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены;
- Φ_i – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию стены в верхнем или нижнем сечении стены;
- Φ_m – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию стены в среднем сечении по высоте стены;
- Φ_∞ – предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки.

2 Общие рекомендации

2.1 Критерии надежности и требования, которым должны удовлетворять стены, установлены в СН 2.01.01 с учетом положений СП 5.02.01.

2.2 Изменения заданных исходных показателей качества, происходящие в течение проектного срока эксплуатации стен с учетом влияний окружающей среды и предусмотренного уровня технического обслуживания, не допускают снижения эксплуатационных свойств конструкции ниже установленного уровня.

2.3 Предельные состояния несущей способности и эксплуатационной пригодности стен проверяют с учетом:

- постоянных расчетных ситуаций: условия нормальной эксплуатации конструкции, продолжительность которых соответствует сроку службы конструкции;

Р 5.02. -2022

– переходных расчетных ситуаций: временные условия, например, процессы возведения или ремонта конструкции. Переходные расчетные ситуации имеют небольшую продолжительность по сравнению со сроком службы объекта строительства.

2.4 Характеристические и расчетные значения воздействий, а также сочетаний воздействий определяют в соответствии с СН 2.01.01, СН 2.01.02, СН 2.01.04, СН 2.01.05, СН 2.01.06, ТКП EN 1991-1-6.

2.5 Проверки предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности стен производятся из условия, по которому расчетное значение эффекта проектных воздействий не должно превышать расчетного или характеристического значения эквивалентного сопротивления каменной конструкции.

2.7 Для расчетов принимают значения частного коэффициента γ_M , приведенные в СП 5.02.01 (5.4.3.5). Значения частного коэффициента γ_M зависят от класса контроля выполнения работ на строительной площадке, категории кладочных изделий и требований к составу кладочного раствора.

3 Материалы для каменной кладки

3.1 Кладочные изделия

3.1.1 Номенклатура керамзитобетонных кладочных изделий, производимых ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль», приведена в таблице 3.1.

3.1.2 Требования к керамзитобетонным кладочным изделиям – в соответствии с СТБ EN 771-3.

3.1.3 По геометрическим параметрам керамзитобетонные кладочные изделия относятся к группе 1 (СП 5.02.01 (таблица 6.1)).

3.1.4 Нормированная прочность при сжатии керамзитобетонных кладочных изделий, f_b , определяется в соответствии с СТБ EN 772-1. Нормированная прочность при сжатии керамзитобетонных кладочных изделий категории I (уровень качества изделий – в соответствии с СТБ EN 771-3) составляет 2,0 МПа, категории II – 2,5 МПа.

Таблица 3.1 – Номенклатура керамзитобетонных кладочных изделий производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль»

Описание изделия	Внешний вид изделия
1. Блоки (камни) керамзитобетонные пустотелые размерами 250 x 500 x 240 мм для стен	
2. Блоки (камни) керамзитобетонные пустотелые размерами 340 x 400 x 240 мм для стен	
3. Блоки (камни) керамзитобетонные пустотелые размерами 490 x 300 x 240 мм для стен	
4. Блоки (камни) керамзитобетонные пустотелые размерами 490 x 200 x 240 мм для стен	
5. Блоки (камни) керамзитобетонные полнотелые размерами 490 x 300 x 185 мм для стен	

Продолжение таблицы 3.1

Описание изделия	Внешний вид изделия
<p>6. Блоки (камни) керамзитобетонные полнотелые размерами 490 x 250 x 185 мм для стен</p>	
<p>7. Блоки (камни) керамзитобетонные полнотелые размерами 490 x 200 x 185 мм для стен</p>	
<p>8. Блоки (камни) керамзитобетонные полнотелые размерами 400 x 100 x 240 мм для стен</p>	
<p>9. Блоки (камни) керамзитобетонные полнотелые размерами 510 x 120 x 240 мм для стен</p>	
<p>10. Блоки (камни) керамзитобетонные размерами 240 x 300 x 240 мм для перемычек</p>	

Окончание таблицы 3.1

Описание изделия	Внешний вид изделия
11. Блоки (камни) керамзитобетонные размерами 225 x 200 x 240 мм для перемычек	
12. Блоки (камни) керамзитобетонные размерами 225 x 300 x 240 мм для перемычек	
13. Блоки (камни) керамзитобетонные размерами 400 x 400 x 240 мм для вентиляционных каналов	
14. Блоки (камни) керамзитобетонные размерами 400 x 300 x 240 мм для вентиляционных каналов	

3.2 Кладочные растворы

3.2.1 Для кладки керамзитобетонных кладочных изделий применяется тонкослойный раствор, соответствующий требованиям СТБ 1307 и СТБ EN 998-2.

3.2.2 Прочность кладочного раствора при сжатии и при изгибе устанавливается в соответствии с СТБ EN 1015-11.

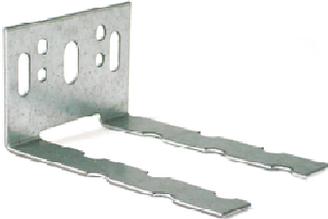
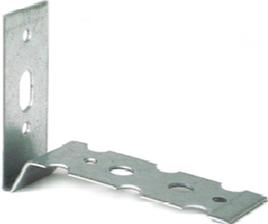
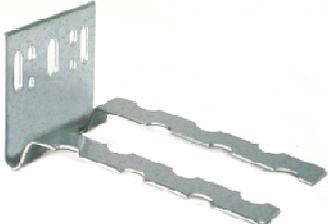
3.3 Вспомогательные изделия для каменной кладки

3.3.1 Для соединения примыкающих друг к другу стен из керамзитобетонных кладочных изделий, а также соединения стен с конструкциями каркаса здания применяются плоские анкерные связи, изготавливаемые из перфорированной полосы коррозионностойкой стали, соответствующие требованиям СТБ EN 845-1. Типы анкерных связей, область их применения и характеристические значения сопротивления силовым воздействиям приведены в таблице 3.2. Приведенные в таблице 3.2 характеристические значения сопротивления анкерных связей используются для ориентировочного расчета их количества в зависимости от условий раскрепления стен. Характеристические значения сопротивления анкерных связей в сочетании с каменной кладкой из керамзитобетонных кладочных изделий устанавливаются на основании испытаний.

Таблица 3.2 – Типы анкерных связей

Общий вид	Размеры, мм	Область применения	Характеристическое значение сопротивления, кН
	300×22×0,7	Для соединения стен, выполненных из кладочных изделий одинаковой высоты (например, несущих стен и перегородок)	При растяжении – 1,26; при сдвиге – 0,4
	270×20×0,5	Для соединения стен, выполненных из кладочных изделий одинаковой высоты (например, несущих стен и перегородок)	При растяжении – 0,95
	175×22×0,7	Для соединения стен в месте вертикального деформационного шва	При сдвиге – 0,8
	40×68 22×1,25	Для соединения стен с железобетонными конструкциями или для соединения стен, выполненных из кладочных изделий разной высоты (например, стен и перегородок)	При растяжении – 0,81; при сдвиге – 0,4

Окончание таблицы 3.2

Общий вид	Размеры, мм	Область применения	Характеристическое значение сопротивления, кН
	35×65 60×1,25	Для соединения стен с железобетонными конструкциями или для соединения стен, выполненных из кладочных изделий разной высоты (например стен и перегородок)	При растяжении – 1,0; при сдвиге – 1,63
	50×73 22×1,25	Для соединения стен с другими конструктивными элементами при устройстве между ними вертикального деформационного шва	При сдвиге – 0,5
	40×88 60×1,25	Для соединения стен с другими конструктивными элементами при устройстве между ними вертикального деформационного шва	При сдвиге – 1,98
	110×115 20×2	Для соединения стен с железобетонными перекрытиями при устройстве горизонтального деформационного шва	При сдвиге – 1,0
	35×65 60×1,25	Для соединения стен с железобетонными перекрытиями при устройстве горизонтального деформационного шва	При сдвиге – 0,45

3.3.2 Анкерные связи, приведенные в таблице 3.2, а также элементы их крепления (болты, дюбели) выполняются из аустенитной нержавеющей стали по СТБ EN 10088-2 или оцинкованной стали. Цинковое покрытие наносят на готовое изделие методом гальванизации в ванне. Масса цинкового покрытия должна составлять не менее 710 г на 1 м² поверхности.

3.3.3 Для армирования горизонтальных швов каменной кладки применяются арматурные сетки, соответствующие требованиям СТБ EN 845-3 и ГОСТ 5336.

3.3.4 Для армирования горизонтальных швов каменной кладки применяются следующие виды арматурных сеток:

– сварные сетки из стальной проволоки, состоящие из продольных стержней, сваренных с непрерывно расположенными под углом стержнями (сетка зигзагообразного типа, рисунок 3.1а);

– просечно-вытяжная сетка, получаемая посредством вытяжки листовой стали, в которой предварительно в определенном порядке выполнены прорезы (рисунок 3.1б);

– плетеная стальная сетка, изготавливаемая посредством поочередного обвивания поперечными проволочными стержнями продольных стержней (рисунок 3.1в).

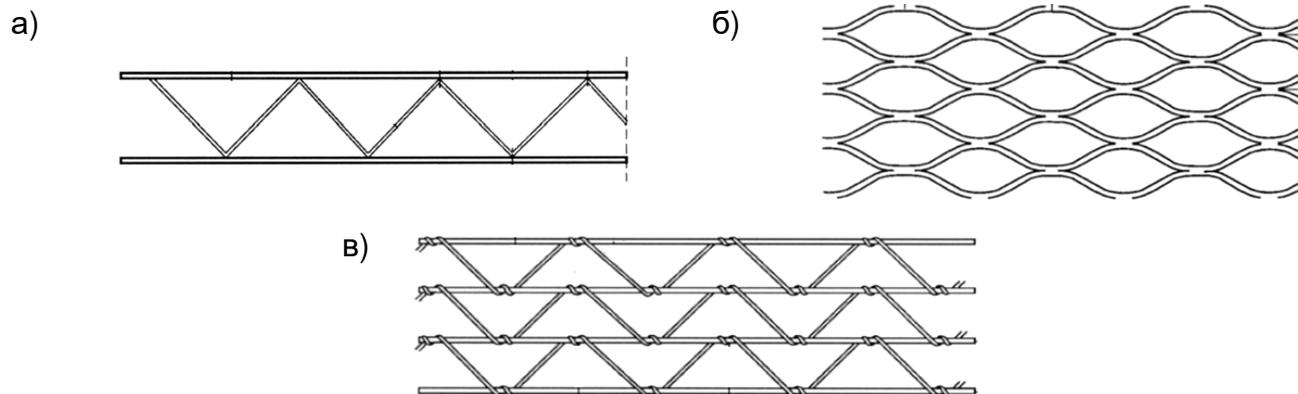


Рисунок 3.1 – Примеры арматурных сеток, применяемых для армирования горизонтальных швов каменной кладки:

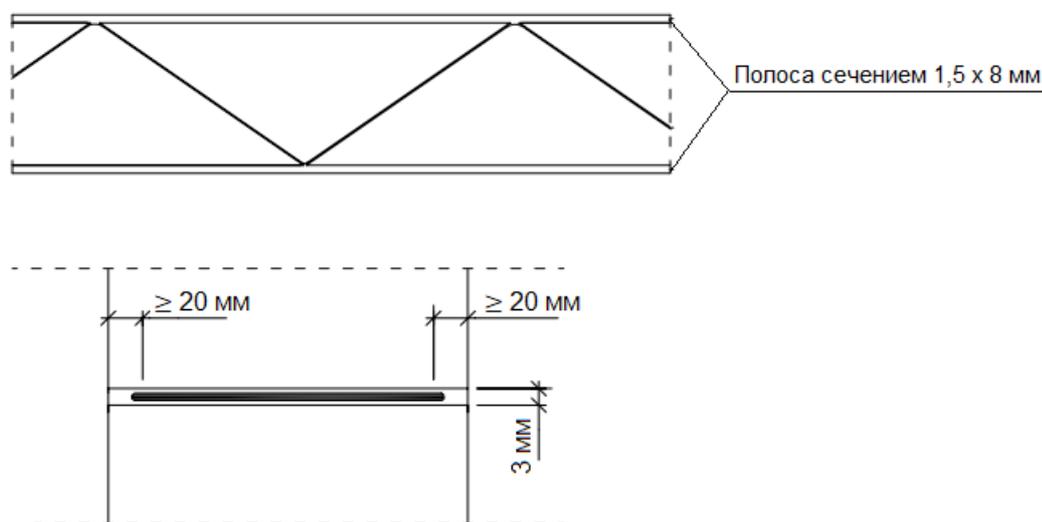
а – сварная сетка;

б – просечно-вытяжная сетка;

в – плетеная сетка

3.3.5 Для армирования тонкослойных горизонтальных швов каменной кладки с учетом СП 5.02.01 (В.2.3) применяются арматурные сетки с диаметром проволоки не

более 1,5 мм или сетки, состоящие из стержней прямоугольного сечения (полосы) толщиной не более 1,5 мм (рисунок 3.2).



**Рисунок 3.2 – Армирование горизонтальных тонкослойных швов
каменной кладки**

3.3.6 Материалы арматурных сеток и их защитные покрытия назначают с учетом СП 5.02.01 (таблица В.3). Комбинирование в одной сетке стержней из нержавеющей стали со стержнями из других видов стали не применяется.

3.3.7 Материалы анкерных связей и системы их защиты от коррозии назначают с учетом СП 5.02.01 (таблица В.1). Во избежание повреждения антикоррозионного покрытия загиб связей на месте не производится. Антикоррозионное покрытие наносят на готовое изделие.

3.3.8 Для перекрытия проемов в стенах применяются перемычки, соответствующие требованиям СТБ 1319 или СТБ EN 845-2.

3.3.9 Материалы перемычек, соответствующих требованиям СТБ EN 845-2, и их защитные покрытия назначают с учетом СП 5.02.01 (таблица В.2).

3.3.10 Расчетные значения показателей материалов вспомогательных изделий определяют отношением соответствующих характеристических значений сопротивления к частному коэффициенту для характеристик свойств материала, γ_M , значения которого принимаются в зависимости от класса контроля производства работ на строительной площадке (СП 5.02.01 (таблица 5.1)).

3.4 Прочностные характеристики каменной кладки

3.4.1 Характеристические значения прочности каменной кладки из керамзитобетонных кладочных изделий устанавливаются на основании результатов испытаний опытных образцов, подготовка и испытания которых проводятся в соответствии с СТБ EN 1052-1, СТБ EN 1052-2, СТБ EN 1052-3, СТБ EN 1052-5 или по результатам ранее выполненных испытаний, сведенных в базу данных. Характеристические значения прочности каменной кладки на растяжение и срез (при сдвиге) приведены в таблице 3.3.

Характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки определяют по формуле

$$f_k = 0,8 \cdot f_b^{0,7}, \quad (3.1)$$

где f_b – приведенная (нормированная) прочность на сжатие кладочного изделия с учетом его положения в конструкции, МПа.

Таблица 3.3 – Прочностные характеристики каменной кладки из керамзитобетонных кладочных изделий на тонкослойном кладочном растворе

Наименование характеристики	Значение характеристики
Характеристическое значение прочности на растяжение при изгибе по неперевязанному сечению, f_{xk1} , МПа	0,06
Характеристическое значение прочности на растяжение при изгибе по перевязанному сечению f_{xk2} , МПа	0,12
Характеристическое значение начальной прочности на срез (при сдвиге), f_{vk0} , МПа	0,12
Характеристическое значение прочности на растяжение по неперевязанному сечению (прочности сцепления), f_{wk} , МПа	0,09
Предельное значение прочности на срез (при сдвиге), f_{vt}	0,16

3.4.2 В таблице 3.3 значения f_{xk2} приведены для каменной кладки с не заполненными кладочным раствором вертикальными швами. При заполнении вертикальных швов кладочным раствором значения f_{xk2} увеличивают в 1,4 раза.

3.4.3 Характеристическое значение прочности каменной кладки срез (при сдвиге), f_{vk} , на тонкослойном кладочном растворе определяется с учетом СП 5.02.01 (6.5.2).

3.4.4 Для каменной кладки на тонкослойном кладочном растворе с продольным вертикальным швом (в случае двухслойной кладки без воздушного зазора) характеристическое значение прочности на сжатие, f_k , умножают на 0,8.

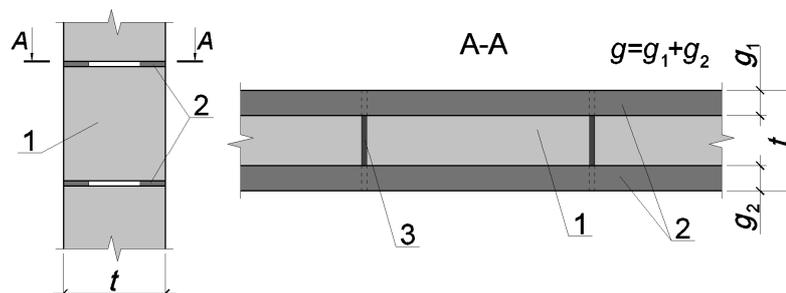
3.4.5 Характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки с полосовым заполнением горизонтальных швов тонкослойным кладочным раствором принимают равным f_k при $g/t = 1,0$ и равным $0,5f_k$ – при $g/t = 0,4$. Для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.

Здесь g – общая ширина полосы кладочного раствора (рисунок 3.3), м;

t – толщина стены каменной кладки, м.

При этом должны быть выполнены следующие условия:

- минимальная ширина каждой полосы кладочного раствора составляет 30 мм;
- толщина каменной кладки равна ширине или длине изделий для каменной кладки, в результате чего по всей длине стены или ее частей отсутствуют продольные растворные швы;
- отношение g/t не менее 0,4.



1 – кладочное изделие; 2 – полосовой горизонтальный растворный шов; 3 – вертикальный шов

Рисунок 3.3 – Каменная кладка с полосовым заполнением горизонтальных растворных швов

3.4.6 Расчетное значение прочности каменной кладки определяют отношением характеристического значения прочности и частного коэффициента для характеристик свойств материала, γ_m , значения которого принимаются в зависимости от категории кладочных изделий, вида применяемых кладочных растворов по способу изготовления, класса контроля производства работ на строительной площадке (СП 5.02.01 (таблица 5.1)).

Р 5.02. -2022

3.4.7 Если общая площадь поперечного сечения стены менее $0,1 \text{ м}^2$, расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки, f_d , умножают на коэффициент K_A , определяемый по формуле

$$K_A = 0,7 + 3A, \quad (3.2)$$

где A – общая площадь поперечного сечения стены, м^2 .

3.4.8 Кратковременный модуль упругости E_i каменной кладки определяется с учетом СТБ EN 1052-1 как секущий модуль при нагрузке, равной $1/3F_{i,max}$, где $F_{i,max}$ – разрушающая нагрузка. Значение секущего модуля упругости E допускается определять по формуле

$$E = K_E \cdot f_k, \quad (3.3)$$

где $K_E = 1000$;

f_k – характеристическое значение прочности на сжатие неармированной каменной кладки, МПа.

3.4.9 Модуль упругости каменной кладки при длительном действии нагрузки с учетом деформаций ползучести, E_{lt} , определяется по формуле

$$E_{lt} = \frac{E}{1 + \Phi_\infty}, \quad (3.4)$$

где $\Phi_\infty = 3,0$ – предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки.

3.4.10 Значение модуля сдвига G каменной кладки допускается принимать равным 40 % значения секущего модуля упругости E .

3.4.11 Конечное значение усадочных деформаций каменной кладки принимается равным минус 0,2 мм/м.

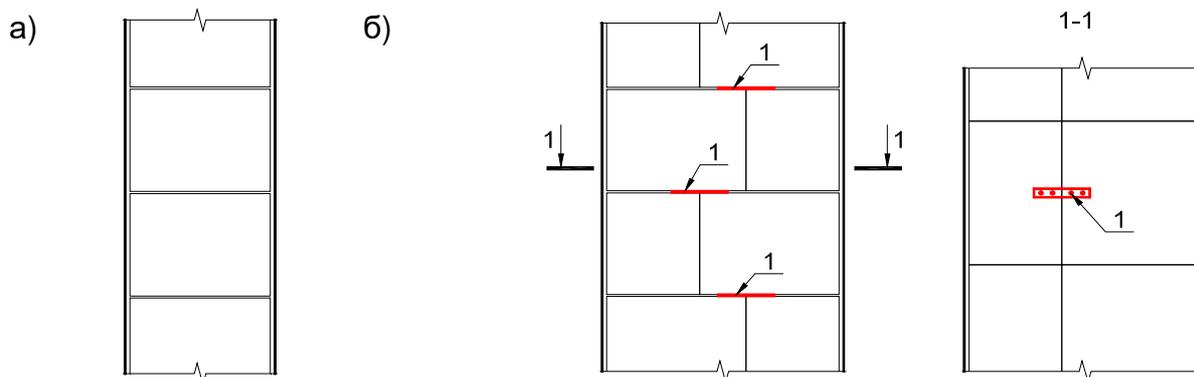
4 Рекомендации по конструированию стен

4.1 Общие рекомендации

4.1.1 Стены из керамзитобетонных кладочных изделий производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль» проектируют следующих видов:

– однослойные стены без промежуточного пространства или сквозного вертикального шва в плоскости (рисунок 4.1а);

– двухслойные стены без воздушного зазора, состоящие из двух параллельных слоев с вертикальным швом, соединенных анкерными связями, обеспечивающими совместную работу слоев под нагрузкой (рисунок 4.1б).



1 – анкерные связи для соединения слоев кладки

Рисунок 4.1 – Виды стен:

а – однослойная стена;

б – двухслойная стена без воздушного зазора

4.1.2 Однослойные и двухслойные стены применяются в качестве наружных и внутренних ограждающих конструкций.

4.1.3 Стены толщиной 420 мм (одно кладочное изделие шириной 400 мм или два кладочных изделия шириной 200 мм) или 620 мм (два кладочных изделия шириной 300 мм) выполняются без плашковой перевязки швов (рисунок 4.2а, б). Стены толщиной 520 мм (два кладочных изделия шириной 200 и 300 мм) выполняются с плашковой перевязкой швов (рисунок 4.2в). Стены толщиной 520 мм (одно кладочное изделие шириной 500 мм) выполняются без плашковой перевязки швов (рисунок 4.2а).

4.1.4 Каменную кладку стен выполняют с порядной перевязкой кладочных изделий (рисунок 4.3). В каменной кладке из кладочных изделий высотой $h_u = 240$ мм размер перевязки должен составлять не менее 96 мм, из кладочных изделий высотой $h_u = 185$ мм – не менее 74 мм.

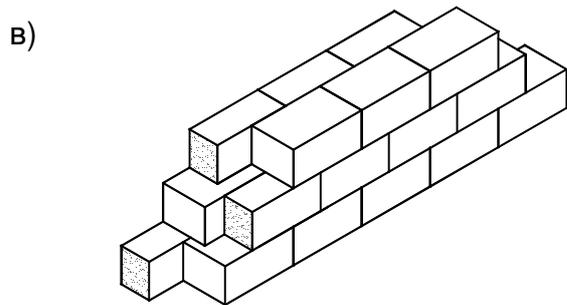
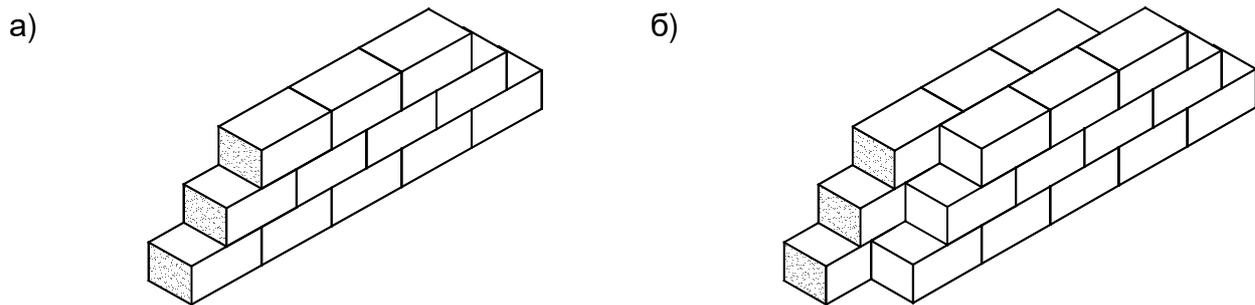
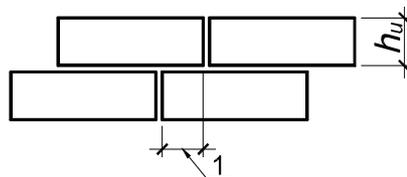


Рисунок 4.2 – Варианты кладки:

- а** – однослойная;
- б** – двухслойная без плашковой перевязки;
- в** – двухслойная с плашковой перевязкой



h_u – высота кладочного изделия; 1 – размер перевязки

Рисунок 4.3 – Схема перевязки керамзитобетонных кладочных изделий

Пример угловой порядной перевязки для керамзитобетонных кладочных изделий длиной 340 мм и шириной 400 мм представлен на рисунке 4.4.

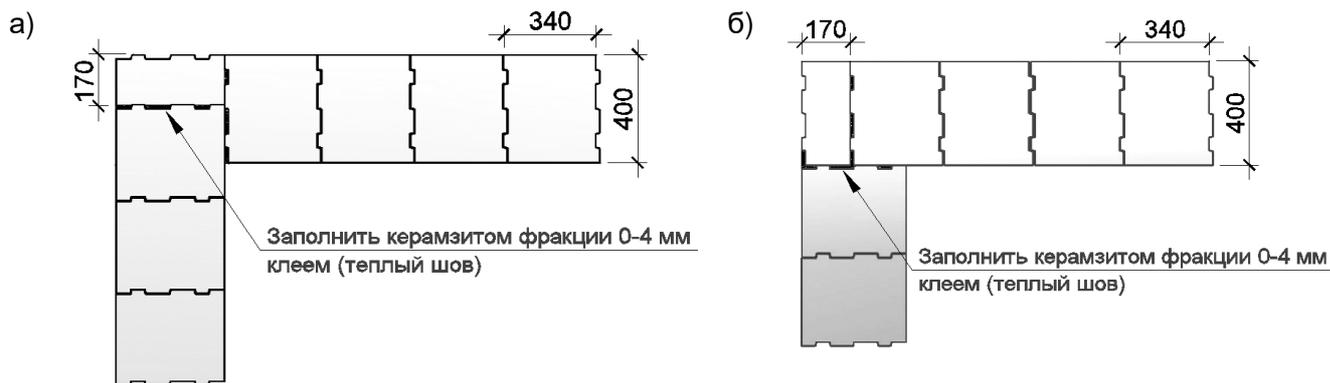


Рисунок 4.4 – Угловая порядная перевязка для керамзитобетонных кладочных изделий:

- а** – первый ряд;
- б** – второй ряд

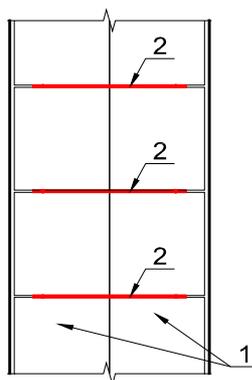
4.1.5 Толщина горизонтальных тонкослойных швов кладки стен должна составлять не менее 2 мм и не более 5 мм. Вертикальные (стыковые) швы кладки, как правило, выполняются с пазогребневым соединением без заполнения раствором.

4.1.6 Заполнение раствором стыковых швов производят, если их ширина превышает 3 мм, а также в армированной каменной кладке, воспринимающей усилия изгиба и среза, и в однослойной кладке без штукатурки, к которой предъявляют требования по воздухопроницаемости.

4.2 Соединение слоев в двухслойных стенах

4.2.1 Слои в двухслойных стенах соединяют между собой с помощью горизонтальных анкерных связей, воспринимающих растягивающие или сжимающие усилия от действия ветровой нагрузки. Необходимое количество связей на единицу площади стены, n_t , определяют расчетом. Анкерные связи равномерно распределяют по площади стены, количество анкерных связей принимается не менее пяти на 1 м² площади стены.

4.2.2 Для соединения слоев в двухслойных стенах без воздушного зазора допускается применение арматурных сеток, уложенных в каждый горизонтальный шов кладки (рисунок 4.5).



1 – слои кладки; 2 – арматурные сетки для армирования горизонтальных швов

Рисунок 4.5 – Схема соединения слоев каменной кладки двухслойной стены при помощи арматурных сеток

4.3 Деформационные швы

4.3.1 Температурно-усадочные швы в стенах устраивают 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 элементов, а также в местах значительного ослабления стен отверстиями или проемами). Расстояние между температурно-усадочными швами устанавливается расчетом.

4.3.2 Принимаемое без расчета максимальное расстояние между вертикальными температурно-усадочными швами в однослойных стенах из неармированной каменной кладки из керамзитобетонных кладочных изделий, а также двухслойных стен без воздушного зазора для отапливаемых зданий, составляет 20 м. Если в горизонтальных растворных швах каменной кладки установлены арматурные сетки с площадью армирования не менее 0,03 % от площади поперечного сечения стены, то расстояние между температурно-усадочными швами может быть увеличено в 1,5 раза

4.3.3 Максимальное расстояние между вертикальными деформационными швами, которое допускается принимать без расчета для неармированных однослойных стен, а также двухслойных стен без воздушного зазора неотапливаемых зданий, составляет 6 м.

4.3.4 Ширина вертикального деформационного шва принимается не менее 15 мм, для заполнения шва предусматривают упругие прокладки и атмосферостойкие мастики.

4.3.5 Горизонтальные деформационные швы в поэтажно опертых стенах и ненесущих внутренних стенах выполняют в уровне опорных конструкций (между вышележащей конструкцией и верхним рядом каменной кладки).

4.3.6 Толщина горизонтальных деформационных швов принимается из расчета допустимых прогибов вышележащих конструкций, но не менее 20 мм. В конструкции шва предусматриваются упругие прокладки, эффективный утеплитель и нетвердеющие атмосферостойкие мастики.

4.4 Борозды и выемки в стенах

4.4.1 Снижение сопротивления стены сжатию, сдвигу и изгибу из-за вертикальных борозд и выемок допускается не учитывать, если глубина борозд и выемок не превышает указанную в таблице 4.1. При определении глубины борозд и выемок учитываются борозды и выемки, выполняемые при возведении каменной кладки. При превышении предельных значений глубины борозд и выемок сопротивление сжатию, сдвигу и изгибу проверяют расчетным путем с учетом уменьшенного поперечного сечения элемента каменной кладки путем устройства борозд и выемок.

Таблица 4.1 – Размеры вертикальных борозд и выемок, допустимые в каменной кладке без расчета

Толщина стены t , мм	Размеры борозд и выемок, выполняемых в готовой камен- ной кладке, мм		Размеры борозд и выемок, выполняемых при возведении каменной кладки, мм	
	Максимальная глубина	Максимальная ширина	Остающаяся минимальная толщина кладки	Максимальная ширина
100	30	100	70	300
120	30	125	90	300
200	30	150	140	300
250, 300	30	175	175	300
400, 500	30	200	215	300

Примечания

1 Максимальную глубину борозд и выемок определяют с учетом всех углублений, образованных при выполнении борозд и выемок.

2 Вертикальные борозды или выемки, расположенные над перекрытием на высоте не более чем на 1/3 высоты этажа, при толщине стены 225 мм и более могут быть глубиной до 80 мм и шириной до 120 мм (рисунок 4.6).

3 Расстояние по горизонтали между соседними бороздами или между бороздой и выемкой или проемом принимается не менее 225 мм (см. рисунок 4.6).

4 Расстояние по горизонтали между соседними выемками, независимо от места их расположения (с одной или с двух сторон), и между выемкой и проемом принимается не менее двукратной ширины более широкой выемки.

5 Общая ширина вертикальных борозд и выемок принимается не более 0,13 длины расчетного участка стены.

4.4.2 Горизонтальные и наклонные борозды и выемки располагают в зонах выше или ниже перекрытия на 1/8 высоты этажа в свету. Глубину борозды или выемки принимают менее указанной в таблице 4.2 при условии, что эксцентриситет расчетной вертикальной нагрузки, действующей в этой зоне, менее $t/3$. При определении глубины

Р 5.02. -2022

борозд и выемок учитывают борозды и выемки, выполняемые при возведении каменной кладки. При превышении предельных значений глубины борозд и выемок сопротивление сжатию, сдвигу и изгибу проверяют расчетным путем с учетом уменьшенного за счет борозд и выемок поперечного сечения элемента каменной кладки.

Таблица 4.2 – Размеры горизонтальных и наклонных борозд и выемок, допустимые в каменной кладке без расчета

Толщина стены t , мм	Максимальная глубина борозд и выемок, мм, при	
	неограниченной длине	длине ≤ 1250 мм
100	-	-
120	-	15
200	10	20
250, 300	15	25
400, 500	20	30

Примечания

1 Максимальная глубина борозды или выемки определяется с учетом углубления, образованного при выполнении борозды.

2 Расстояние по горизонтали между концом борозды или выемки и проемом принимается не менее 500 мм (рисунок 4.7).

3 Расстояние по горизонтали между соседними бороздами или выемками ограниченной длины, независимо от места их расположения (с одной или с двух сторон), принимается не менее двукратной длины самой длинной борозды (см. рисунок 4.7).

4 В стенах толщиной более 175 мм допустимую глубину борозды или выемки допускается увеличивать на 10 мм при условии использования инструмента, с помощью которого производится точное определение необходимой глубины борозды. При применении инструмента для выполнения борозд глубиной до 10 мм по обеим сторонам стены остаточная толщина стены принимается не менее 225 мм.

5 Ширина борозды или выемки принимается не более половины остаточной толщины стены.

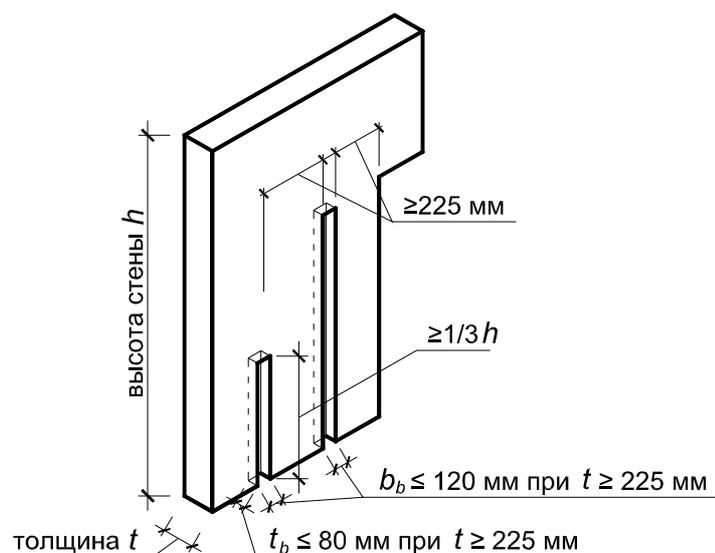


Рисунок 4.6 – Расположение вертикальных борозд и выемок в каменной кладке

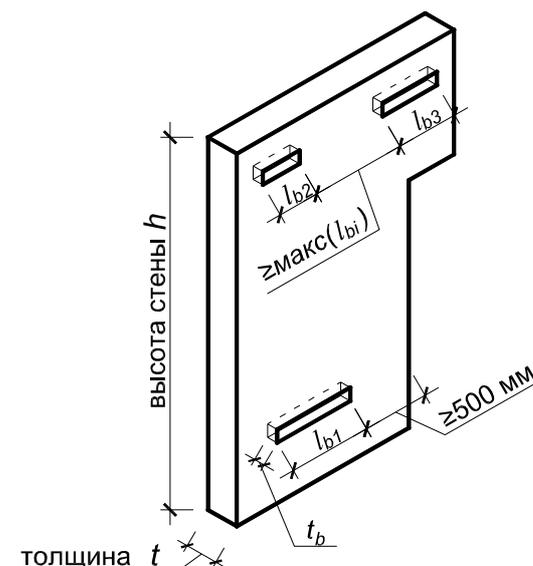


Рисунок 4.7 – Расположение горизонтальных борозд и выемок в каменной кладке

4.4.3 Если размеры, количество и расположение борозд и выемок не соответствуют указанным в таблицах 4.1 и 4.2, то сопротивление стены сжатию, сдвигу и изгибу проверяют расчетным путем с учетом уменьшенного поперечного сечения каменной кладки. При этом влияние борозд и выемок на сопротивление сжатию стены при действии продольного усилия учитывают следующим образом:

- вертикальные борозды и выемки рассматривают как границу расчетного участка стены по длине или при расчете стены принимают остаточную толщину стены за вычетом борозд и выемок;
- при горизонтальных или наклонных бороздах и выемках сопротивление сжатию сечения стены при действии продольного усилия рассчитывают в месте расположения борозды с учетом эксцентриситета нагрузки относительно остаточной толщины стены.

4.5 Пересечение стен

4.5.1 Стены, расположенные перпендикулярно или под некоторым углом друг к другу, соединяют между собой таким образом, чтобы была обеспечена взаимная передача сжимающих и сдвигающих усилий.

4.5.2 Соединение в зоне примыкания стены осуществляется перевязкой каменной кладки, а также гибкими плоскими анкерными связями, изготавливаемыми из пер-

форированной полосы коррозионностойкой стали (см. таблицу 3.2), связывающими каждую стену. Анкерные связи, устанавливаются в каждый растворный шов кладки. На углах или в зонах соединения стен перевязкой каменной кладки размер перевязки изделий для каменной кладки принимается не менее ширины изделия. Перевязка осуществляется за счет пропускных рядов через ряд.

4.5.3 Для обеспечения нормативных требований по перевязке каменной кладки в плоскости сопряжения несущих стен их возводят одновременно. Стены, которые соединяются при помощи анкерных связей или арматурных сеток, допускается возводить в разное время.

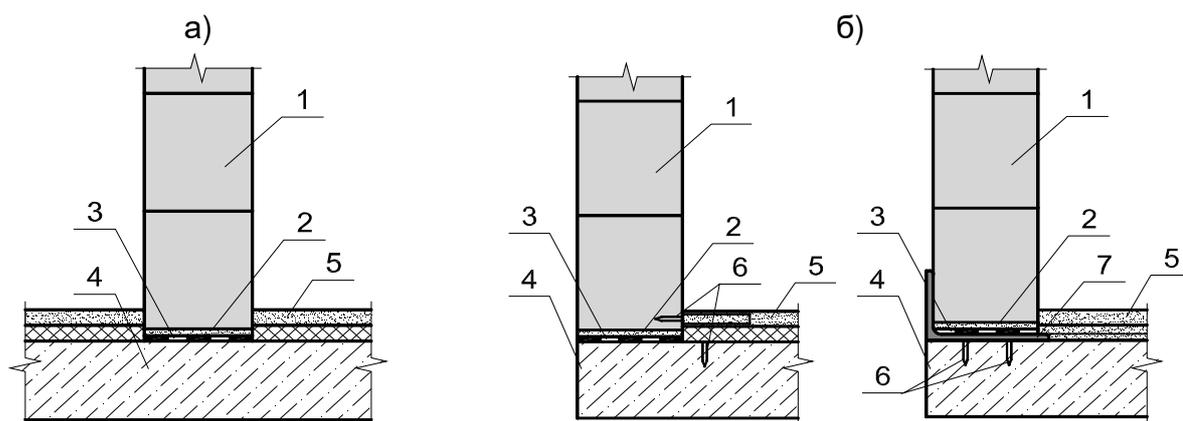
4.5.4 В местах стыков ненесущих и несущих стен учитывают различную деформацию вследствие ползучести и усадки. Стены, состыкованные без перевязки, соединяют гибкими анкерными связями, устанавливаемыми в каждый растворный шов кладки. Тип применяемых анкерных связей устанавливается на основании расчета.

4.5.5 Разность вертикальных относительных деформаций разнонагруженных стен при соединении перевязкой каменной кладки не должна превышать 3×10^{-4} . Соединение стен встык (без перевязки) является податливым, вследствие чего обеспечивается беспрепятственная деформация сопрягаемых стен в вертикальном направлении.

4.6 Внутренние ненесущие стены и поэтажно опертые стены каркасных зданий

4.6.1 Конструкция сопряжений стен с поддерживающим перекрытием, обеспечивающая независимость вертикальных деформаций каменной кладки и перекрытия, представлена на рисунке 4.8.

4.6.2 Стены устанавливаются на выравнивающий слой раствора. Между выравнивающим слоем раствора и перекрытием устраивается разделительный слой из одного или двух слоев пленочного материала. Горизонтальным перемещениям внутренних стен препятствует цементно-песчаная стяжка пола (рисунок 4.8а), а горизонтальным перемещениям наружных стен – стяжка пола и стальные анкерные пластины, установленные в вертикальных швах кладки и цементно-песчаной стяжке, или закрепленные к диску перекрытия стальные уголки (рисунок 4.8б).



- 1 – стена; 2 – цементно-песчаный раствор 1:3 толщиной 10 мм;
 3 – разделительный слой из полиэтиленовой пленки; 4 – железобетонное перекрытие;
 5 – цементно-песчаная стяжка; 6 – стальной анкер; 7 – стальной уголок (коротыш)

Рисунок 4.8 – Сопряжения стен с нижним перекрытием:

а – внутренняя стена;

б – наружная стена

4.6.3 Стальные анкерные связи и уголки, которые крепятся к верхнему перекрытию, обеспечивают несмещаемость стены из плоскости (рисунок 4.9). Конструкция анкерных связей не должна препятствовать свободным вертикальным перемещениям верхнего диска перекрытия (см. таблицу 3.2).

4.6.4 К колоннам каркаса стены крепятся с помощью анкерных связей, размещаемых в горизонтальных швах кладки (рисунок 4.10). Конструкция анкерных связей должна препятствовать перемещениям стен из плоскости рамы и обеспечивать свободу их вертикальных и горизонтальных деформаций в плоскости рамы (см. таблицу 3.2).

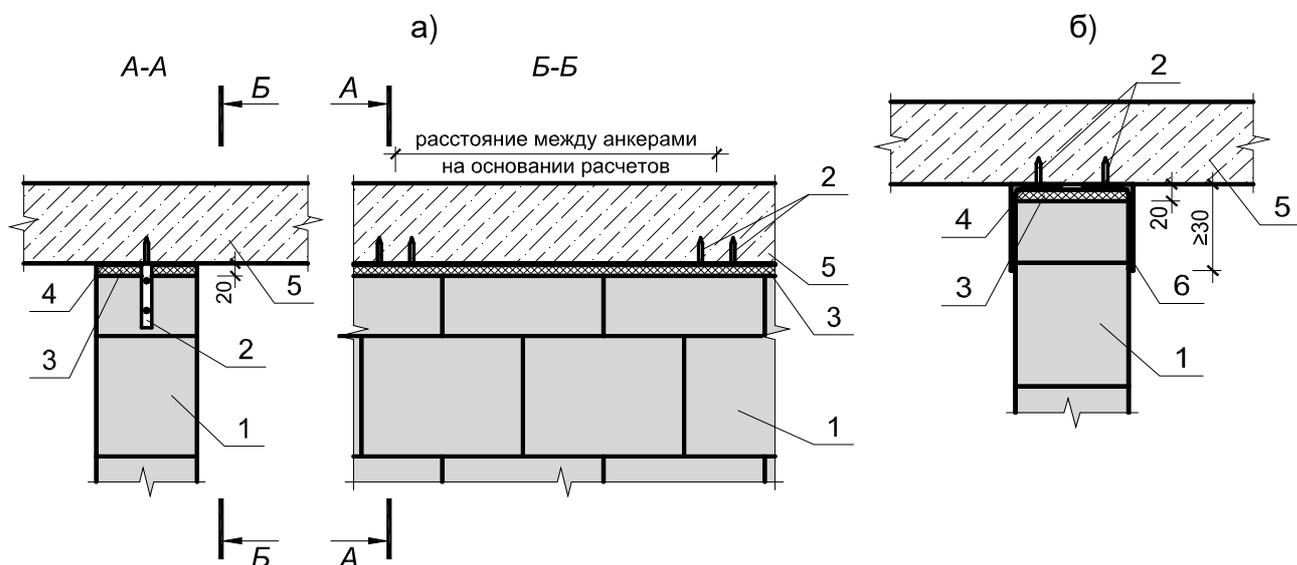
4.6.5 Расстояние между анкерными связями, устанавливаемыми по периметру стены, определяется на основании расчета несущей способности и устойчивости стены от расчетных сочетаний воздействий, направленных перпендикулярно ее плоскости. При этом расстояние между анкерными связями, установленными по вертикальным граням стены, не должно превышать 1,5 м, по горизонтальным граням – 2 м.

4.6.6 Прогиб поддерживающих конструкций, на которые установлены стены из керамзитобетонных кладочных изделий, не должен превышать:

– в случае свободного опирания однопролетных балок и плит – $1/500$ расчетного пролета;

Р 5.02. -2022

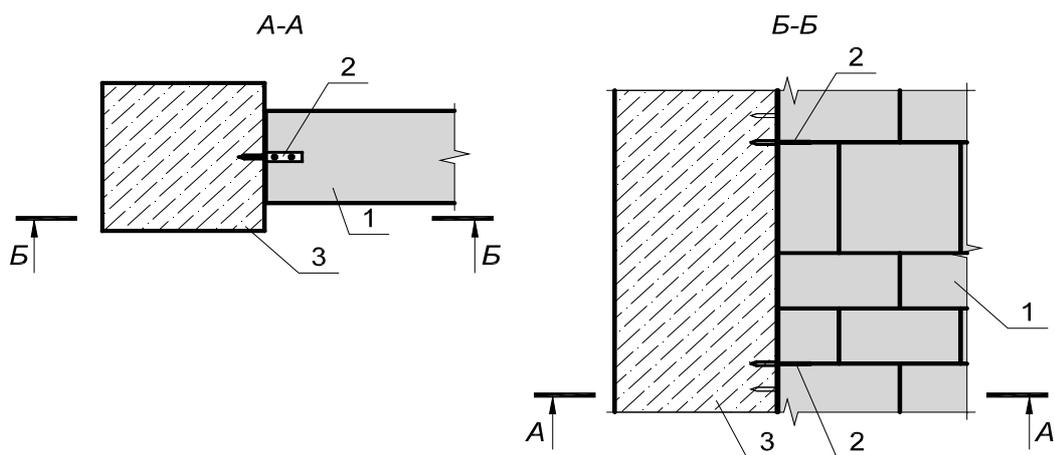
– в случае неразрезных балок и плит, работающих в одном направлении, а также плит, работающих в двух направлениях, и плит, опертых на колонны, – $1/300$ расчетного пролета (для плит, работающих в двух направлениях, принимается значение большего расчетного пролета).



1 – стена; 2 – анкерная связь; 3 – минеральная вата; 4 – эластичная мастика;
5 – железобетонное перекрытие; 6 – стальной уголок

Рисунок 4.9 – Сопряжения стен с верхним перекрытием:

а – посредством стальных анкерных связей;
б – посредством стальных уголков

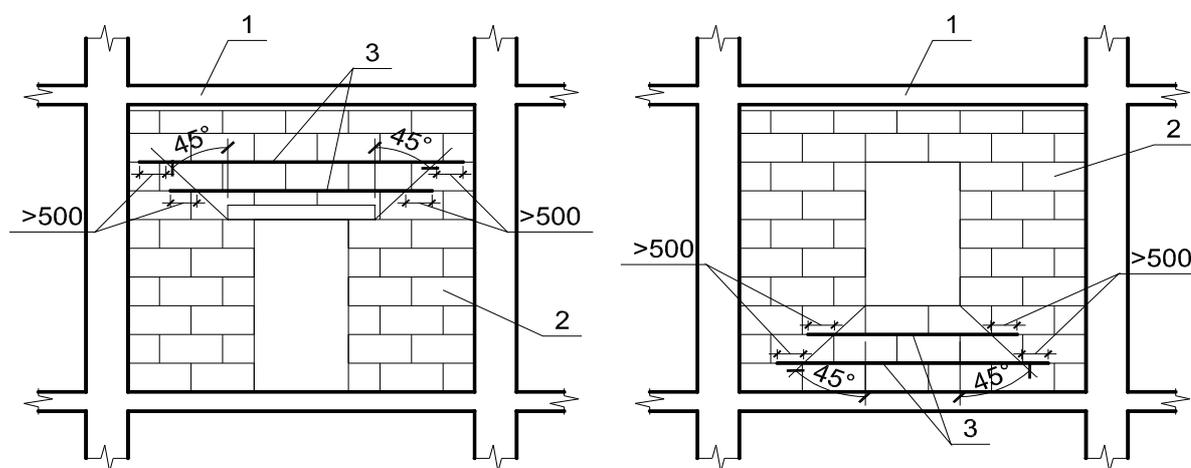


1 – стена; 2 – анкерная связь; 3 – колонна каркаса

Рисунок 4.10 – Сопряжение стены с колонной каркаса

4.6.7 Нецелесообразно проектирование дверных проемов в центральной зоне стен. Если избежать этого невозможно, проемы рекомендуется устраивать на всю высоту стены с последующим заполнением надпроемного пояса каменной кладкой таким образом, чтобы была обеспечена независимая деформация кладки стены и надпроемного пояса.

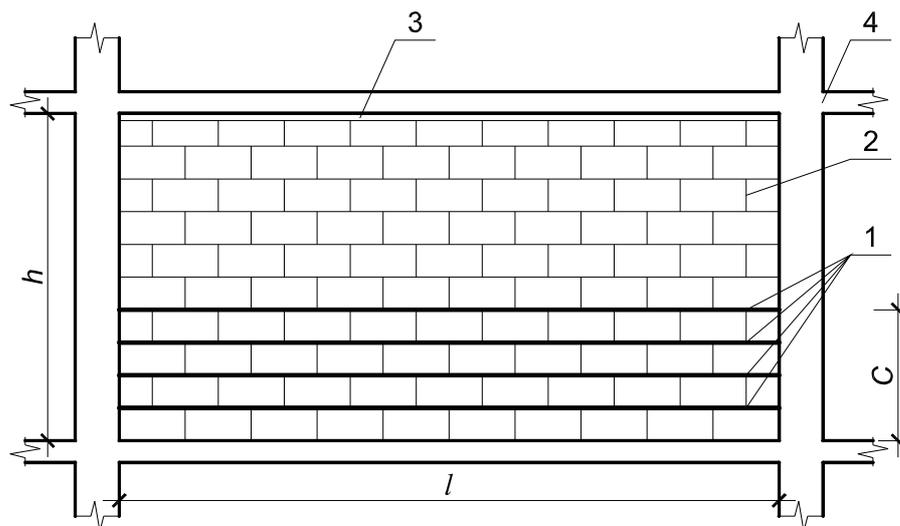
4.6.8 В стенах с проемами участки концентрации напряжений (угловые зоны проемов) рекомендуется армировать стальными сетками, устанавливаемыми в горизонтальных швах кладки (рисунок 4.11, поз. 3).



1 – железобетонный каркас; 2 – каменная кладка; 3 – сетки в горизонтальных швах кладки

Рисунок 4.11 – Схемы армирования каменной кладки стены с проемами стальными сетками

4.6.9 Если отношение длины пролета к высоте сплошной стены $l/h > 2,5$, каменную кладку рекомендуется армировать в соответствии со схемой, приведенной на рисунке 4.12, независимо от значения прогиба поддерживающего перекрытия. Высота зоны армирования каменной кладки C принимается не менее половины высоты стены h . В зоне C сетки располагают в каждом ряду кладки, выше шаг сеток по высоте может быть увеличен до 600 мм. Минимальное количество арматуры, устанавливаемой в горизонтальных швах кладки, принимается 0,03 % от общей площади поперечного сечения стены.



1 – горизонтальная арматура; 2 – каменная кладка; 3 – деформационный шов между кладкой и перекрытием; 4 – железобетонный каркас

Рисунок 4.12 – Схема армирования каменной кладки сплошных стен

4.7 Соединения несущих стен с перекрытиями и покрытием

4.7.1 В зданиях с несущими стенами, каменная кладка которых выполнена с применением керамзитобетонных кладочных изделий, возможны следующие виды междуэтажных перекрытий:

- перекрытие из сборных многпустотных железобетонных плит;
- монолитное железобетонное перекрытие;
- сборно-монолитное железобетонное перекрытие;
- перекрытие по стальным, железобетонным или деревянным балкам.

4.7.2 Соединения стен, примыкающих к перекрытиям и покрытию, принимают такими, чтобы горизонтальные расчетные нагрузки могли передаваться на перекрытия и покрытие.

4.7.3 Передача горизонтальных нагрузок на элементы жесткости (связевые конструкции, поперечные стены) осуществляется через конструкции перекрытия или покрытия, например через монолитные или сборные железобетонные перекрытия или деревянное перекрытие, если конструкция перекрытия работает как жесткий диск. Рекомендуется выполнять монолитный железобетонный пояс, который в состоянии передавать действующие усилия сдвига и изгибающие моменты. Усилия от стен на эле-

менты жесткости должны передаваться посредством сил трения, возникающих между несущими элементами, или через анкерные устройства.

4.7.4 Сборные железобетонные плиты перекрытий, а также балки опирают на кладку через монолитный железобетонный пояс. Монолитные железобетонные перекрытия опираются непосредственно на каменную кладку.

4.7.5 Длина опирания плит перекрытия и покрытия на стены должна обеспечивать достаточное сопротивление сжатию и сдвигу опорных участков каменной кладки. Глубину опирания железобетонных плит пустотного настила на монолитный железобетонный пояс рекомендуется принимать не менее 100 мм.

4.7.6 Соединения стен со сборными перекрытиями устраивают посредством анкерных связей. Анкерные связи рассчитывают на горизонтальные усилия, возникающие между каменной кладкой и перекрытием. Минимальное расчетное значение растягивающего усилия в анкерной связи принимается равным 40 кН.

4.7.7 Шаг анкерных связей не должен превышать 2 м в зданиях с количеством этажей не более четырех, в зданиях с большим количеством этажей – 1,25 м. Данное требование прежде всего относится к зданиям с перекрытиями по деревянным или стальным балкам, а также к креплению к перекрытиям самонесущих стен. Если перекрытия выполнены из сборных железобетонных плит или балок, то расстояние между анкерными связями, соединяющими несущие стены с дисками перекрытий, не должно превышать 3 м.

4.7.8 Все несущие стены здания объединяют монолитными железобетонными поясами, которые размещают в уровне каждого перекрытия и непосредственно под ним. Монолитные железобетонные пояса должны быть в состоянии воспринимать расчетное значение растягивающего усилия, определяемого из условия

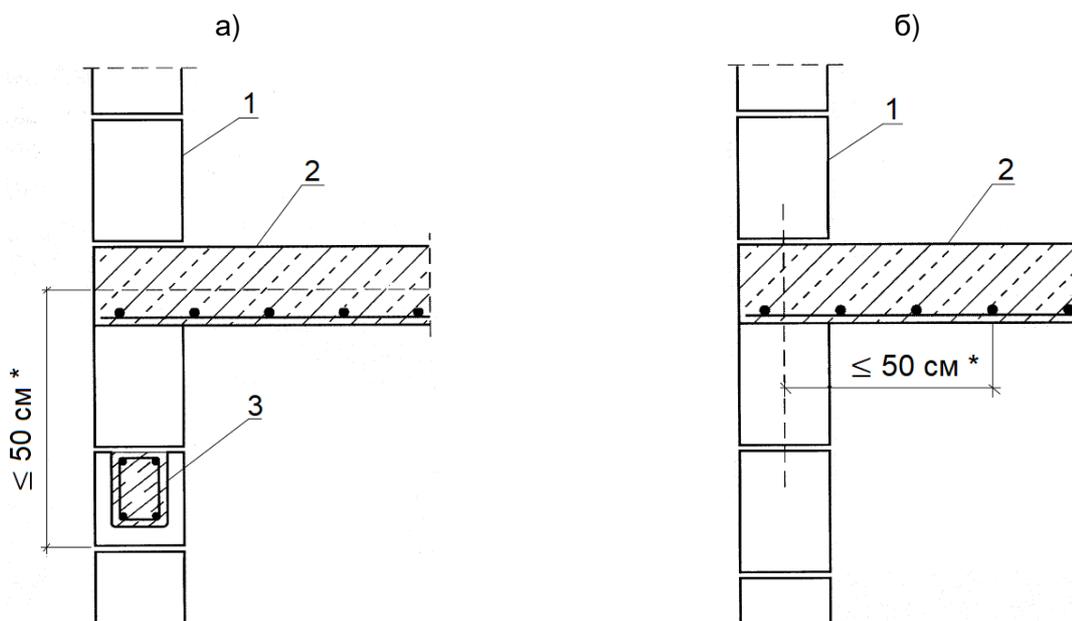
$$F_{line,per} = l \cdot 10 \text{ кН/м}; F_{line,per} \geq 90 \text{ кН}, \quad (4.1)$$

где l – расстояние между поперечными стенами (диафрагмами жесткости), м.

Высота поперечного сечения монолитного железобетонного пояса принимается не менее 125 мм. В случае монолитных железобетонных перекрытий железобетонные пояса рекомендуется устраивать в составе монолитной плиты перекрытия.

4.7.9 В железобетонных поясах предусматривается не менее двух продольных арматурных стержней из арматуры S500(400) минимальной площадью сечения 150 мм². Стыки арматуры выполняют с учетом положений СП 5.03.01 и, по возможно-

сти, со смещением. Параллельно проходящую арматуру допускается учитывать с полным поперечным сечением, при условии, что она находится в перекрытиях или оконных перемычках на удалении не более 0,5 м от середины стены и перекрытия (рисунок 4.13).



* Арматуру, расположенную в указанной зоне, учитывают как арматуру железобетонного пояса.

- 1 – стена из керамзитобетонных кладочных изделий; 2 – железобетонное перекрытие;
3 – оконная перемычка

Рисунок 4.13 – Примеры конструктивного решения железобетонного монолитного пояса:

а – под перекрытием;

б – в составе монолитного перекрытия

4.7.10 При применении многупустотных сборных железобетонных плит безоплужбочного формования при расчете соединений плит со стенами учитывают непредвиденные сдерживающие воздействия и отрицательные моменты, возникающие на опорах, в соответствии с СТБ EN 1168.

4.7.11 При устройстве стропильных крыш опирание стропильных ног осуществляется на монолитный железобетонный пояс через мауэрлат. Конструкция стропильных крыш должна обеспечивать восприятие распорных усилий элементами крыши (затяжками).

4.8 Перемычки

4.8.1 Оконные и дверные проемы в стенах перекрывают сборными брусковыми железобетонными перемычками, а также железобетонными перемычками с лотковыми фасонными элементами или стальными перемычками.

4.8.2 Опорную длину перемычек устанавливают на основании расчета с учетом положений СП 5.02.01 (8.5). Опорная длина ненесущих перемычек заводского изготовления должна составлять не менее 100 мм, а перемычек, изготовленных в построечных условиях, не менее 150 мм. Опорную длину для несущих перемычек принимают не менее 200 мм.

4.8.3 Несущую способность, а также значения прогибов перемычек заводского изготовления указывает производитель. Несущая способность и жесткость перемычек, изготавливаемых в построечных условиях, определяется расчетом.

5 Рекомендации по расчету стен

5.1 Общие рекомендации

5.1.1 Несущие стены рассчитывают на нагрузки от собственного веса, веса перекрытий и покрытия, веса утеплителя или легкой штукатурной системы и на ветровую нагрузку. Ненесущие стены и парапеты рассчитывают на действие линейной равномерно распределенной переменной нагрузки, приложенной на высоте 1,2 м от уровня низа стены или парапета в соответствии с СН 2.01.02 (6.4).

5.1.2 Усилия (реакции) в стенах, изготовленных с применением керамзитобетонных кладочных изделий, рассчитывают на соответствующие воздействия на основании линейной теории упругости с применением кратковременного (секущего) модуля упругости материала (см. 3.4.8).

5.1.3 Результатами определения внутренних усилий для всех элементов стены являются:

– продольные усилия (осевое сжатие/растяжение) вследствие вертикальных и горизонтальных воздействий;

– усилия сдвига (поперечные силы) вследствие вертикальных и/или горизонтальных воздействий;

Р 5.02. -2022

– изгибающие моменты вследствие вертикальных и/или горизонтальных воздействий.

5.1.4 Проверку предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности элементов стен выполняют на расчетные сочетания усилий, полученные как результирующие (суммарные) из расчетов на отдельные виды воздействий.

5.2 Расчет несущих стен при действии преимущественно вертикальной нагрузки

5.2.1 Проверка предельного состояния несущей способности стен при действии преимущественно вертикальной нагрузки производится из условия, согласно которому расчетное значение продольного усилия, N_{Ed} , возникающего в стене, не должно превышать расчетного значения сопротивления сжатию сечения стены, N_{Rd} , т. е.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}. \quad (5.1)$$

5.2.2 Расчетное значение сопротивления сжатию сечения стен для зданий высотой не более трех этажей допускается определять упрощенными методами. Первый вариант упрощенного метода принимают, если соблюдаются следующие условия:

- высота здания от уровня перекрытия первого этажа не превышает три этажа;
- стены закреплены от горизонтальных перемещений междуэтажными перекрытиями и конструкциями крыши под прямым углом к плоскости стены или жестко заземлены междуэтажными перекрытиями и конструкциями крыши или другим способом, например железобетонными обвязками соответствующей жесткости;
- перекрытия и конструкции крыши опираются не менее чем на $2/3$ толщины стены (не менее чем 85 мм);
- высота этажа в свету не превышает 3,0 м;
- длина стены составляет не менее $1/3$ высоты этажа;
- характеристические значения переменных воздействий на междуэтажные перекрытия и конструкции крыши не превышают $5,0 \text{ кН/м}^2$;
- максимальный пролет перекрытия в свету составляет 6,0 м;
- максимальный пролет конструкций крыши в свету составляет 6,0 м, за исключением легких конструкций крыши, пролет которых не превышает 12,0 м;
- гибкость внутренних и наружных стен, h_{eff}/t_{eff} , не превышает 21,

где h_{eff} – расчетная высота стены, определенная по СП 5.02.01 (8.5.1.14);

t_{eff} – расчетная толщина стены, определяемая по СП 5.02.01 (8.5.1.16).

5.2.3 Расчетное значение сопротивления сжатию сечения вертикально нагруженной однослойной стены на единицу длины, N_{Rd} , при действии продольного усилия определяют по формуле

$$N_{Rd} = c_A \cdot f_d \cdot A, \quad (5.2)$$

где $c_A = 0,50$, если $h_{eff}/t_{eff} \leq 18$;

$c_A = 0,36$, если $21 \geq h_{eff}/t_{eff} > 18$;

f_d – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки, МПа;

A – площадь поперечного сечения стены, м².

5.2.4 Второй вариант упрощенного метода применяют, если соблюдаются следующие условия:

- высота здания над уровнем земли не превышает h_m (для класса контроля выполнения работ I – $h_m = 16$ м; для класса контроля выполнения работ II – $h_m = 12$ м); для зданий со скатной крышей высоту определяют как среднюю высоту h_a (рисунок 5.1);

- длина пролета перекрытия, поддерживаемого стенами, не превышает 7,0 м;

- длина пролета крыш, поддерживаемых стенами, не превышает 7,0 м, за исключением крыш из легких стропильных ферм, длина пролета которых не превышает 14,0 м;

- высота в свету стены (в пределах этажа) не превышает 3,2 м (при общей высоте здания не более 7 м); 4,0 м (при общей высоте здания более 7 м);

- характеристические значения переменных воздействий на перекрытия и конструкции крыши не превышают 5,0 кН/м²;

- стены закреплены конструкциями перекрытий и крыши в горизонтальном направлении под прямым углом к плоскости стены или другим способом, например, с помощью железобетонных поясов;

- стены по всей высоте здания расположены соосно;

- перекрытия и конструкции крыши опираются на стены с помощью железобетонных поясов шириной не менее 0,4 толщины стены и не менее 75 мм;

- предельное значение коэффициента ползучести каменной кладки Φ_∞ не превышает 2;

Р 5.02. -2022

– в случае переменной толщины, а также различных показателей прочности материала стен по высоте здания (на разных этажах) проверку предельного состояния несущей способности стен производят в уровне каждого этажа.

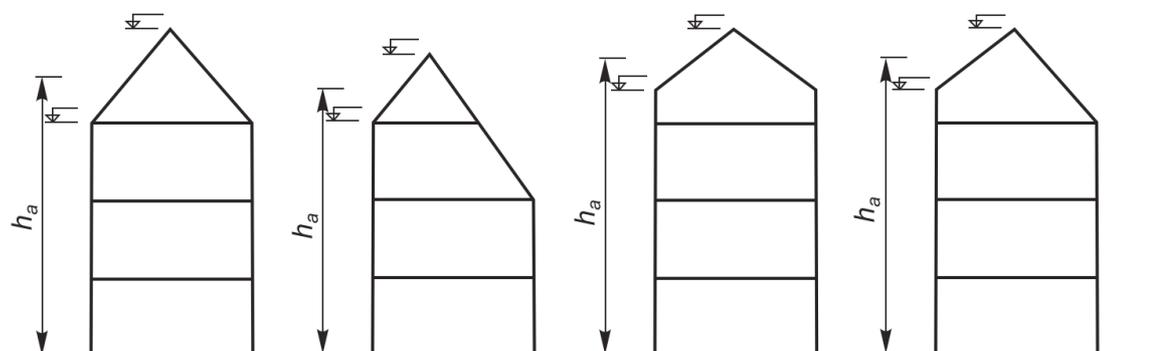


Рисунок 5.1 – Определение высоты здания

5.2.5 Для стен, являющихся крайними опорами перекрытий (рисунок 5.2), упрощенный метод расчета применяют, если длина пролета перекрытия l_f , м, соответствует условиям:

$$7,0 \text{ при } N_{Ed} \leq 0,2 \cdot t \cdot b \cdot f_d, \quad (5.3)$$

$$4,5 + 10t \text{ и } 7,0 \text{ при } f_d > 2,5 \text{ МПа} \quad (5.4)$$

$$4,5 + 10t \text{ и } 6,0 \text{ при } f_d \leq 2,5 \text{ МПа} \quad (5.5)$$

где N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия от действующей вертикальной нагрузки, кН;

t – толщина стены, м;

b – расчетная ширина участка стены, м;

f_d – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки, МПа.

5.2.6 Расчет упрощенным методом стен, являющихся крайними опорами перекрытий и воспринимающих ветровые воздействия, допускается только в случае, если толщина стены соответствует условию

$$t \geq \frac{c_1 q_{Ewd} b h^2}{N_{Ed}} + c_2 h, \quad (5.6)$$

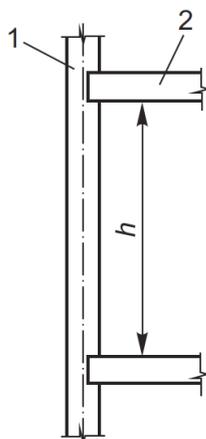
где h – высота стены в свету (см. рисунок 5.2), м;

q_{Ewd} – расчетное значение ветрового воздействия, равномерно распределенного по площади стены, кПа;

b – расчетная ширина участка стены, м;

t – толщина стены, м;

c_1, c_2 – коэффициенты, принимаемые по таблице 5.1.



1 – стена, 2 – перекрытие

Рисунок 5.2 – Стена, являющаяся крайней опорой

Таблица 5.1 — Коэффициенты c_1 и c_2

$\frac{N_{Ed}}{tb f_d}$	c_1	c_2
0,05	0,12	0,017
0,10	0,12	0,019
0,20	0,14	0,022
0,30	0,15	0,025
0,50	0,23	0,031

Примечание — Для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.

5.2.7 Расчетное значение сопротивления сжатию вертикально нагруженной однослойной стены, N_{Rd} , определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi_s f_d A, \quad (5.7)$$

где Φ_s – коэффициент уменьшения сопротивления сечения стены сжатию;

f_d – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки, МПа;

A – общая площадь поперечного сечения стены, м².

Значение коэффициента Φ_s для промежуточных стен определяют по формуле

$$\Phi_s = 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{eff}}{t_{eff}} \right)^2. \quad (5.8)$$

Для стен, являющихся крайними опорами для перекрытий, Φ_s определяют по меньшему значению, полученному по формуле (5.8) или по формуле

$$\Phi_s = 1,3 - \frac{l_{f,eff}}{8} \leq 0,85. \quad (5.9)$$

Для стен, являющихся опорами несущих конструкций перекрытия верхнего этажа или покрытия, Φ_s принимают равным меньшему из значений, полученных по формулам (5.8), (5.9), и значения $\Phi_s = 0,4$.

В формулах (5.8) и (5.9):

$l_{f,eff}$ – расчетный пролет несущих конструкций перекрытия, для которого стена является крайней опорой, м; принимают равным:

l_f – для свободно опертых конструкций перекрытия, армированных в одном направлении, м;

$0,7l_f$ – для неразрезных конструкций перекрытия, армированных в одном направлении, а также для свободно опертых конструкций перекрытия армированных в двух направлениях, при длине раскрепления анализируемой стены не более $2l_f$, м;

$0,5l_f$ – для неразрезных несущих конструкций перекрытий, опертых в двух направлениях, при длине раскрепления анализируемой стены не более $2l_f$, м.

5.2.8 Расчетную высоту стены, h_{eff} , м, определяют по формуле

$$h_{eff} = \rho_n h. \quad (5.10)$$

Значения понижающего коэффициента ρ_n принимают:

а) для стен, закрепленных в верхнем и нижнем уровнях железобетонными конструкциями перекрытий (рисунок 5.3а), опирающихся на стену с помощью железобетонных обвязочных поясов на глубину не менее $2/3$ толщины стены и не менее 85 мм:

– если стена является крайней опорой перекрытия – $\rho_2 = 1,0$;

– для других стен – $\rho_2 = 0,75$;

б) для стен, закрепленных только в верхнем и нижнем уровнях (железобетонными поясами или несущими конструкциями деревянных перекрытий) с возможностью поворота опорных сечений перекрытий, – $\rho_2 = 1,0$ (рисунок 5.3б);

в) для стен, закрепленных в верхнем и нижнем уровнях перекрытиями, а также вдоль одной боковой грани (рисунок 5.3в):

– в случае закрепления в верхнем и нижнем уровнях, если стена не является крайней опорой для перекрытий, – по формуле

$$\rho_3 = 1,5 \cdot \frac{l}{h} \leq 0,75, \quad (5.11)$$

где h – высота в свету стены, м;

l – расстояние от закрепленной до свободной грани (длина) стены, м;

– в случаях, приведенных в перечислениях а) и б), – $\rho_3 \leq 1,0$;

г) для стен, закрепленных по периметру (рисунок 5.3г):

– в случае закрепления только в верхнем и нижнем уровнях, если стена не является крайней опорой для перекрытий, – по формуле

$$\rho_4 = \frac{l}{2h} \leq 0,75; \quad (5.12)$$

5.2.9 Если условия 5.2.2 и 5.2.4 не соблюдаются, то расчетное значение сопротивления сжатию сечения вертикально нагруженной однослойной стены на единицу длины, N_{Rd} , определяется из условия

$$N_{Rd} = \Phi t f_d, \quad (5.13)$$

где Φ – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены при действии продольного усилия, учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки (Φ_i – в верхнем или нижнем сечениях стены, Φ_m – в среднем сечении по высоте стены);

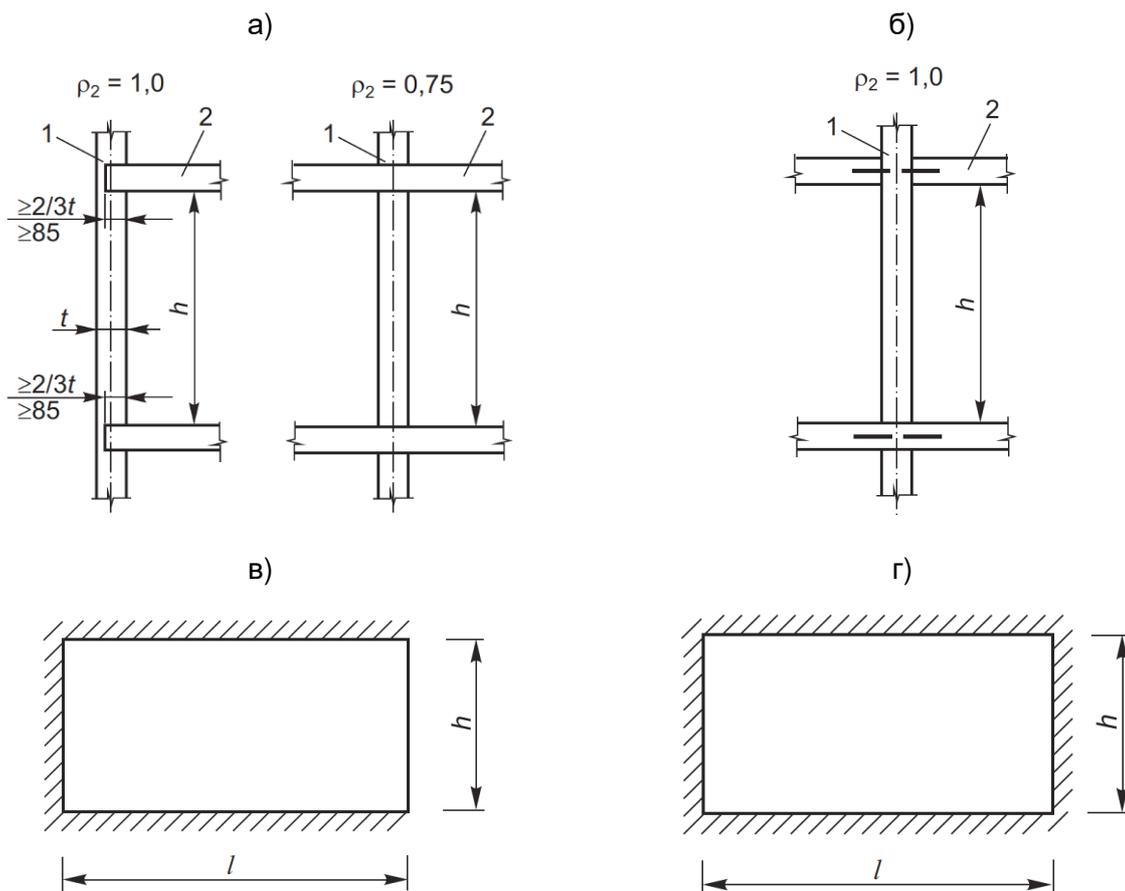
t – толщина стены, м.

5.2.10 Коэффициент уменьшения сопротивления сечения стены сжатию, Φ , учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки, допускается определять при прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне сечения элемента следующим образом:

а) в верхнем и нижнем сечениях стены (Φ_i)

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t}, \quad (5.14)$$

где e_i – результирующий (суммарный расчетный) эксцентриситет приложения нагрузки в верхней части или в основании стены, определяемый по формуле (5.15), м.



1 – стена, 2 – перекрытие

Рисунок 5.3 – Схемы закрепления стен:

а – жесткое закрепление в верхнем и нижнем уровнях; б – закрепление с возможностью поворота опорных сечений перекрытий; в – закрепление в уровнях верхнего и нижнего перекрытий и по одной боковой грани; г – закрепление в уровнях верхнего и нижнего перекрытий и по двум боковым граням

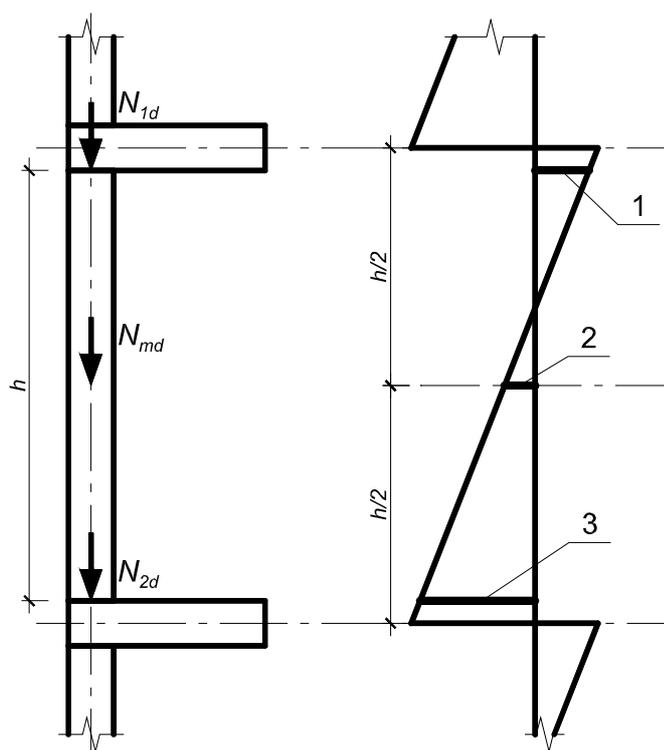
$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t, \quad (5.15)$$

здесь M_{id} – расчетное значение изгибающего момента в верхнем или нижнем сечениях стены вследствие эксцентриситета, возникающего в результате нагрузки на стену от перекрытия (рисунок 5.4), кН·м;

N_{id} – расчетное значение продольного усилия в верхнем или нижнем сечениях стены (суммарное значение), кН;

e_{he} – эксцентриситет в верхней части и в основании стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок, при их наличии (например, ветровой нагрузки), вычисленный по усилию N_{id} , м;

e_{init} – случайный эксцентриситет, принимаемый со знаком, при котором абсолютное значение e_i увеличивается ($e_{init} = h_{eff} / 450$), м.



1 – M_{1d} (на уровне низа плит перекрытия); 2 – M_{md} (в стене на уровне середины высоты этажа);
3 – M_{2d} (на уровне верха плит перекрытия)

Рисунок 5.4 – Изгибающие моменты для расчета эксцентриситетов

б) в среднем по высоте сечении стены, Φ_m , допускается определять с применением e_{mk} , где e_{mk} – эксцентриситет приложения нагрузки в среднем сечении по высоте стены вследствие ползучести, определяемый по формулам:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t, \quad (5.16)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init}, \quad (5.17)$$

где e_m – результирующий эксцентриситет приложения нагрузок в среднем сечении по высоте стены, м;

Р 5.02. -2022

M_{md} – расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении по высоте стены, определяемое по значениям изгибающих моментов в нижнем и верхнем сечениях стены (см. рисунок 5.4), включая изгибающие моменты от всех других внецентренно приложенных нагрузок (например, настенных шкафов), кН·м;

N_{md} – расчетное значение продольного усилия в среднем сечении по высоте стены, включая продольные усилия от всех других внецентренно приложенных нагрузок (например, настенных шкафов), кН;

e_{hm} – эксцентриситет от горизонтальных нагрузок (например, ветровая нагрузка) в среднем сечении по высоте стены, м.

Влияние значения e_{hm} зависит от сочетания нагрузок, принятых в расчетах, в связи с чем учитывается отношение M_{md} / N_{md} ;

e_k – эксцентриситет вследствие ползучести каменной кладки, м, определяемый по формуле

$$e_k = 0,002 \cdot \Phi_{\infty} \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}, \quad (5.18)$$

здесь Φ_{∞} – предельное значение коэффициента ползучести каменной кладки, принимаемый по 3.4.9.

Значение коэффициента уменьшения сопротивления стены сжатию, Φ_m , в среднем сечении по высоте стены, учитывающего гибкость стены и эксцентриситет приложения нагрузки, допускается рассчитывать упрощенно по формуле

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}}, \quad (5.19)$$

где e – основание натурального логарифма;

A_1 , u – величины, определяемые по формулам (5.20) и (5.21);

λ – гибкость стены.

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}, \quad (5.20)$$

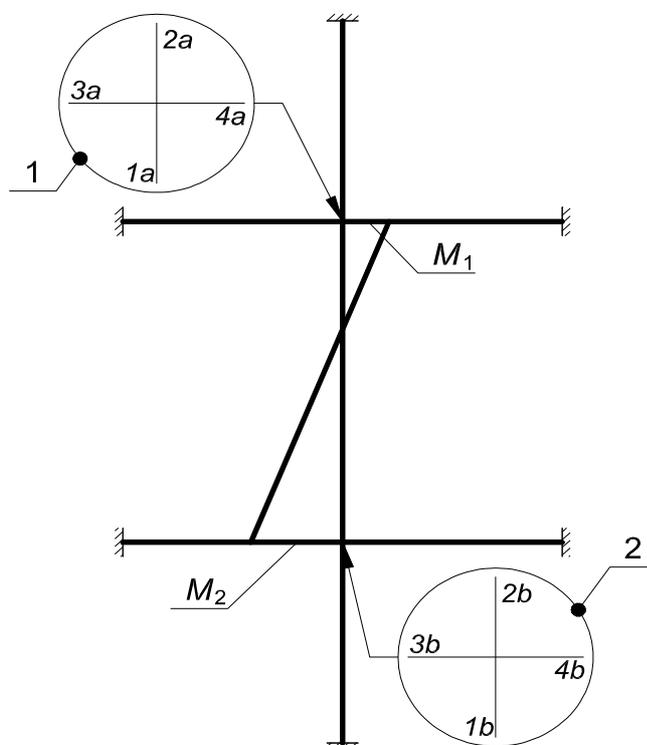
$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}, \quad (5.21)$$

$$\lambda = \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (5.22)$$

Значение коэффициента Φ_m допускается определять по диаграммам, приведенным в СП 5.02.01 (приложение Л).

5.2.11 Для стен с гибкостью $\lambda_c = 15$ и менее допускается принимать эксцентриситет, вызванный ползучестью каменной кладки, e_k , равным нулю.

5.2.12 При расчете изгибающих моментов в несущей стене допускается применять упрощенную модель рамы с жесткими узлами сопряжения стены с перекрытием в соответствии с СП 5.02.01, представленной на рисунке 5.5.



1 – рама a ; 2 – рама b

Изгибающий момент M_1 определяют для рамы a , изгибающий момент M_2 — для рамы b

Рисунок 5.5 – Упрощенная модель рамы

5.2.13 При наличии в узле менее четырех стержней (элементов каменной кладки, например столб, простенок, и элементов перекрытий) отсутствующий стержень не учитывается. Удаленные от узла концы стержней рассматривают как жестко заделанные, за исключением, когда они не в состоянии воспринимать изгибающие моменты. В этом случае их допускается рассматривать как закрепленные шарнирно. Момент, вос-

Р 5.02. -2022

принимаемый в узле 1, M_1 , допускается рассчитывать по формуле (5.23). Момент, воспринимаемый стержнем 2 в узле 2, M_2 , рассчитывают аналогично, с применением в числителе выражения $E_2 l_2 / h_2$ вместо $E_1 l_1 / h_1$.

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 l_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 l_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 l_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 l_3}{h_3} + \frac{n_4 E_4 l_4}{h_4}} \cdot \left[\frac{q_3 l_3^2}{4 \cdot (n_3 - 1)} + \frac{q_4 l_4^2}{4 \cdot (n_4 - 1)} \right], \quad (5.23)$$

где n_i – коэффициент жесткости стержня; принимается равным 4 в случае жесткого закрепления стержней в обоих узлах и 3 – остальных случаях;

E_i – модуль упругости стержня i , МПа, при $i = 1, 2, 3$ или 4;

l_i – момент инерции стержня i , m^4 , при $i = 1, 2, 3$ или 4 (в двухслойной каменной стене с воздушным зазором, в которой нагружен только один слой стены, в качестве l_i применяют момент инерции только несущего слоя);

h_1 – высота в свету стержня 1, м;

h_2 – высота в свету стержня 2, м;

l_3 – пролет в свету стержня 3, м;

l_4 – пролет в свету стержня 4, м;

q_3 – расчетное значение равномерно распределенной нагрузки на стержень 3, определяемое с применением частных коэффициентов в соответствии с СН 2.01.01 для неблагоприятного воздействия, кН/м;

q_4 – расчетное значение равномерно распределенной нагрузки на стержень 4, определяемое с применением частных коэффициентов в соответствии с СН 2.01.01 для неблагоприятного воздействия, кН/м.

5.2.14 Фактический изгибающий момент в узле «стена-перекрытие» всегда будет меньше, чем в принятом в расчете жестком узле. Эксцентриситет, полученный при расчете по 5.2.13, допускается уменьшать путем умножения на коэффициент η .

Значение η определяют экспериментально или принимают равным $(1 - k_m / 4)$.

При этом

$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 l_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 l_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 l_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 l_2}{h_2}} \leq 2, \quad (5.24)$$

где k_m – отношение жесткости перекрытия к жесткости стены.

В формуле (5.24) применяют обозначения, как в формуле (5.23).

5.2.15 При опирании перекрытия только на часть толщины стены (рисунок 5.6) изгибающие моменты выше перекрытия, M_{Edu} , и ниже перекрытия, M_{Edf} , допускается определять по формулам (5.25) и (5.26), при условии, что данные моменты меньше определенных по формуле (5.23) M_1 , M_2 и M_3 .

$$M_{Edu} = N_{Edu} \cdot \frac{(t-3a)}{4}, \quad (5.25)$$

$$M_{Edf} = N_{Edf} \cdot \frac{a}{2} + N_{Edu} \cdot \frac{(t+a)}{4}, \quad (5.26)$$

где N_{Edu} – расчетное значение усилия над перекрытием, кН;

N_{Edf} – расчетное значение усилия под перекрытием, кН;

a – расстояние до ближайшего края опоры, м.

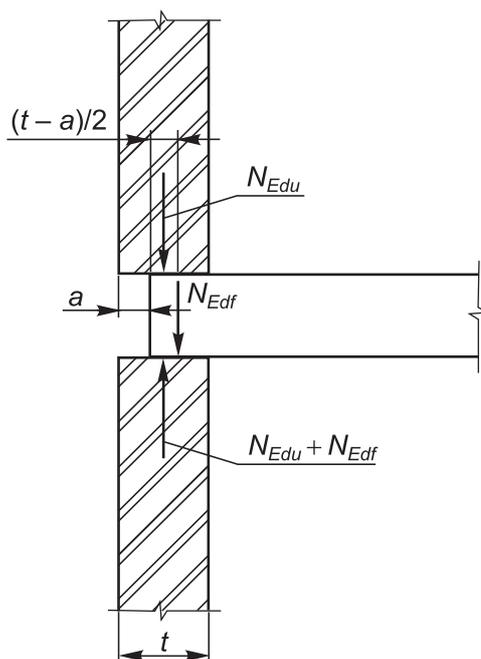


Рисунок 5.6 – Усилия в зоне узла плит перекрытия, частично опирающихся на стену

5.2.16 Если площадь поперечного сечения столба или простенка составляет $0,3 \text{ м}^2$ и менее, расчетные значения несущей способности делят на коэффициент η_d , значения которого приведены в таблице 5.2.

Таблица 5.2 — Значения коэффициента η_A

Площадь поперечного сечения A , м ²	0,05	0,10	0,20	≥0,30
Коэффициент η_A	2,0	1,37	1,25	1,00
Примечание – Для промежуточных значений A коэффициент η_A принимается по линейной интерполяции.				

Пример проверки предельного состояния несущей способности простенка многослойной стены при действии преимущественно вертикальной нагрузки приведен в приложении А.

5.3 Расчет несущих стен при действии преимущественно горизонтальной нагрузки

5.3.1 Расчетное условие предельного состояния стен при горизонтальной нагрузке, действующей перпендикулярно их поверхности (ветровой, переменной линейной нагрузке) принимается в виде

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}, \quad (5.27)$$

где M_{Ed} – расчетные значения изгибающих моментов в стене, кН·м;

M_{Rd} – расчетное значение сопротивления стены изгибу, кН·м.

Проверка предельного состояния многослойной стены производится отдельно для облицовочного и основного слоев.

5.3.2 Расчетное значение сопротивления стены изгибу, M_{Rd} , на единицу высоты или длины составляет

$$M_{Rd} = f_{xd} Z, \quad (5.28)$$

где f_{xd} – расчетное значение прочности на растяжение при изгибе каменной кладки в соответствующем направлении изгиба (на основании данных п.3.4), МПа;

Z – упругий момент сопротивления сечения на единицу высоты или длины стены, м³.

При наличии вертикальной нагрузки ее положительное влияние учитывается посредством применения повышенного расчетного значения прочности каменной кладки на растяжение при изгибе в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по непрерыванному сечению), $f_{xd1,app}$, по формуле

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d, \quad (5.29)$$

где f_{xd1} – расчетное значение прочности на растяжение при изгибе каменной кладки по неперевязанному сечению (см. 5.4), МПа;

σ_d – расчетное напряжение сжатия в сечении стены, которое не должно превышать $0,2f_d$ посередине высоты стены, МПа.

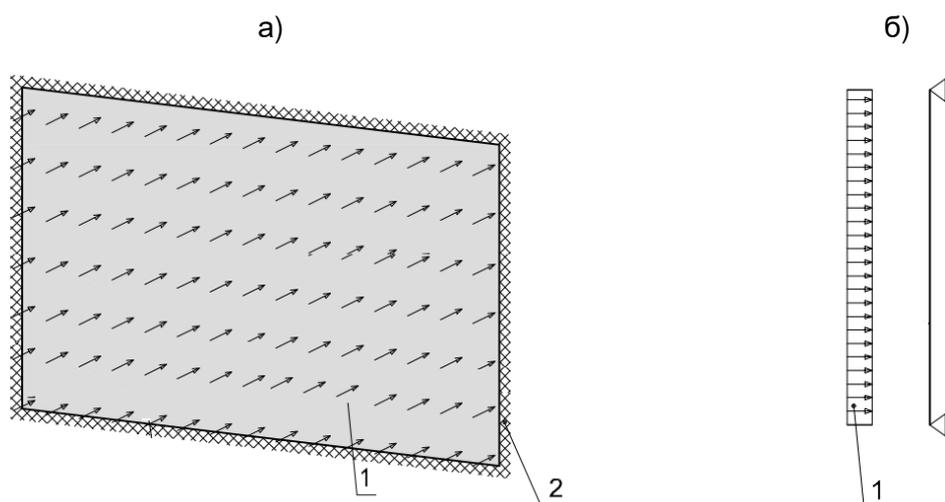
5.3.3 Определение изгибающих моментов в стене выполняется методом конечных элементов (МКЭ) или методом предельного равновесия с учетом анизотропии механических характеристик каменной кладки.

5.3.4 Если стена ослаблена бороздами и выемками, размеры которых превышают предельные значения, приведенные в 4.4, то это ослабление поперечного сечения учитывают при определении сопротивления изгибу стены, принимая уменьшенную толщину стены в зоне борозд и выемок.

5.3.5 Расчетная модель стены, основанная на МКЭ, предусматривает приложение нагрузки в двух направлениях. Нагрузка от собственного веса, веса штукатурного слоя действует в плоскости стены, в то время как ветровая нагрузка действует перпендикулярно плоскости стены.

5.3.6 Каменную кладку моделируют пластинчатыми конечными элементами (КЭ). При этом анизотропию деформационных характеристик кладки допускается не учитывать. Рекомендуется сгущать сетку КЭ в зонах оконных или дверных проемов, а также в зонах установки связевых элементов, соединяющих стену с несущими конструкциями здания.

5.3.7 Опорные крепления располагают в местах установки связевых элементов. Если рассчитываемая стена соединена с несущими стенами или действующая на нее ветровая нагрузка передается на несущие стены через железобетонные пояса жесткости, то опору допускается рассматривать как сплошную. Расчетная модель стены, основанная на МКЭ, приведена на рисунке 5.7а. Если опирание стены принимается только по верхней и нижней граням или ее длина в 2 раза превышает высоту, то при статическом расчете стену можно рассматривать как однопролетную шарнирно опертую балку (рисунок 5.7б).



1 – ветровая нагрузка, 2 – закрепление грани стены из плоскости (свободная грань, жесткая заделка или точечное шарнирное опирание)

Рисунок 5.7 – Расчетные модели стены:

а – стена, опертая по трем или четырем сторонам;

б – стена, опертая по верхней и нижней граням

5.3.8 На основании статических расчетов стены устанавливаются расчетные значения изгибающих моментов (напряжений) и опорных реакций. Полученные расчетные значения опорных реакций не должны превышать эквивалентных расчетных значений несущей способности анкерных связей (таблица 3.2).

5.3.9 При трех- или четырехстороннем опирании однослойной стены толщиной до 250 мм изгибающий момент допускается рассчитывать следующим образом:

– если плоскость излома стены параллельна горизонтальным швам (по неперевязанному сечению), т. е. в направлении f_{xk1}

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 \text{ (на единицу длины стены)} \quad (5.30)$$

или

– если плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам (по перевязанному сечению), т. е. в направлении f_{xk2}

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \text{ (на единицу длины стены)}, \quad (5.31)$$

где α_1, α_2 – коэффициенты изгибающего момента, определенные с учетом степени закрепления стены по краям и отношения размеров сторон стены;

l – длина участка стены между опорами, м;

W_{Ed} – расчетное значение поперечной нагрузки на единицу площади, кПа.

Значения коэффициентов изгибающего момента, α_1 и α_2 для однослойных стен толщиной до 250 мм указаны в СП 5.02.01 (приложение Ж), при этом $\alpha_1 = \mu\alpha_2$, где μ – коэффициент, определяемый отношением расчетных значений прочности на растяжение при изгибе каменной кладки при действии изгибающих моментов в двух ортогональных направлениях; f_{xd1}/f_{xd2} – по данным таблицы 3.3, или $f_{xd1,app}/f_{xd2}$ – см. СП 5.02.01 (9.3.1.4), или $f_{xd1}/f_{xd2,app}$ – см. СП 5.02.01 (9.6.2.9).

5.3.10 Для предотвращения чрезмерных деформаций, вызванных прогибом, ползучестью, усадкой, температурными воздействиями и трещинообразованием, размеры стен, нагруженных перпендикулярно поверхности, кладка которых выполнена с применением растворов прочностью от 2 до 20 МПа, должны быть ограничены. Ограничения размеров стен приведены в СП 5.02.01 (приложение К).

5.3.11 Если размеры стены соответствуют условиям, приведенным в СП 5.02.01 (приложение Н), то ее расчет при действии равномерно распределенной нагрузки, приложенной перпендикулярно поверхности стены, допускается выполнять упрощенным методом, приведенным в СП 5.02.01 (приложение П).

5.3.12 При проверке предельного состояния стены, учитывающего потерю статического равновесия во время производства строительных работ (переходная расчетная ситуация), подтверждают соблюдение условия

$$M_{d,dst} \leq M_{d,stab}, \quad (5.32)$$

где $M_{d,dst}$ – расчетное значение опрокидывающего момента, вызванного условием ветрового воздействия, определяемым по ТКП EN 1991-1-6, кН·м;

$M_{d,stab}$ – расчетное значение суммарного удерживающего момента, создаваемого собственным весом стены, кН·м.

Пример проверки предельного состояния несущей способности стены при действии преимущественно горизонтальной нагрузки приведен в приложении А.

5.4 Расчет несущих внутренних стен при действии преимущественно горизонтальной нагрузки

5.4.1 Проверка предельного состояния несущей способности несущих внутренних стен производится из условия (5.27). Расчетные значения сопротивления стен

Р 5.02. -2022

изгибу определяют по 5.3.2. Расчетные значения изгибающих моментов определяют по 5.3.3.

5.4.2 Изгибающие моменты в ненесущих внутренних стенах определяют при действии линейной равномерно распределенной нагрузки, приложенной на расстоянии до 1,2 м от низа стены, характеристические значения которой принимают в зависимости от категории использования помещений в соответствии с СН 2.01.02 (таблица НП 6.1).

5.4.3 Минимальную толщину и предельные размеры внутренних ненесущих стен при отсутствии вертикальных нагрузок, кроме нагрузок от собственного веса в пределах рассматриваемого участка стены, для различных случаев закрепления ее граней допускается определять упрощенным методом, приведенным в СП 5.02.01 (приложение Н). При этом стены должны соответствовать следующим условиям:

- высота стены в свету h не превышает 6,0 м;
- длина стены l между элементами конструкции, обеспечивающей защемление, препятствующее горизонтальному перемещению, не превышает 12,0 м;
- толщина стены, без учета штукатурки, составляет не менее 50 мм;
- стена расположена внутри здания;
- наружная стена здания не ослаблена дверными проемами больших размеров;
- горизонтальная (боковая) нагрузка на стену ограничена нагрузкой от людей и мебели в комнатах с небольшими группами людей (например, в комнатах и коридорах многоквартирных жилых зданий, офисов, гостиниц и т. д.);
- стена не подвержена постоянным или переменным воздействиям (включая ветровую нагрузку), за исключением нагрузки от собственного веса;
- стену не используют в качестве опоры для таких тяжелых предметов как мебель, санитарно-техническое или нагревательное оборудование;
- на устойчивость стены не влияет деформация других частей здания (например, прогибы перекрытий) или деятельность внутри здания;
- учтено влияние дверных или иных проемов в стене;
- учтено влияние выемок и борозд в стене.

5.5 Расчет стен на сдвиг

5.5.1 Проверка предельного состояния несущей способности стены при сдвиге производится из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (5.33)$$

где V_{Ed} – расчетное значение усилия среза (сдвига), возникающего в стене, кН;

V_{Rd} – расчетное значение сопротивления сдвигу стены, кН.

5.5.2 Расчетное значение сопротивления сдвигу стены определяют по формуле

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c, \quad (5.34)$$

где f_{vd} – расчетное значение прочности на срез (при сдвиге) каменной кладки, определяемое по 3.4.6 с учетом среднего значения вертикального сжимающего напряжения, вычисленного по сжатой вертикальными усилиями площади сечения стены (рисунок 5.8), МПа. Площадь растянутой части сечения и прочность каменной кладки на растяжение не учитывают;

t – толщина стены, м;

l_c – длина сжатой части стены без учета растянутой части стены по плоскости среза при внецентренном сжатии (изгибе), м.

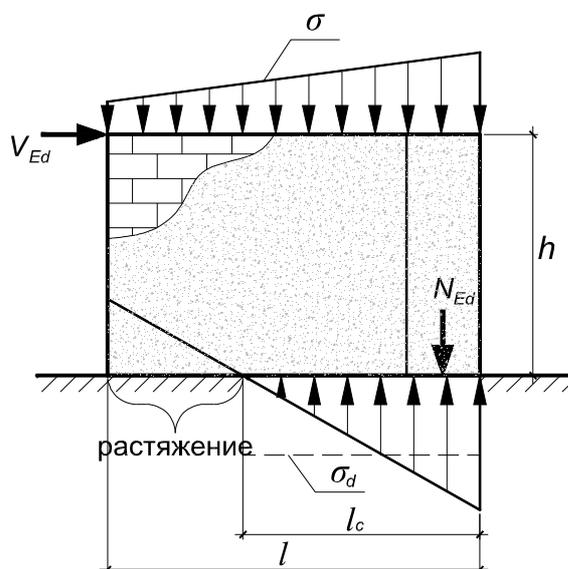


Рисунок 5.8 – Распределение сжимающих напряжений при сдвиге

5.5.3 Длина сжатой зоны сечения стены, l_c , рассчитывают при действии вертикальной расчетной нагрузки и вертикальной составляющей от усилия среза (сдвига)

Р 5.02. -2022

при условии линейного распределения напряжения. Учитывают проемы, борозды и выемки. Площади растянутой части сечений стены от действия вертикальных внецентренно приложенных продольных усилий не учитывают.

5.5.4 Соединение между поперечными стенами-диафрагмами жесткости и участками примыкающих стен, осуществляемое перевязкой каменной кладки, рассчитывают на усилие среза (сдвига), определяемое на основе метода конечных элементов (МКЭ).

5.5.5 Расчетное значение сопротивления сдвигу соединений стен допускается рассчитывать по формуле

$$V_{Rsd} = f_{vko} \cdot t \cdot h, \quad (5.35)$$

где f_{vko} – характеристическое значение начальной прочности на срез (при сдвиге) каменной кладки, определяемое по таблице 3.3, МПа;

t – толщина стены, м;

h – высота стены в свету между перекрытиями, м.

6 Правила выполнения и контроля работ

6.1 Каменную кладку с применением керамзитобетонных кладочных изделий выполняют в соответствии с требованиями СН 1.03.01.

6.2 Размеры и положение конструкций контролируют в процессе производства работ. Значения допустимых отклонений от вертикальности, прямолинейности и толщины кладки стен приведены в СП 5.02.01 (приложение Т).

6.3 Завершенную каменную кладку защищают от дождевых осадков, попадающих непосредственно на конструкцию, до достижения кладочным раствором необходимого состояния в соответствии с указаниями проекта. Кладку защищают от вымывания кладочного раствора из швов, а также от возможных циклов намокания и высыхания.

6.4 Для защиты завершенной каменной кладки используют пленочные материалы, а также временные водосливные пороги, желоба, водосточные трубы.

7 Рекомендации по выполнению штукатурных работ

7.1 Штукатурный слой наносят на стены с обеих сторон. Производство штукатурных работ осуществляют с учетом правил СП 1.03.01.

7.2 Для устройства декоративно-защитных слоев вертикальных поверхностей каменной кладки предусматривают составы полимерминеральные по СТБ 1072, композиции строительные защитно-отделочные по СТБ 1263 или смеси растворные по СТБ 1307 для выполнения штукатурных работ с соблюдением требований к паропроницаемости.

7.3 Для ограничения ширины раскрытия трещин в штукатурных слоях их армируют стеклосеткой ССШ-160 [1] в углах оконных и дверных проемов (рисунок 7.1), а также по длине перемычек с лотковыми фасонными элементами.

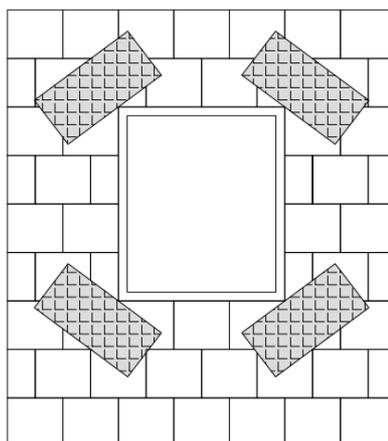


Рисунок 7.1 – Армирование штукатурного слоя в зоне оконного проема

7.4 Внутренние ненесущие стены и стены заполнения каркаса оштукатуривают по возможности позднее, так, чтобы большая часть деформаций каркаса и нагрузок на перекрытия была реализована. Штукатурные слои не должны перекрывать деформационные швы между стенами и верхним диском перекрытия, как в наружных, так и во внутренних стенах (рисунок 7.2).

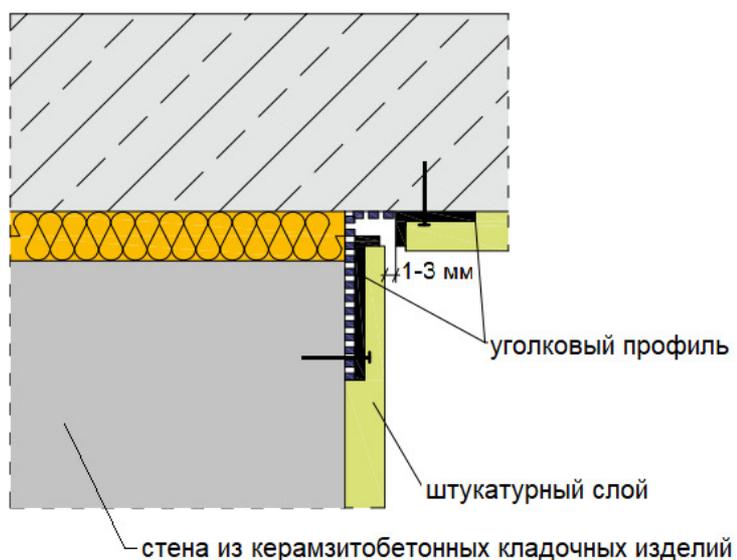


Рисунок 7.2 – Пример выполнения штукатурных слоев в месте сопряжения внутренней несущей стены с перекрытием

Приложение А (справочное)

А.1 Пример 1. Проверка предельного состояния несущей способности простенка многослойной стены при действии преимущественно вертикальной нагрузки

А.1.1 Исходные данные

Пятиэтажный дом с подвалом с наружными стенами толщиной $t = 0,4$ м, выполненными из керамзитобетонных кладочных изделий производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль» группы 1, категории I, на тонкослойном кладочном растворе. Железобетонные монолитные перекрытия высотой сечения $h_p = 0,2$ м опираются на стены по всей толщине. Нормированная прочность на сжатие керамзитобетонных кладочных изделий категории I принята $f_b = 2$ МПа. Расчетные значения усилий, действующих в верхнем, нижнем и среднем сечениях простенка, соответственно составляют: $N_{1,Ed} = 220$ кН, $N_{2,Ed} = 240$ кН, $N_{m,Ed} = 250$ кН. Характеристическое значение ветровой нагрузки на стену с наветренной стороны – $0,28$ кН/м², с подветренной стороны – минус $0,18$ кН/м². Ширина простенка $b = 1,47$ м, высота простенка $h = 2,8$ м (рисунок А.1).

Требуется выполнить проверку предельного состояния несущей способности простенка 1-го этажа здания.

А.1.2 Проверка предельного состояния несущей способности простенка

Проверку предельного состояния несущей способности простенка выполняют из условия 5.1.

А.1.2.1 Определение расчетной высоты простенка

С учетом правил СП 5.02.01 (8.5.1.15) определяют значение понижающего коэффициента, которое составляет $\rho_2 = 0,75$.

$$h_{eff} = h \cdot 0,75 = 2,8 \cdot 0,75 = 2,1 \text{ м.}$$

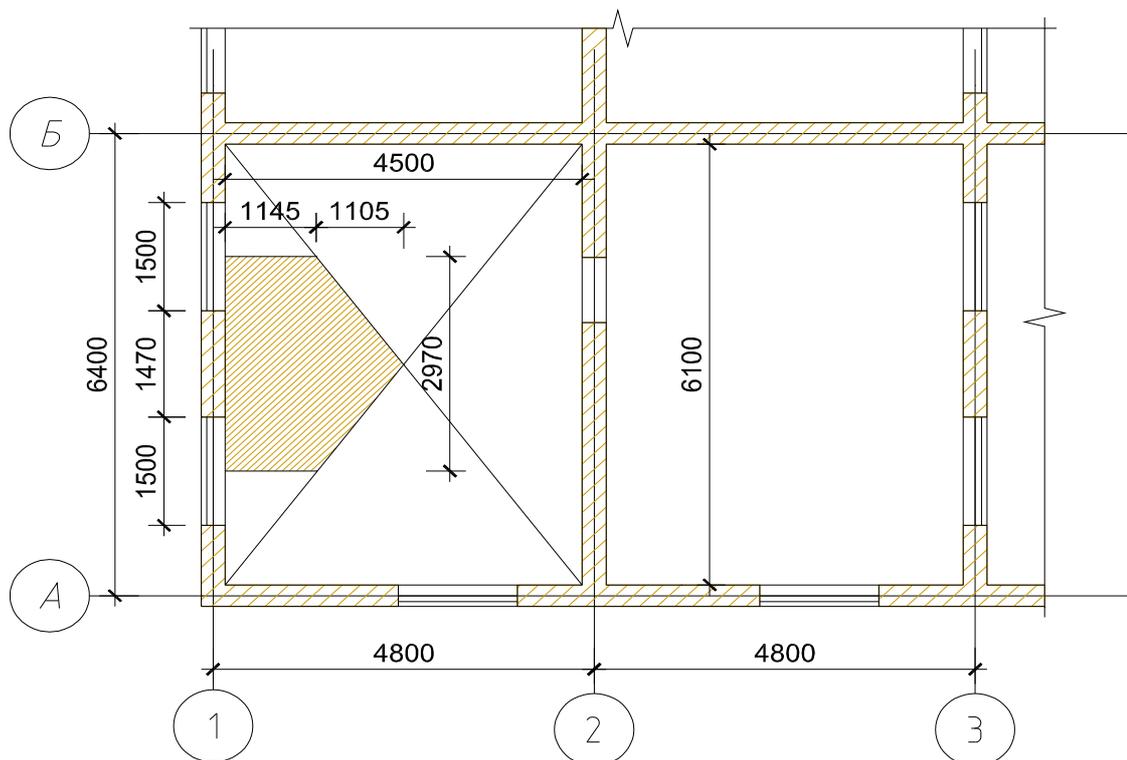


Рисунок А.1 – Фрагмент плана первого этажа с указанием грузовой площади простенка

А.1.2.2 Определение расчетной (эффективной) толщины простенка

С учетом СП 5.02.01 (8.5.1.16), принимается $t_{eff} = t = 0,4$ м.

А.1.2.3 Проверка гибкости простенка

$$\frac{h_{eff}}{t_{eff}} = \frac{2,1}{0,4} = 5,25 ; 5,25 < 27 - \text{условие СП 5.02.01 (8.5.1.21) соблюдается.}$$

А.1.2.4 Определение характеристического значения прочности на сжатие каменной кладки

Характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки из керамзитобетонных кладочных изделий производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль» группы 1, категории I на тонкослойном кладочном растворе составляет (см.3.4.1)

$$f_k = 0,8 \cdot f_b^{0,7} = 0,8 \cdot 2^{0,7} = 1,3 \text{ МПа.}$$

А.1.2.5 Определение модуля упругости каменной кладки

$$K_E = 1000 \text{ (с учетом 3.4.8).}$$

$$E = K_E \cdot f_k = 1000 \cdot 1,3 = 1300 \text{ МПа.}$$

А.1.2.6 Определение расчетного значения прочности на сжатие каменной кладки

С учетом 3.4.6, для класса контроля выполнения работ I согласно СП 5.02.01 (5.4.3.3) – $\gamma_M = 1,7$.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1,3}{1,7} = 0,76 \text{ МПа.}$$

Проверяем соблюдение условий 5.2.2. Так как условия 5.2.2 не соблюдаются, то расчетное значение сопротивления сжатию сечения вертикально нагруженной однослойной стены на единицу длины, N_{Rd} , определяется из условия 5.13.

Опираение перекрытия производится по всей толщине стены, поэтому для расчета изгибающих моментов принимаем упрощенную рамную модель, представленную на рисунке 5.5.

Значения изгибающих моментов в верхнем, нижнем и среднем сечениях стены могут быть определены МКЭ с помощью программных комплексов или упрощенным методом по 5.2.12.

А.1.2.7 Определение моментов инерции стен и перекрытий

Ширина простенка – $b_1 = 1,47 \text{ м}$.

Ширина грузовой площади простенка – $b_2 = 2,97 \text{ м}$ (см. рисунок А.1).

Момент инерции стен надземной части здания

$$I_{s,1} = \frac{b_1 \cdot t^3}{12} = \frac{1,47 \cdot 0,4^3}{12} = 7,84 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Момент инерции стен подвала

$$I_{s,2} = \frac{b_2 \cdot t^3}{12} = \frac{2,97 \cdot 0,4^3}{12} = 1,58 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4.$$

Момент инерции перекрытия

$$I_{p,1} = \frac{b_2 \cdot h_p^3}{12} = \frac{2,97 \cdot 0,2^3}{12} = 1,98 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

А.1.2.8 Определение расчетных значений изгибающих моментов в верхнем и нижнем сечениях стены

Перекрытия проектируют из бетона класса C²⁵/₃₀ в соответствии с ТКП EN 1992-1-1, модуль упругости бетона $E_{cm,1} = 31000$ МПа.

Верхнее сечение (узел 1)

В соответствии с обозначениями, приведенными на рисунке 5.5, принимается

$$E_{1,a} = E = 1300 \text{ МПа}, l_{1,a} = l_{s,1} = 7,84 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, h_{1,a} = h = 2,8 \text{ м};$$

$$E_{2,a} = E = 1300 \text{ МПа}, l_{2,b} = l_{s,1} = 7,84 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, h_{2,a} = 2,8 \text{ м};$$

$$E_{4,a} = E_{cm,1} = 31000 \text{ МПа}, l_{4,a} = l_{p,1} = 1,98 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, l_{4,a} = 6,1 \text{ м}.$$

Коэффициент жесткости стержней $n_1 = n_2 = n_4 = 4$.

$$k_{m,1} = \frac{n_4 \frac{E_{4a} l_{4a}}{l_{4a}}}{n_1 \frac{E_{1a} l_{1a}}{h_{1a}} + n_2 \frac{E_{2a} l_{2a}}{h_{2a}}} = 1,38 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем $k_{m1} = 1,38$.

Коэффициент податливости узла 1: $\eta_1 = (1 - k_{m1} / 4) = 0,65$.

Линейная расчетная нагрузка от перекрытия: $q_4 = 7,66$ кН/м.

Расчетное значение изгибающего момента под перекрытием (узел 1)

$$M_{1d} = \frac{\frac{n_1 E_{1a} l_{1a}}{h_{1a}}}{\frac{n_1 E_{1a} l_{1a}}{h_{1a}} + \frac{n_2 E_{2a} l_{2a}}{h_{2a}} + \frac{n_4 E_{4a} l_{4a}}{l_{4a}}} \left[\frac{q_4 l_{4a}^2}{4(n_4 - 1)} \right] \eta_1 = 3,26 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нижнее сечение (узел 2)

В соответствии с обозначениями, приведенными на рисунке 5.2, принимается

$$E_{1,b} = E = 1300 \text{ МПа}, l_{1,b} = l_{s,1} = 7,84 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, h_{1,b} = 2,8 \text{ м};$$

$$E_{2,b} = E = 1300 \text{ МПа}, l_{2,b} = l_{s,2} = 1,58 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4, h_{2,b} = 2,8 \text{ м};$$

$$E_{4,b} = E_{cm,1} = 31000 \text{ МПа}, l_{4,b} = l_{p,1} = 1,98 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, l_{4,b} = 6,1 \text{ м}.$$

Коэффициент жесткости стержней $n_1 = n_2 = n_4 = 4$.

$$k_{m,2} = \frac{n_4 \frac{E_{4b} l_{4b}}{l_{4b}}}{n_1 \frac{E_{1b} l_{1b}}{h_{1b}} + n_2 \frac{E_{2b} l_{2b}}{h_{2b}}} = 0,92 \leq 2.$$

Коэффициент податливости узла 2: $\eta_2 = (1 - k_{m1} / 4) = 0,77$.

Расчетное значение изгибающего момента над перекрытием (узел 2)

$$M_{2d} = \frac{\frac{n_2 E_{2b} I_{2b}}{h_{1b}}}{\frac{n_1 E_{1b} I_{1b}}{h_{1b}} + \frac{n_2 E_{2b} I_{2b}}{h_{2b}} + \frac{n_4 E_{4b} I_{4b}}{l_{4b}}} \left[\frac{q_4 l_{4b}^2}{4(n_4 - 1)} \right] \eta_2 = 6,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

А.1.2.9 Определение расчетного значения изгибающего момента в среднем сечении стены

Расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении простенка

$$M_{md} = \frac{M_{1d} - M_{2d}}{2} = \frac{3,26 - 6,4}{2} = -1,57 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

А.1.2.10 Определение значений эксцентриситетов приложения нагрузки

В соответствии с 5.2.10, начальный (случайный) эксцентриситет, учитывающий отклонения при производстве работ, составляет

$$e_{init} = \frac{h_{eff}}{450} = \frac{2,1}{450} = 0,00467 \text{ м}.$$

При определении эксцентриситетов от ветровых воздействий, в соответствии с эпюрой распределения изгибающих моментов (рисунок А.2а), в верхнем сечении простенка учитывают изгибающий момент, возникающий от положительного ветрового давления (рисунок А.2б), в нижнем сечении – от отрицательного ветрового давления (рисунок А.2в).

Расчетное значение ветровой нагрузки с учетом коэффициентов $\gamma_Q = 1,5$ и $\psi_0 = 0,6$

$$q_{Ewd,1} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,28 = 0,25 \text{ кН/м}^2; \quad q_{Ewd,2} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-0,18) = -0,16 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетные значения изгибающих моментов, возникающих от ветровой нагрузки

$$M_{wd,1} = \frac{q_{ewd,1} c h^2}{16} = \frac{0,25 \cdot 2,97 \cdot 2,8^2}{16} = 0,37 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{wd,2} = \frac{q_{ewd,2} c h^2}{16} = \frac{0,16 \cdot 2,97 \cdot 2,8^2}{16} = 0,24 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Эксцентриситеты, вызванные действием горизонтальной (ветровой нагрузки):

$$e_{he,1} = \frac{M_{wd,1}}{N_{1Ed}} = \frac{0,37}{220} = 0,00167 \text{ м}; \quad e_{he,2} = \frac{M_{wd,2}}{N_{2Ed}} = \frac{0,24}{240} = 0,00098 \text{ м}.$$

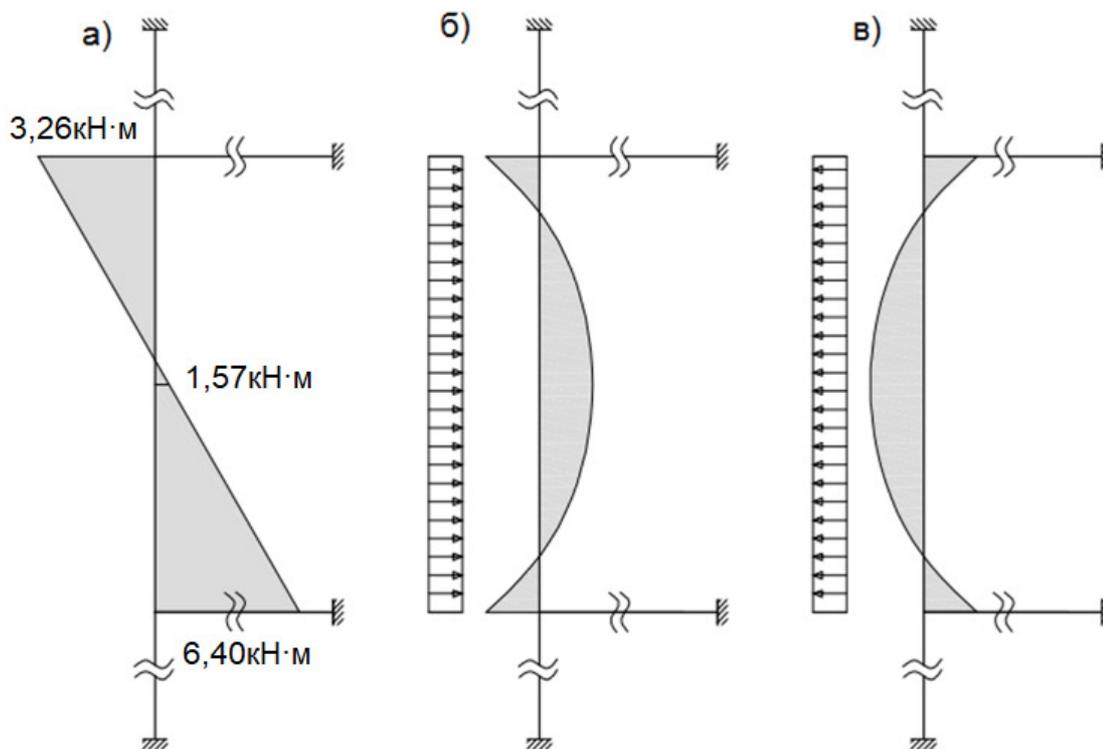


Рисунок А.2 – Изгибающие моменты в простенке:

- а – от вертикальной нагрузки;
- б – от положительного ветрового давления;
- в – от отрицательного ветрового давления

Суммарный эксцентриситет приложения нагрузки по верхней грани простенка

$$e_1 = \frac{M_{1d}}{N_{1Ed}} + e_{he,1} + e_{init} = \frac{3,26}{220} + 0,00167 + 0,00467 = 0,0212 \text{ м, что больше } 0,05t = 0,02 \text{ м}.$$

Суммарный эксцентриситет приложения нагрузки по нижней грани простенка

$$e_2 = \frac{M_{2d}}{N_{2Ed}} + e_{he,2} + e_{init} = \frac{6,4}{240} + 0,00098 + 0,00467 = 0,0323 \text{ м, что больше } 0,05t = 0,02 \text{ м}.$$

При расчете эксцентриситета, возникающего от ветровых воздействий в среднем сечении простенка, учитывают положительное ветровое давление, расчетное значение которого составляет $q_{ewd,1} = 0,25 \text{ кН/м}^2$.

$$e_{he,m} = \frac{M_{wd,m}}{N_{mEd}} = \frac{0,3}{230} = 0,00131 \text{ м}.$$

Суммарный эксцентриситет приложения нагрузки в среднем сечении простенка

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{mEd}} + e_{he,m} \pm e_{init} = \frac{1,57}{230} + 0,00131 + 0,00467 = 0,0128 \text{ м.}$$

Эксцентриситет, вызванный ползучестью каменной кладки, с учетом предельного значения коэффициента ползучести $\Phi_\infty = 3$ (СП 5.02.01 (6.6.4))

$$e_k = 0,002\Phi_\infty \cdot \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \sqrt{t \cdot e_m} = 0,002 \cdot 3 \cdot \frac{2,1}{0,4} \sqrt{0,4 \cdot 0,0128} = 0,00225 \text{ м.}$$

Суммарный эксцентриситет в среднем сечении простенка с учетом ползучести кладки

$$e_{mk} = e_m + e_k = 0,0128 + 0,00225 = 0,015 \text{ м, что меньше } 0,05t = 0,02 \text{ м.}$$

Принимается $e_{mk} = 0,02 \text{ м.}$

А.1.2.11 Определение значения коэффициента уменьшения Φ_i в верхнем и нижнем сечениях простенка

$$\Phi_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_1}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{0,0212}{0,4} = 0,89;$$

$$\Phi_2 = 1 - 2 \cdot \frac{e_2}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{0,0323}{0,4} = 0,84.$$

А.1.2.12 Определение значения коэффициента уменьшения Φ_m в среднем сечении простенка

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{0,02}{0,4} = 0,9;$$

$$\lambda = \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2,1}{0,4} \cdot \sqrt{\frac{1,3}{1300}} = 0,17;$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,17 - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{0,02}{0,4}} = 0,15;$$

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,9 \cdot 2,72^{\frac{0,15^2}{2}} = 0,89.$$

Площадь сечения анализируемого простенка

$$A = b \cdot t = 1,47 \cdot 0,4 = 0,59 \text{ м}^2, \eta_A = 1 \text{ (см. 5.2.16)}$$

Р 5.02. -2022

Расчетное значение сопротивления простенка

$$N_{1Rd} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d / \eta_A = 0,89 \cdot 0,59 \cdot 0,76 / 1 = 402,06 \text{ кН, что больше } N_{1ed} = 220 \text{ кН;}$$

$$N_{2Rd} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d / \eta_A = 0,84 \cdot 0,59 \cdot 0,76 / 1 = 377,01 \text{ кН, что больше } N_{2ed} = 240 \text{ кН;}$$

$$N_{mRd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d / \eta_A = 0,89 \cdot 0,59 \cdot 0,76 / 1 = 399,95 \text{ кН, что больше } N_{med} = 250 \text{ кН.}$$

Несущая способность простенка обеспечена.

А.2 Пример 2. Проверка предельного состояния несущей способности стены при действии преимущественно горизонтальной нагрузки

А.2.1 Исходные данные

Многоэтажный дом с железобетонным каркасом с наружными поэтажно опертыми стенами. Стена выполнена толщиной $t = 0,3$ м из керамзитобетонных кладочных изделий производства ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль» группы 1, категории I, на тонкослойном кладочном растворе. Объемный вес кладки $\gamma = 7$ кН/м³.

Стена соединена с колоннами каркаса и верхним перекрытием с помощью стальных анкерных связей. Декларируемое значение сопротивления при сдвиге связей, соединяющих стену с элементами каркаса, $F_{Rk} = 1,98$ кН. Стена подвержена ветровому воздействию, расчетное значение которого составляет $q_{d,w} = 0,4$ кН/м², и воздействию от собственного веса.

Требуется выполнить проверку предельного состояния несущей способности стены без проемов длиной 6,2 м и высотой 3 м, а также анкерных связей, соединяющих стену с каркасом здания.

А.2.2 Проверка предельного состояния несущей способности однослойной стены

А.2.2.1 Определение расчетной (эффективной) толщины стены

С учетом СП 5.02.01 (8.5.1.16), принимается $t_{eff} = t = 0,3$ м.

Так как расчетная (эффективная) толщина стены превышает 0,25 м, расчетные значения изгибающих моментов в стене определяют методом конечных элементов (МКЭ), принимая модуль упругости материала стены $E = 1300$ МПа (аналогично А.1.2.5).

А.2.2.2 Определение расчетных значений напряжений в стене

В расчетах принимается, что сопряжение основного слоя с конструкциями каркаса осуществляется по двум вертикальным и двум горизонтальным граням.

Определение расчетных значений напряжений из плоскости стены по двум ортогональным направлениям и усилий в связевых элементах (реакций опор) производим при действии равномерно распределенной по площади ветровой нагрузки $q_{d,w} = 0,4 \text{ кН/м}^2$.

Результаты определения внутренних усилий в стене и связевых элементах приведены на рисунках А.3–А.5.

А.2.2.3 Определение расчетных значений прочности каменной кладки на растяжение при изгибе

С учетом 3.4.6, для класса контроля производства работ I согласно СП 5.02.01 (5.4.3.2) – $\gamma_M = 1,7$.

Характеристические значения прочности каменной кладки на растяжение при изгибе по неперевязанному сечению $f_{xk1} = 0,06 \text{ МПа}$, по перевязанному сечению – $f_{xk2} = 0,12 \text{ МПа}$ (таблица 3.3).

Расчетные значения прочности каменной кладки на растяжение при изгибе – $f_{xd1} = f_{xk1} / 1,7 = 0,035 \text{ МПа}$; $f_{xd2} = f_{xk2} / 1,7 = 0,071 \text{ МПа}$.

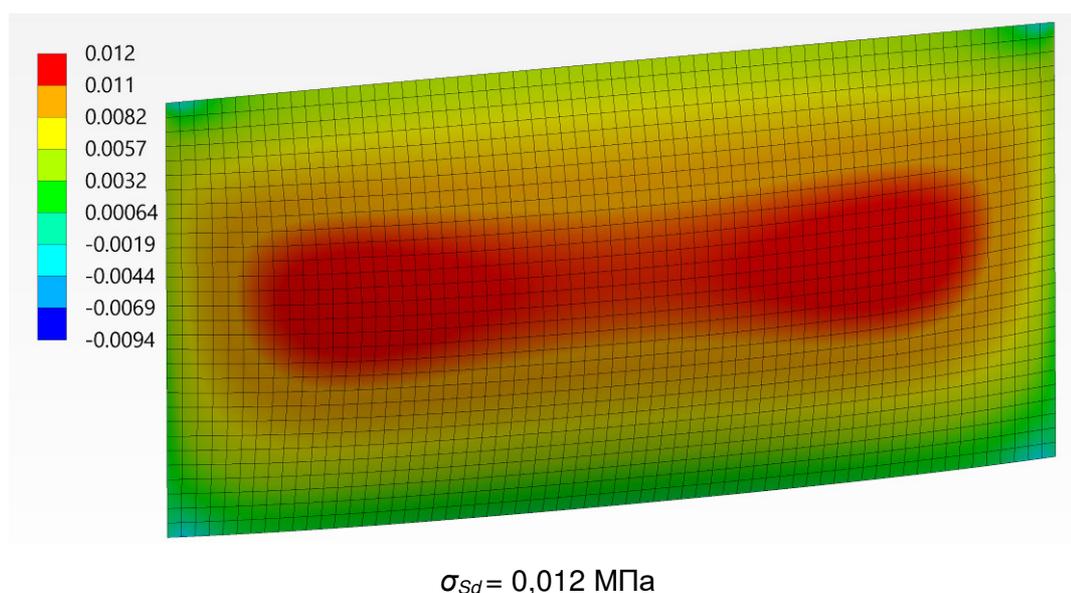


Рисунок А.3 – Распределение напряжений, действующих по перевязанному сечению

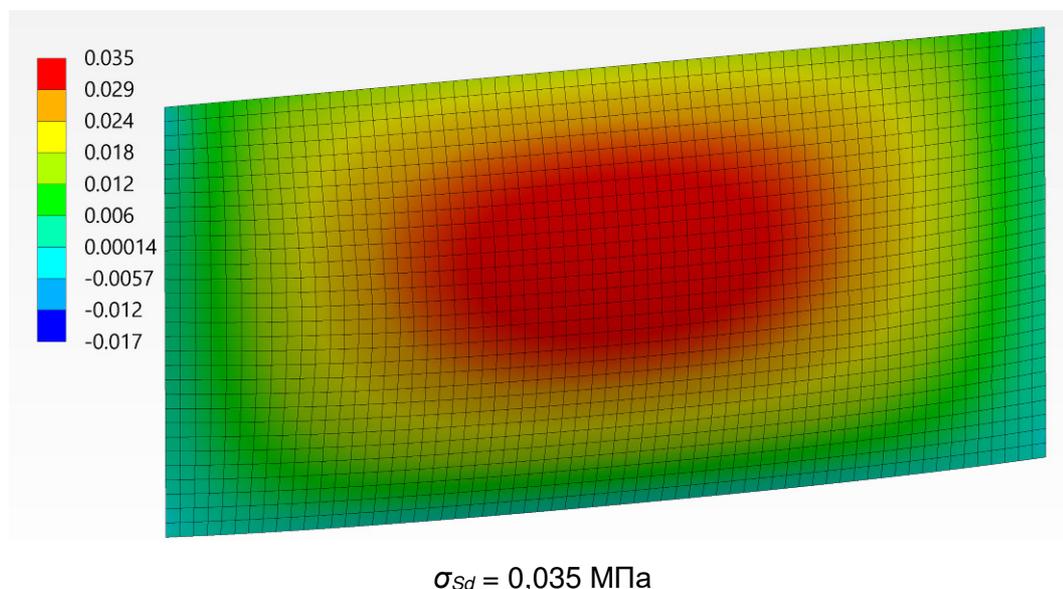


Рисунок А.4 – Распределение напряжений, действующих по неперевязанному сечению

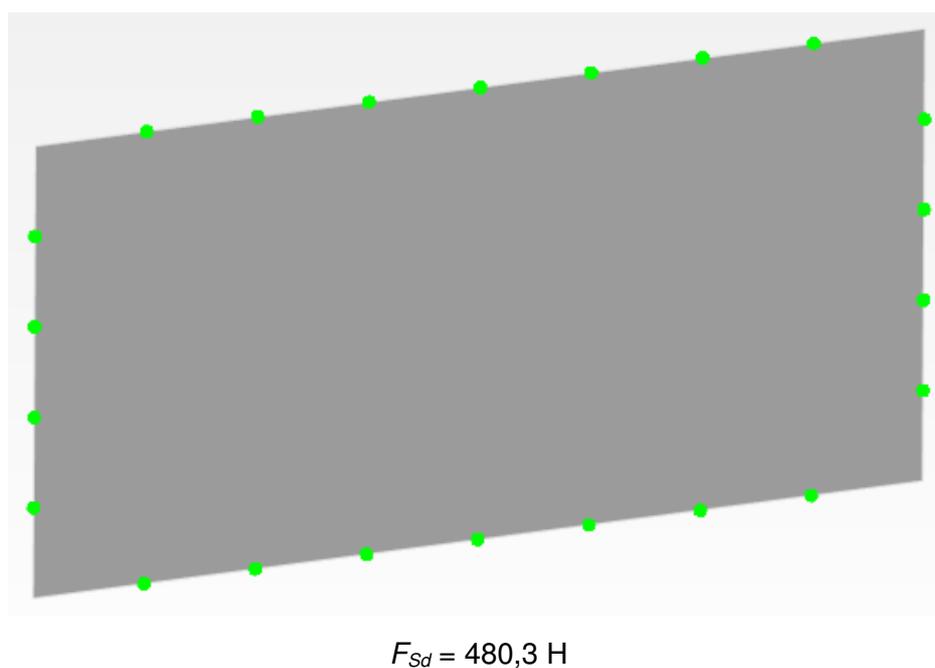


Рисунок А.5 – Расположение связевых элементов

А.2.2.4 Определение расчетных значений сопротивления анкерных связей, соединяющих стену с конструкциями каркаса

В соответствии с 3.3.10, при классе контроля выполнения работ I согласно СП 5.02.01 (5.4.3.2) – для вспомогательных изделий $\gamma_M = 2,0$.

Расчетное значение сопротивления сдвигу связей, соединяющих стену с колоннами, $F_{Rd} = 1,98 / 2 = 0,99$ кН.

А.2.2.5 Проверка предельного состояния несущей способности стены

По перевязанному сечению – $\sigma_{Sd} = 0,012$ МПа; $\sigma_{Sd} < \sigma_{Rd} = 0,071$ МПа – условие выполняется.

По непереязанному сечению – $\sigma_{Sd} = 0,035$ МПа; $\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} = 0,035$ МПа – условие выполняется.

А.2.2.6 Проверка предельного состояния анкерных связей, соединяющих стену с конструкциями каркаса

$F_{Sd} = 0,48$ кН; $F_{Sd} < F_{Rd} = 0,99$ кН – условие выполняется.

Библиография

[1] ТУ РБ 05780349.017-97 Сетка стеклянная марки ССШ

Разработчики:

Директор филиала РУП «Институт
БелНИИС» – Научно-технический
центр, д.т.н., доцент

руководитель (заместитель руководителя) организа-
ции-разработчика, наименование организации



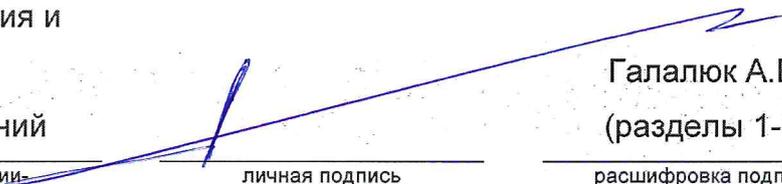
личная подпись

Деркач В.Н.
(разделы 1-7)

расшифровка подписи

Начальник отдела обследования и
испытаний строительных
конструкций зданий и сооружений

руководитель подразделения организации-
разработчика



личная подпись

Галалюк А.В.
(разделы 1-7)

расшифровка подписи

Заведующий лабораторией отдела
обследования и испытаний
строительных конструкций зданий и
сооружений, к.т.н.

руководитель разработки (темы), должность



личная подпись

Демчук И.Е.
(разделы 1-7)

расшифровка подписи

Заместитель начальника отдела
обследования и испытаний
строительных конструкций зданий и
сооружений, к.т.н.

исполнитель, должность



личная подпись

Самкевич В.А.
(разделы 1-7)

расшифровка подписи