

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**  
**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ**  
**«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**  
Кафедра строительных конструкций

# **РАСЧЕТ**

# **ВЕРТИКАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ**

# **СТЕН ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ**

Методические указания  
к выполнению дипломного проекта по курсу  
**«Железобетонные и каменные конструкции»**  
специальности 1-70 02 01 Промышленное и гражданское строительство

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
в области строительства и архитектуры Республики Беларусь*

Брест 2025

УДК: 693.22

Предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 Промышленное и гражданское строительство при изучении теоретических основ дисциплины «Каменные и армокаменные конструкции» и выполнении по этой дисциплине соответствующего раздела дипломного проекта и написании магистерских диссертаций.

Изложены теоретические основы расчета вертикально нагруженных стен из каменной кладки с учетом положений, содержащихся в СП 5.02.01-2021. Рассмотрены расчетные схемы стен, эпюры распределения напряжений в их поперечных сечениях, правила определения расчетных значений толщины и высоты стен в зависимости от способа их раскрепления, принципы определения эксцентриситетов приложения вертикального усилия и расчета сопротивления сжатию сечений вертикально нагруженных стен. Приведены алгоритмы и примеры проверок предельных состояний несущей способности вертикально нагруженной стены базовым и упрощенными методами.

Ил. 33, список литературы 7 источников.

#### *Составитель*

**Деркач В. Н.**, профессор кафедры строительных конструкций, д. т. н., профессор

#### *Рецензенты:*

**Лебедь В. А.** – заместитель директора по научной работе филиала НТЦ РУП «СТРОЙТЕХНОРМ», к. н. т.

**Черноиван Н. В.** – заместитель декана архитектурно-строительного факультета УО «Белорусский государственный технический университет», к. т. н., доцент

## СОДЕРЖАНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ.....	4
1 ВЕРТИКАЛЬНО НАГРУЖЕННЫЕ СТЕНЫ.....	5
1.1 Расчетные схемы вертикально нагруженных стен .....	5
1.2 Распределение напряжений в сечениях вертикально нагруженных стен ...	8
1.3 Сопротивление сжатию вертикально нагруженных стен .....	10
1.4 Коэффициенты уменьшения сопротивления стены сжатию .....	13
1.5 Определение эксцентриситетов продольного усилия .....	16
1.6 Упрощенные методы определения изгибающих моментов в расчетных сечениях стены .....	18
1.7 Податливость узла сопряжения стены с перекрытием.....	23
1.8 Расчетная высота и толщина стены.....	24
1.9 Алгоритм расчета сопротивления сжатию стены базовым методом.....	29
1.10 Упрощенные методы расчета сопротивления стен сжатию .....	33
2 ПРИМЕРЫ ПРОВЕРКИ ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПРОСТЕНКА ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ.....	42
2.1 Исходные данные .....	42
2.2 Определение нагрузок на простенок.....	46
2.2.1 Постоянная и переменная (функциональная) нагрузка .....	46
2.2.2 Снеговая нагрузка .....	48
2.2.3 Ветровая нагрузка .....	49
2.3 Подсчет вертикальных усилий в рассматриваемом простенке .....	52
2.4 Расчетные сочетания усилий .....	53
2.5 Проверка предельного состояния несущей способности простенка упрощенными методами .....	55
2.6 Проверка предельного состояния несущей способности простенка базовым методом .....	58
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	63

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Согласно техническому регламенту Республики Беларусь ТР 2009/013/ВУ\* «Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность» здания должны быть запроектированы таким образом и построены из таких строительных материалов, изделий и конструкций, а также с соблюдением установленных требований к выполнению работ в строительстве, чтобы в течение расчетного периода эксплуатации обеспечивалось соблюдение существенных требований безопасности:

- механической прочности и устойчивости;
- пожарной безопасности;
- гигиены, защиты здоровья и наследственности человека, охраны окружающей среды;
- защиты от шума и вибрации;
- безопасности при эксплуатации;
- экономии энергии и тепловой защиты.

Стены зданий, которые возводят с применением каменной кладки, в полной мере должны соответствовать указанным требованиям.

Базовые требования технического регламента ТР 2009/013/ВУ\*, предъявляемые к каменным конструкциям в части их механической прочности и устойчивости, при проектировании конструкций обеспечиваются строительными правилами СП 5.02.01-2021 «Каменные и армокаменные конструкции».

В настоящих методических указаниях изложены теоретические основы расчета вертикально нагруженных стен из каменной кладки с учетом положений, содержащихся в СП 5.02.01-2021.

В первой главе указаний рассмотрены расчетные схемы стен, эпюры распределения напряжений в их поперечных сечениях, правила определения расчетных значений толщины и высоты стен в зависимости от способа их закрепления, принципы определения эксцентриситетов приложения вертикального усилия и расчета сопротивления сжатию сечений вертикально нагруженных стен. Приведены алгоритмы проверок предельных состояний несущей способности стен базовым и упрощенными методами.

Вторая глава указаний содержит примеры проверки предельного состояния несущей способности простенка первого этажа наружной стены здания, выполненной из керамических поризованных блоков. Изложена методика подсчета постоянных и переменных (функциональной, снеговой и ветровой) нагрузок на простенок в соответствии с нормами СН 2.01.02-2019, СН 2.01.04-2019 и СН 2.01.05-2019, а также определения расчетных сочетаний усилий в сечениях простенка согласно СН 2.01.01-2022. С учетом установленных значений расчетных усилий в сечениях простенка выполнена проверка предельного состояния несущей способности простенка базовым и упрощенным методами.

Настоящие методические указания являются одним из составных элементов учебно-методического обеспечения дипломного проекта по курсу «Железобетонные и каменные конструкции». Указания предназначены для студентов специальности 1-70 02 01 Промышленное и гражданское строительство, а также могут быть полезны при дипломном проектировании студентам других специальностей.

# 1 ВЕРТИКАЛЬНО НАГРУЖЕННЫЕ СТЕНЫ

## 1.1 Расчетные схемы вертикально нагруженных стен

Стеной называют вертикальную конструкцию с проемами или без них, которая ограничивает или делит на части помещения, воспринимает нагрузки от собственного веса, а также другие постоянные и переменные нагрузки, и способствует повышению жесткости и устойчивости здания.

Стены подразделяют:

– на несущие, воспринимающие, кроме нагрузок от собственного веса и ветра, нагрузки от покрытий, перекрытий, кранов и т. п.;

– самонесущие, воспринимающие нагрузку только от собственного веса в пределах одного этажа высотой более 6 м или нескольких этажей, а также ветровую нагрузку;

– ненесущие (в том числе навесные), воспринимающие нагрузку только от собственного веса и ветра в пределах одного этажа при высоте этажа не более 6 м, не участвующие в обеспечении общей устойчивости здания.

Вертикально нагруженные стены представляют собой конструкции, разрушение которых происходит в результате исчерпания прочности на сжатие каменной кладки и возникновения так называемого эффекта второго порядка, обусловленного ростом эксцентриситета приложения нагрузки, из-за изгиба стены из плоскости. Вертикально нагруженные стены воспринимают нагрузку от собственного веса, веса перекрытий, конструкций крыши, балконов, лестниц, вышерасположенных стен, действующие на перекрытия и покрытие снеговую и эксплуатационные нагрузки, а также усилия, возникающие в соединении рассматриваемой стены со смежными стенами, если их вертикальные деформации существенно отличаются. Кроме того, указанные стены могут воспринимать горизонтальные воздействия от ветра и грунта или случайные и сейсмические воздействия.

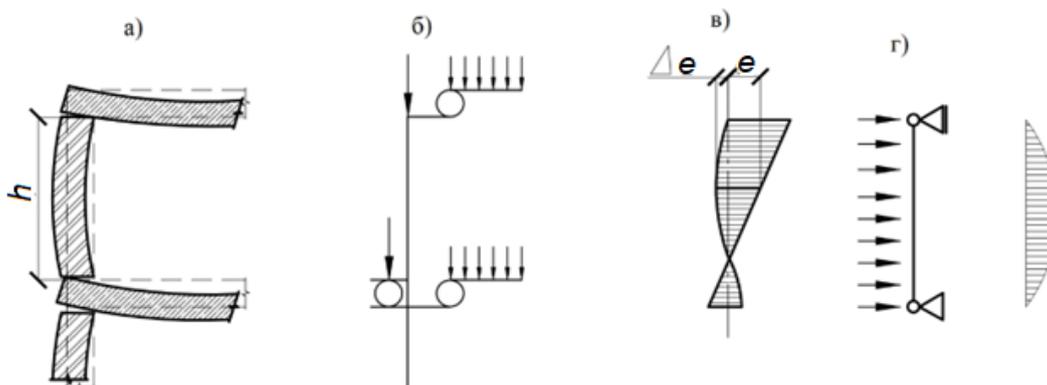
Несущие стены здания могут являться как вертикально нагруженными стенами (воспринимающими в основном вертикальные нагрузки), так и диафрагмами жесткости, для которых определяющими являются горизонтальные усилия, действующие в плоскости стены. Самонесущие стены, как правило, трактуются как вертикально нагруженные стены.

Механизмы разрушения и характер деформирования вертикально-нагруженных каменных стен главным образом зависят от их гибкости и величины эксцентриситета приложения нагрузки. На величину эксцентриситета существенное влияние оказывает способ сопряжения стены с перекрытием и величина сжимающих напряжений  $\sigma_y$ , действующих по контакту стены с перекрытием.

В зависимости от способа сопряжения перекрытий со стенами и уровня сжимающих напряжений  $\sigma_y$ , расчетная схема несущей стены представляет собой шарнирно опертый внецентренно сжатый стержень или элемент рамы.

Схема изгиба и расчетная схема стены в виде гибкого внецентренно сжатого стержня с шарнирными опорами приведена на рисунке 1.1а, б. В соответствии с данной расчетной схемой в пределах каждого этажа учитывают изгибающие

моменты только от тех сил, которые приложены в пределах рассматриваемого этажа. В месте примыкания стены верхнего этажа к рассчитываемому участку стены предполагается отсутствие изгибающего опорного момента и следовательно нагрузка приложена равномерно по сечению стены. Нагрузки от верхних этажей, включая нагрузку от стен, покрытия и перекрытий, эксплуатационную нагрузку на перекрытия считают приложенной в центре тяжести сечения стены вышележащего этажа. Если в месте перехода от одного этажа к другому сечение стены не меняется, то нагрузка от верхних этажей не вызывает изгибающих моментов. Опорное давление от перекрытия, расположенного непосредственно над рассматриваемым этажом, при отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, принимают приложенным с эксцентриситетом  $e$  равным расстоянию от центра тяжести стены до центра тяжести эпюры опорного давления, в результате чего в стене возникает изгибающий момент.



а) – схема изгиба; б) – расчетная схема;  
 в) – эпюра изгибающих моментов от вертикальной нагрузки;  
 г) – эпюра изгибающих моментов от ветровой нагрузки

*Рисунок 1.1 – Схема стены с шарнирными узлами*

Исчерпание несущей способности стены наступает в ее средней зоне в результате нарастания эксцентриситета приложения нагрузки  $\Delta e$  вследствие изгиба стены под воздействием продольного усилия (эффекты второго рода) и возможного ветрового давления (рисунок 1.1 в, г).

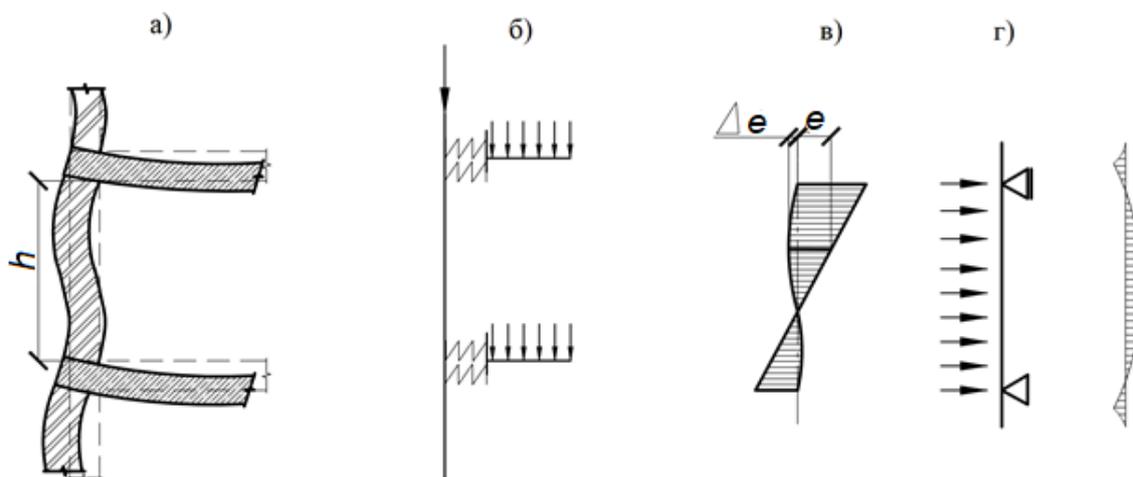
Приведенная на рисунке 1.1б расчетная схема стены согласуется с ее реальной работой, когда сопряжение перекрытий со стенами соответствует условиям шарнирного соединения (например, стены в зданиях с деревянными перекрытиями). Шарнирным также допускается считать сопряжение со стеной железобетонных плит перекрытий, у которых в опорной зоне отсутствует верхняя арматура или ее количество недостаточно для восприятия изгибающего момента, возникающего вследствие зацементирования плит в каменной кладке стен. В виде шарнирного принимают сопряжение плит перекрытий со стенами малоэтажных зданий, а также последнего и предпоследнего этажей многоэтажных зданий, где сжимающие напряжения, действующие по контакту несущих стен и перекрытий, относительно малы.

В стенах нижних этажей многоэтажных зданий, когда в опорной зоне перекрытий имеется арматура, предназначенная для восприятия опорного изгибающего

момента, сопряжение перекрытий с несущими стенами отличается от шарнирного. При этом сжатым, как правило, является все сечение стены, а при использовании теплоизоляции, устанавливаемой в торце перекрытия, – часть сечения на длине равной сумме длины опирания перекрытия на стену и ширине обвязочного монолитного железобетонного пояса. Данные пояса объединяют продольные и поперечные стены здания и выполняют функции связующих элементов, предотвращающих прогрессирующее разрушение здания при особых воздействиях. В железобетонных поясах, которые устраиваются в уровне каждого перекрытия или непосредственно под ним осуществляют анкеровку многопустотных плит перекрытий. В этих случаях на несущие стены в узлах их сопряжения с перекрытиями передаются сжимающие усилия и изгибающие моменты, возникающие в плитах перекрытий. Стена при этом работает как стержневой элемент рамы с упругоподатливыми узлами, а при ветровых воздействиях – как неразрезная многопролетная балка (рисунок 1.2).

При расчете вертикально нагруженных стен необходимо учитывать следующие факторы:

- вертикальные нагрузки, действующие непосредственно на стену;
- эффекты второго порядка;
- эксцентриситеты приложения нагрузки от вышележащих стен, а также эксцентриситеты, обусловленные взаимодействием рассчитываемых стен с перекрытиями;
- эксцентриситеты, возникающие вследствие отклонений элементов конструкций от проектного положения при производстве работ и различия показателей материалов отдельных частей конструкций.



а) – схема изгиба; б) – расчетная схема;  
 в) – эпюра изгибающих моментов от вертикальной нагрузки;  
 г) – эпюра изгибающих моментов от ветровой нагрузки

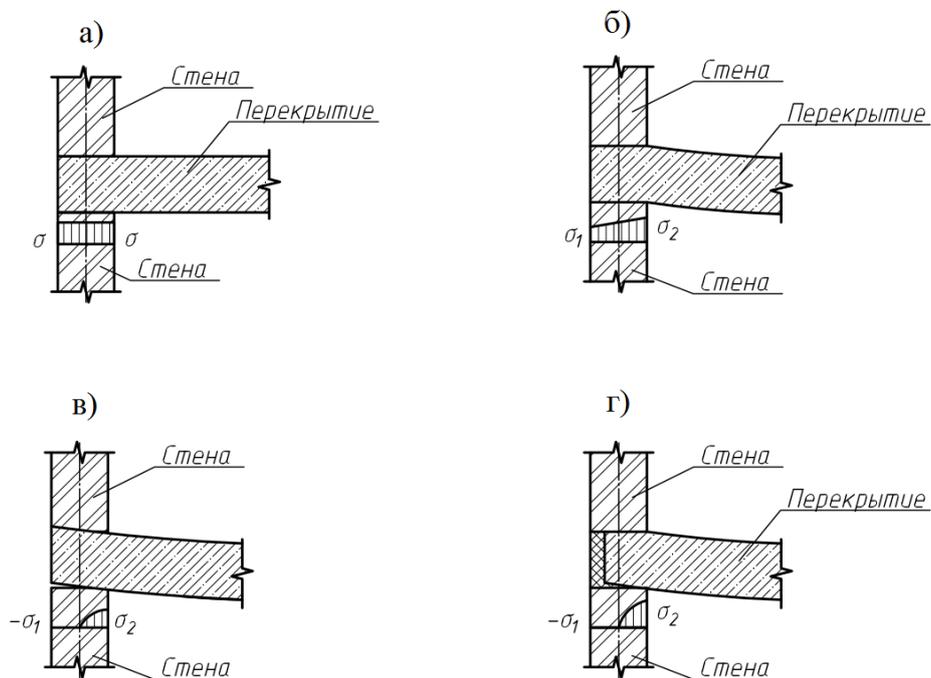
Рисунок 1.2 – Схема стены с упругоподатливыми узлами

Усилия (реакции) в конструкциях от соответствующих воздействий рассчитывают исходя из нелинейной теории пластичности с учетом соответствующих расчетных параметров диаграммы деформирования каменной кладки или линейной теории упругости с использованием кратковременного (секущего)

модуля упругости каменной кладки. Нелинейные расчеты, как правило, выполняют с помощью программных комплексов на основе метода конечных элементов. При выполнении линейно-упругих расчетов стену рассматривают как элемент рамы, кроме случаев опирания на стену деревянных перекрытий и когда общий эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки на стену превышает 0,45 ее толщины. В последних двух случаях расчетную схему стены представляют в виде стержня с шарнирными опорами.

## 1.2 Распределение напряжений в сечениях вертикально нагруженных стен

В сечении стены, расположенным непосредственно под перекрытием, при условии, что длина опирания перекрытия на стену равна ее толщине, отсутствуют прогибы перекрытия и ось стены не имеет отклонений от вертикали, эпюра распределения сжимающих напряжений по толщине стены является прямоугольной (рисунок 1.3а). В действительности вследствие прогиба перекрытия, вызванного действующей на него нагрузкой, а также горизонтальных воздействий на стену и отклонений, допускаемых при возведении кладки, эпюра сжимающих напряжений искривляется. В зависимости от величины изгибающего момента и значения вертикальной нагрузки, действующей на стену, сжатая зона каменной кладки может занимать всю площадь сечения стены или только ее часть (рисунок 1.3б, в). Высота сжатой зоны уменьшается, когда нагрузка от перекрытия передается только на часть поперечного сечения кладки, например при необходимости утепления торца перекрытия (рисунок 1.3г).



- а) – центральное сжатие; б) – внецентренное сжатие, все сечение сжато;  
 в) – внецентренное сжатие, сжата часть сечения;  
 г) – уменьшение сжатой зоны вследствие утепления торца перекрытия

Рисунок 1.3 – Схема распределения сжимающих напряжений в сечении стены под перекрытием

В средней части по высоте стены на характер распределения сжимающих напряжений оказывает влияние выгиб стены из плоскости под действием вертикальной нагрузки и увеличение эксцентриситета ее приложения вследствие эффекта второго рода. На рисунке 1.4 приведены результаты определения горизонтальных деформаций столбов сечением 380x510 мм, высотой 4,8 м, выполненных из керамического кирпича на цементно-известковом растворе при действии центрально приложенной вертикальной нагрузки.

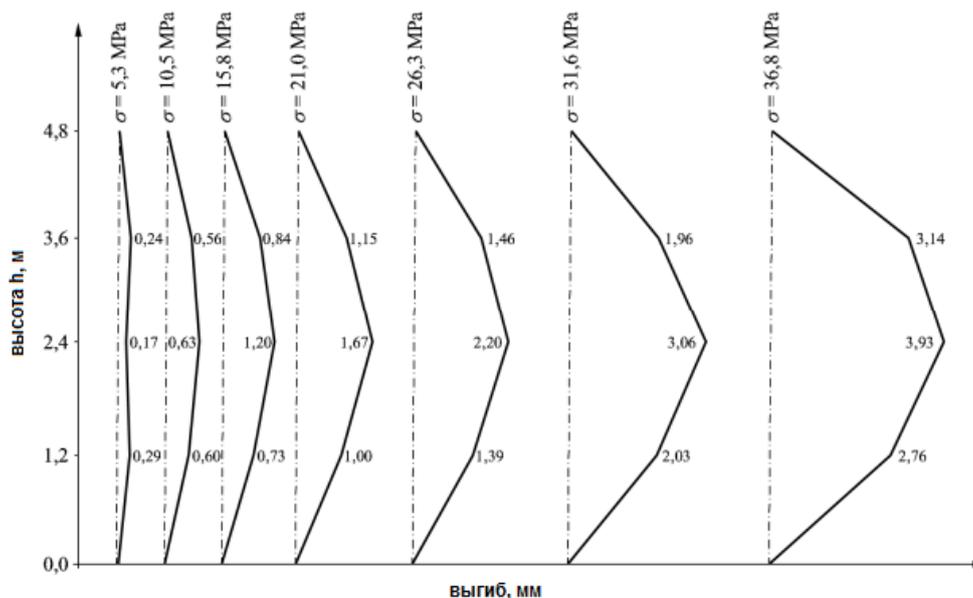
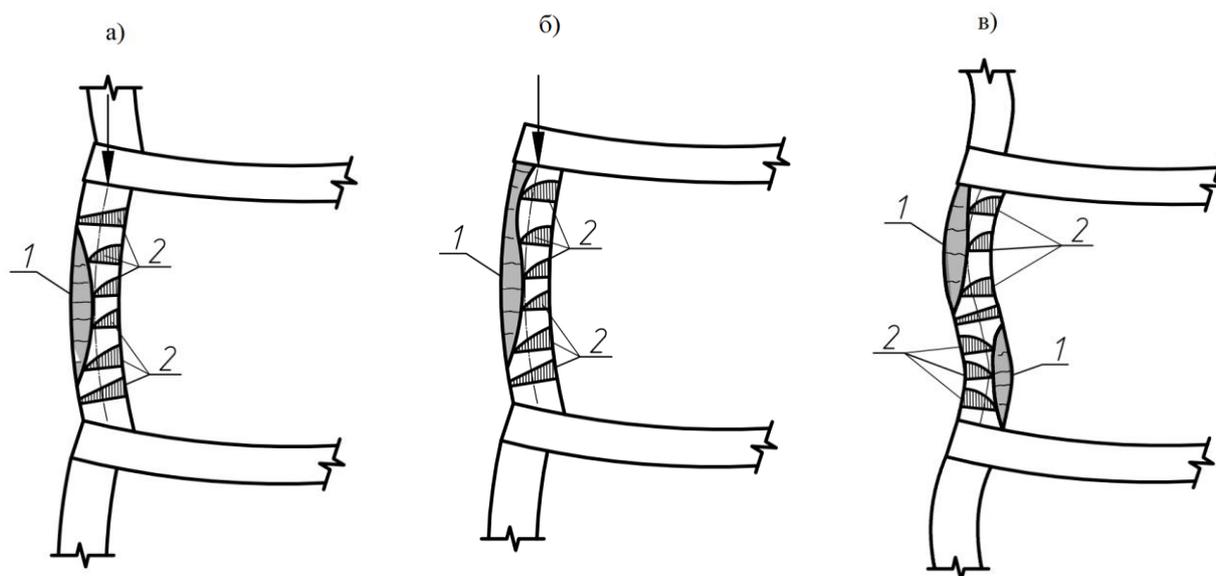


Рисунок 1.4 – Поперечные деформации кирпичных столбов при осевом сжатии

Из рисунка 1.4 следует, что с увеличением сжимающих напряжений увеличивался прогиб кирпичного столба, при этом рост прогибов опережал рост нагрузки. Перед разрушением выгиб столба из плоскости составлял 3,9 мм. Следует отметить, что величина дополнительного эксцентриситета приложения нагрузки, вызванная эффектом второго рода, зависит от гибкости конструкции и механических характеристик каменной кладки.

Приведенный на рисунке 1.4 характер деформирования каменной кладки при осевом сжатии свидетельствует о том, что форма эпюр сжимающих и растягивающих напряжений в сечениях каменной кладки изменяется по высоте стены.

Вместе с тем, высота сжатой зоны сечения и формы эпюр сжимающих и растягивающих напряжений в каменной кладке зависят от вида сопряжения перекрытия с несущей стеной. Когда расчетная схема стены представляет собой гибкий внецентренно сжатый стержень с шарнирными опорами, то растянутая зона каменной кладки будет иметь место в средней части по высоте стены (рисунок 1.5а). В стенах верхних этажей, где сжимающие напряжения невелики, прогиб перекрытия может приводить к раскрытию растворных швов в узле сопряжения стены с перекрытием, что приводит к уменьшению высоты сжатой зоны кладки (рисунок 1.5б). Когда несущая стена является элементом рамы, растянутая зона каменной кладки формируется в верхней и нижней частях стены на противоположных ее сторонах (рисунок 1.5в).



2 – эпюры сжимающих напряжений; 1 – растянутая зона кладки;  
 а) – шарнирное сопряжение; б) – шарнирное сопряжение стены верхнего этажа;  
 в) – рамное сопряжение

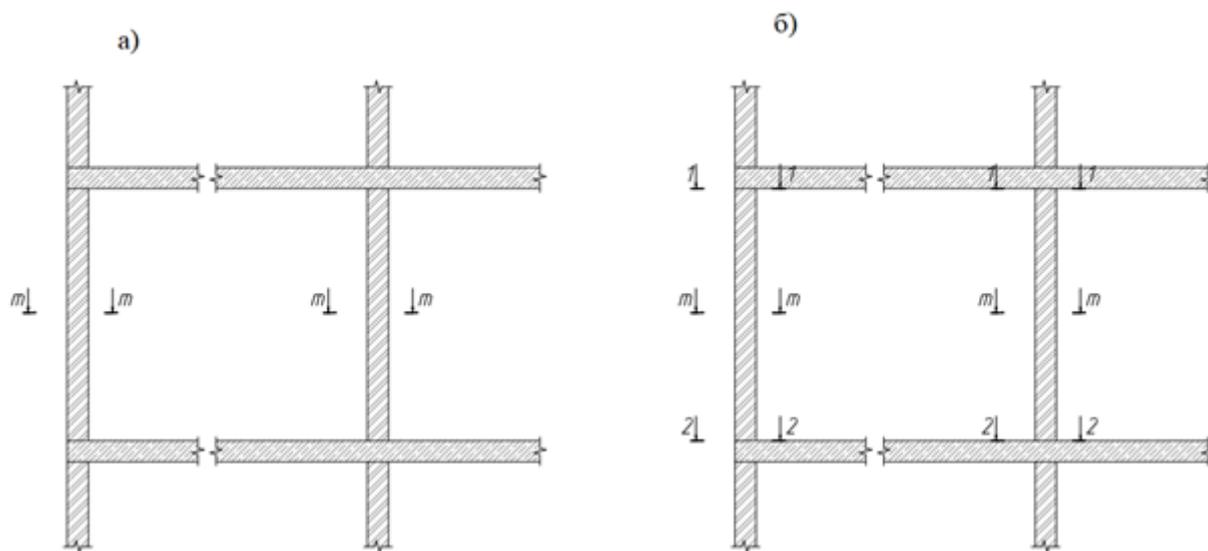
*Рисунок 1.5 – Распределение напряжений в сечении кладки в зависимости от вида сопряжения стены с перекрытием*

В инженерных расчетах принимают, что напряжения по толщине стены изменяются линейно, при этом форма эпюры сжимающих напряжений по высоте стены меняется от прямоугольной до треугольной. В действительности сжимающие напряжения по толщине внецентренно-сжатой стены редко изменяются по линейному закону, обычно эпюра сжимающих напряжений имеет параболическую или линейно-параболическую форму.

### 1.3 Сопротивление сжатию вертикально нагруженных стен

Изменчивость высоты сжатой зоны и характера распределения сжимающих напряжений по высоте внецентренно сжатой стены создает определенные проблемы при ее расчетном анализе. При расчете сопротивления сжатию вертикально нагруженных стен сложно учесть изменение по высоте стены эксцентриситета приложения нагрузки, характер взаимодействия стен и перекрытий и обусловленную этими факторами изменчивость высоты сжатой зоны каменной кладки. В ранее действовавших нормах СНиП II-22-81 [1] использовалась модель стены в виде шарнирно опертого внецентренно сжатого стержня. В данном случае проверку предельного состояния несущей способности стены выполняют в среднем сечении по высоте, где эффекты второго порядка оказывают наибольшее влияние на эксцентриситет приложения нагрузки, а площадь сжатой зоны кладки минимальна (рисунок 1.6а).

В случае рамной модели проверку предельного состояния несущей способности вертикально нагруженной стены осуществляют в трех сечениях по высоте: верхнем, нижнем и среднем (рисунок 1.6б).



а) – шарнирная модель; б) – рамная модель

Рисунок 1.6 – Положение расчетных сечений в стене

Для нахождения значения критической силы  $N_{crit}$ , при которой происходит потеря устойчивости центрально сжатого стержня с постоянным модулем упругости, используют известное из курса «Сопротивление материалов» решение Эйлера.

Исследования влияния продольного изгиба на сопротивление сжатию каменных конструкций, выполненные в 30-х годах XX века Л. И. Онищиком [2], показали, что теоритические значения  $N_{crit}$  при учете постоянного модуля упругости каменной кладки существенно отличаются от результатов экспериментальных исследований. При эксцентриситете, равном  $1/3$  высоты сечения  $t$ , сопротивление сжатию испытываемых кирпичных столбов оказалась вдвое выше теоретических значений. При больших эксцентриситетах в растянутой зоне каменной кладки образовывались трещины, которые приводили к уменьшению высоты сжатой зоны кладки и жесткости конструкции, что в свою очередь вызывало нарастание эксцентриситета продольного усилия. При этом разница между результатами испытаний и результатами расчетных анализов была выше, чем в случае малых эксцентриситетов.

В зависимости от эксцентриситета продольного усилия разрушение внецентренно сжатой каменной кладки может быть вызвано следующими причинами:

- в результате достижения прочности на сжатие кладки без образования горизонтальных трещин в менее сжатой зоне (рисунок 1.7а). В этом случае равнодействующая всех сил находится в пределах ядра сечения и все сечение кладки сжато;
- в результате достижения прочности на сжатие кладки с образованием со стороны растянутых волокон трещин в горизонтальных растворных швах, глубина проникновения которых невелика (рисунок 1.7б). Этот случай имеет место, когда равнодействующая всех сил незначительно вышла за пределы ядра сечения;
- вследствие раскрытия горизонтального растворного шва (рисунок 1.7в) или превышения определенных пределов глубины трещин (рисунок 1.7г), в результате чего происходит резкое нарастание поперечных деформаций конструкции, при этом

напряжения в сжатой зоне кладки не достигает ее прочности на сжатие. Этот случай наблюдается при большом эксцентриситете приложения сжимающего усилия, когда равнодействующая всех сил значительно выходит за пределы ядра сечения.

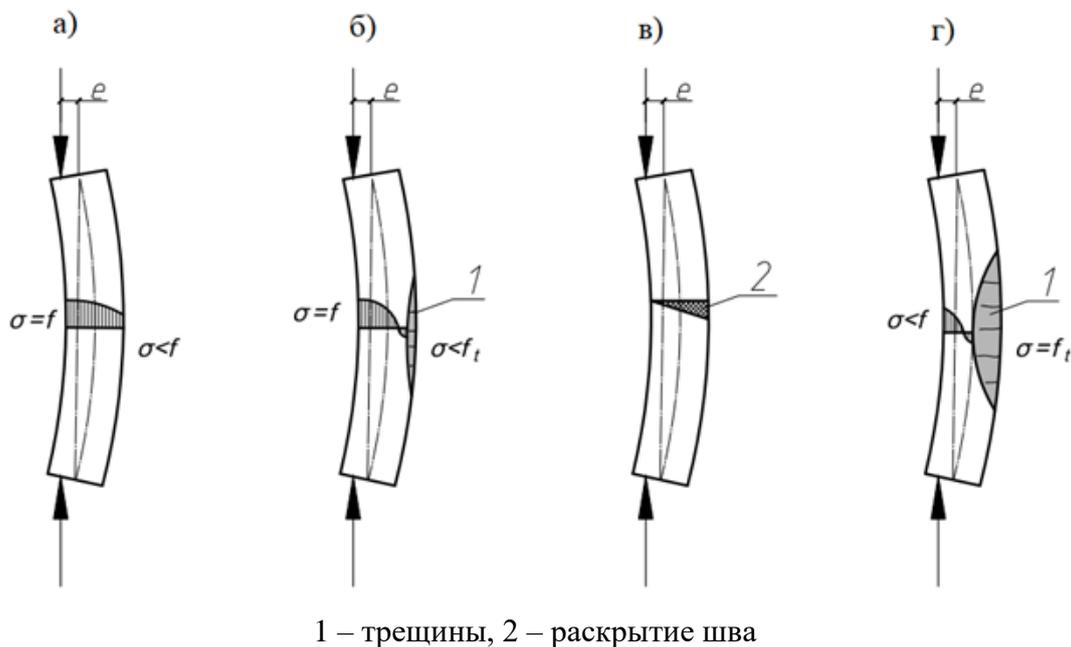


Рисунок 1.7 – Схемы разрушения внецентренно сжатой кладки

Помимо классического влияния продольного изгиба, на сопротивление сжатию каменных конструкций оказывают влияние факторы, связанные с упруго-пластическими свойствами каменной кладки, ее поведением при длительном действии нагрузки, неточности при возведении конструкций, фактические условия сопряжения конструкций с перекрытиями и связанные с ними погрешности расчетной модели. Из-за большого количества неопределенностей установление зависимости, характеризующей сопротивление сжатию вертикально нагруженной стены, представляет собой сложную задачу. Расчетная модель такой конструкции должна учитывать следующие факторы:

- прочностные и деформационные характеристики каменной кладки;
- взаимодействие между стеной и другими конструктивными элементами;
- влияние гибкости стены;
- влияние длительности действия нагрузок;
- влияние неточностей при возведении каменной кладки;
- погрешности расчетной модели.

Влияние вышеперечисленных факторов в расчетной модели сопротивления вертикально нагруженной стены учитывают с помощью коэффициентов, снижающих сопротивление сжатию каменной кладки  $\Phi$ .

При этом расчетное сопротивление сжатию на единицу длины однослойной вертикально нагруженной стены в кН/м определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot t \cdot f_d, \quad (1.1)$$

где  $\Phi_i$  – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию, который в зависимости от положения расчетного сечения по высоте стены обозначают  $\Phi_1$ ,  $\Phi_2$  и  $\Phi_m$ ;  $t$  – толщина стены;  $f_d$  – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки.

Следует отметить, что в случае расчета столбов или простенков, ширина которых  $b < 1$  м, в формуле (1.1) вместо толщины  $t$  следует принимать площадь поперечного сечения кладки  $A = b \cdot t$ , а расчетное значение  $N_{Rd}$  устанавливать в кН.

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

$$K_A = 0,7 + 3A, \quad (1.2)$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения кладки,  $\text{м}^2$ .

#### 1.4 Коэффициенты уменьшения сопротивления стены сжатию

При расчете сопротивления сжатию вертикально нагруженных стен проблемной задачей является выбор функции, которая должна адекватно отражать значения коэффициентов  $\Phi_i$ . При этом наибольшая сложность возникает при определении коэффициентов  $\Phi_i$  в среднем по высоте сечении стены, где необходим учет влияния эффектов второго порядка. Функция, описывающая понижающий коэффициент  $\Phi_i$ , должна обеспечивать близость теоретического сопротивления стены сжатию с результатами испытаний и правильно описывать поведение вертикально нагруженных стен с различной гибкостью.

Впервые зависимость для определения коэффициентов, снижающих прочность на сжатие кладки вследствие продольного изгиба  $\varphi$  с учетом переменности модуля деформаций каменной кладки, была предложена Л. И. Онищиком.

$$\varphi = \frac{\varphi_0}{1 + \varphi_0}, \quad (1.3)$$

$$\varphi_0 = \frac{\pi^2 E_0}{1,1f} \left(\frac{r}{l_0}\right)^2, \quad (1.4)$$

где  $r$  – радиус инерции поперечного сечения;  $E_0$  – начальный модуль упругости каменной кладки;  $l_0$  – расчетная длина элемента.

Формула (1.3) использовалась при расчете внецентренно-сжатых стен с шарнирными узлами (см. рисунок 1.1) в СНиП II-22-81.

В случае рамной модели сопротивление стены сжатию определяют не только в сечении, расположенном в середине высоты стены, но и в сечениях под перекрытием верхнего этажа и над перекрытием нижнего этажа (сечения 1-1 и 2-2 рисунок 1.6б.)

В сечениях стены 1-1 и 2-2 влияние эффектов второго порядка на сопротивление стены сжатию  $N_{Rd}$  незначительно. Поэтому  $N_{Rd}$  в этих сечениях зависит только от высоты сжатой зоны каменной кладки, а ее величина определяется способом опирания на стену перекрытия и условиями передачи нагрузок от вышележащих этажей здания.

В сечениях стены, расположенных непосредственно под и над перекрытием, принята прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне каменной кладки (рисунок 1.8). Прочность кладки на растяжение в расчетах не учитывают.

В соответствии с рисунком 1.8 высоту сжатой зоны каменной кладки определяют по формуле 3.1, а расчетное значение  $N_{Rd}$  на единицу длины стены по формуле (4.5):

$$x = 2 \left( \frac{t}{2} - e_i \right) = t \left( 1 - \frac{2e_i}{t} \right), \quad (1.5)$$

$$N_{Rd} = x \cdot f_d = t \left( 1 - \frac{2e_i}{t} \right) \cdot f_d = t \cdot \Phi_i \cdot f_d, \quad (1.6)$$

$$\text{откуда } \Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}, \quad i = 1, 2, \quad (1.7)$$

где  $e_i$  – результирующий эксцентриситет продольного усилия в верхнем и нижнем сечениях стены.

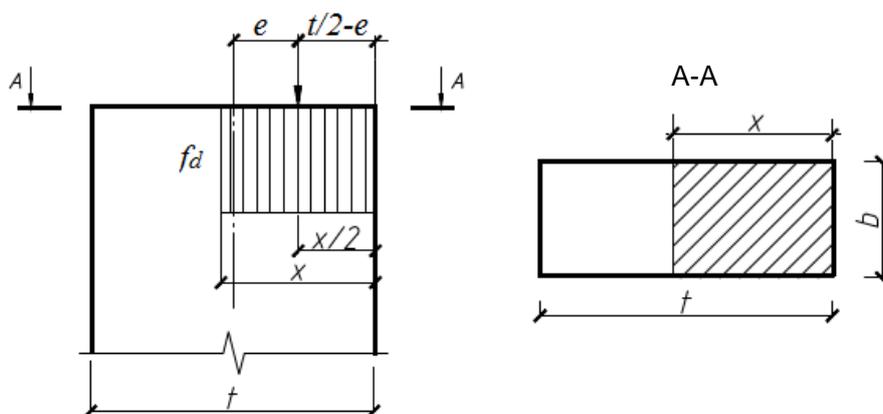


Рисунок 4.8 – Схема распределения напряжений в каменной кладке вертикально нагруженной стены

Для определения коэффициента уменьшения сопротивления стены сжатию в сечении, расположенном в середине высоты стены  $\Phi_m$ , используют формулу К. Киртшига, который предложил описывать значения  $\Phi_m$  с помощью функции нормального распределения Гаусса (1.8).

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}}, \quad (1.8)$$

где

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}, \quad (1.9)$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}, \quad (1.10)$$

здесь

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}}. \quad (1.11)$$

В формулах (1.8) – (1.11):

$e_{mk}$  – эксцентриситет продольного усилия для среднего по высоте сечения стены;  $h_{ef}$  и  $t_{ef}$  – соответственно расчетная высота и толщина стены;  $e$  – основание натурального логарифма.

В зависимости от принимаемого значения модуля упругости каменной кладки  $E$  формула (1.10) может быть преобразована в следующие формулы:

– при  $E = 1000 \cdot f_k$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}} , \quad (1.12)$$

– при  $E = 700 \cdot f_k$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19,3 - 31 \frac{e_{mk}}{t}} . \quad (1.13)$$

На рисунках 1.9 и 1.10 приведены номограммы для определения коэффициента  $\Phi_m$ , с учетом значений параметра  $u$ , определенных по формулам (1.12) и (1.13).

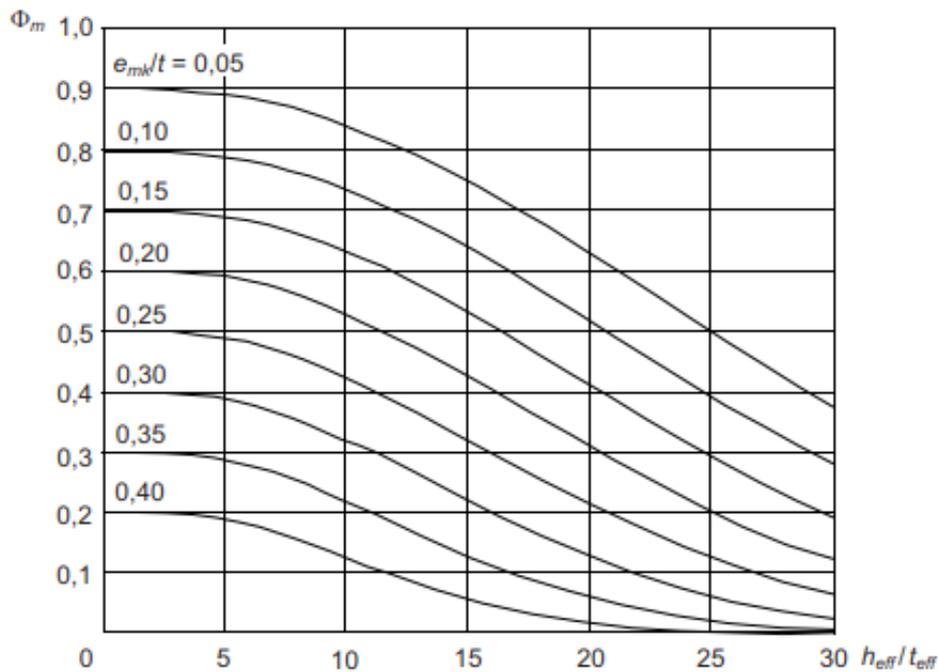


Рисунок 1.9 – Номограммы для определения коэффициента  $\Phi_m$  в зависимости от гибкости конструкции  $h_{ef}/t_{ef}$  при  $E = 1000f_k$

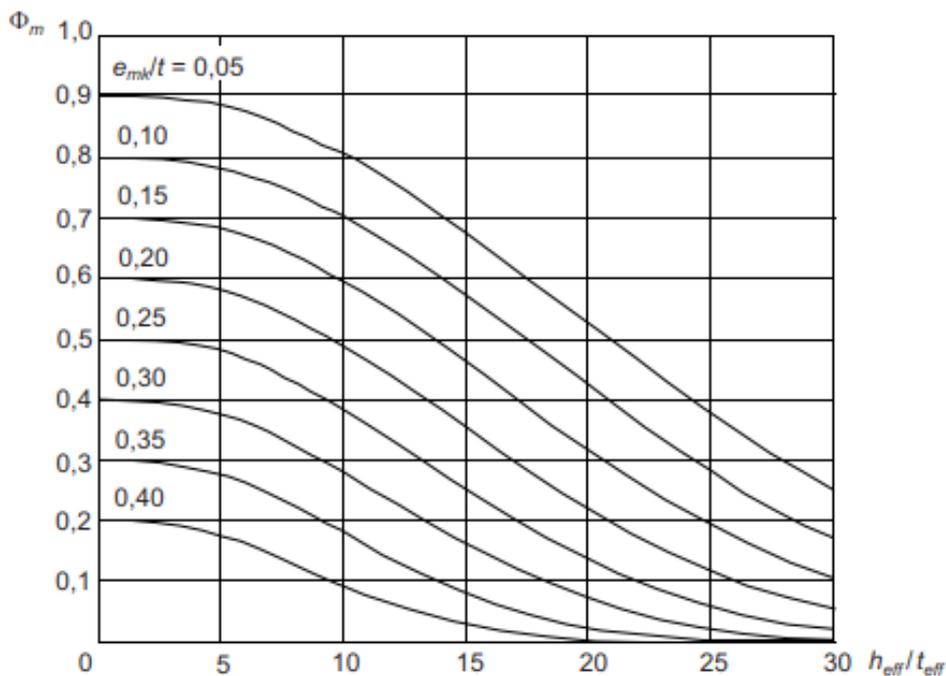


Рисунок 1.10 – Номограммы для определения коэффициента  $\Phi_m$  в зависимости от гибкости конструкции  $h_{ef} / t_{ef}$  при  $E = 700f_k$

Гибкость вертикально нагруженных стен  $\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}}$  не должна превышать 27.

### 1.5 Определение эксцентриситетов продольного усилия

Определение значения высоты сжатой зоны каменной кладки и, следовательно, коэффициентов уменьшения сопротивления стены сжатию в сечении расположенным в середине высоты стены  $\Phi_m$ , а также в сечениях над и под перекрытием  $\Phi_i$  требует расчета эксцентриситетов продольного усилия в указанных сечениях. Эксцентриситеты, определяемые при расчетном анализе вертикально нагруженных стен, условно можно разделить на три группы.

Первая группа – это эксцентриситеты, вызванные отклонениями при возведении каменной кладки (случайный эксцентриситет)  $e_{init}$ .

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450}, \quad (1.14)$$

где  $h_{ef}$  – расчетная высота стены, которая зависит от вида ее закрепления.

Вторая группа эксцентриситетов – это эксцентриситеты, вызванные ползучестью каменной кладки при длительном действии нагрузки.

$$e_k = 0,002\Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m}, \quad (1.15)$$

где  $\Phi_\infty$  – предельное значение коэффициента ползучести каменной кладки.

Третья группа – это эксцентриситеты, обусловленные статическими нагрузками, которые определяют в среднем по высоте сечении стены, а также в верхнем и нижнем сечениях под и над перекрытием.

$$e = \frac{M_d}{N_d} + \frac{M_{wd}}{N_d}, \quad (1.16)$$

где  $N_d$  и  $M_d$  – расчетное значение продольного усилия и изгибающего момента, вызванного этим усилием в рассматриваемом сечении;  $M_{wd}$  – расчетное значение изгибающего момента вызванного горизонтальной нагрузкой (например, ветровой).

Результирующий эксцентриситет продольного усилия в верхнем и нижнем сечениях стены определяют по формуле

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t, \quad (1.17)$$

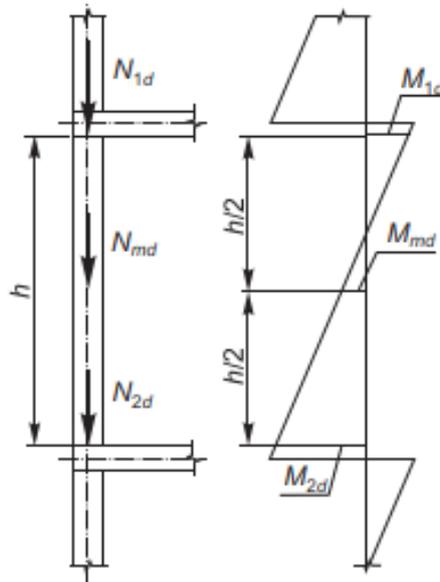
здесь  $M_{id}$  – расчетное значение изгибающего момента в верхнем или нижнем сечении стены вследствие эксцентриситета приложения нагрузки от перекрытия на стену согласно (рисунок 1.11);  $N_{id}$  – расчетное значение продольного усилия в верхнем или нижнем сечении стены (суммарное значение);  $e_{he}$  – эксцентриситет на уровне верхнего или нижнего обреза стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок (например, ветровой нагрузки);  $e_{init}$  – начальный эксцентриситет; принимают со знаком, при котором абсолютное значение  $e_i$  увеличивается;  $t$  – толщина стены.

Для среднего сечения по высоте стены эксцентриситет продольного усилия  $e_{mk}$  рассчитывают как сумму результирующего эксцентриситета  $e_m$  и эксцентриситета, возникающего вследствие ползучести каменной кладки  $e_k$  (см. (1.15)).

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t, \quad (1.18)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init}, \quad (1.19)$$

здесь  $M_{md}$  – расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении по высоте стены; определяют по значениям изгибающих моментов в нижнем и верхнем сечениях стены (см. рисунок 4.11);  $N_{md}$  – расчетное значение продольного усилия в среднем сечении по высоте стены;  $e_{hm}$  – эксцентриситет в среднем сечении по высоте стены от горизонтальных нагрузок (например, от ветровой нагрузки).



$M_{1d}$  – изгибающий момент на уровне нижней поверхности перекрытия;  
 $M_{md}$  – изгибающий момент в среднем сечении по высоте стены;  
 $M_{2d}$  – изгибающий момент на уровне верхней поверхности перекрытия

Рисунок 1.11 – Схема распределения продольных сил и изгибающих моментов по высоте стены

Для стен с гибкостью  $\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 15$  значение эксцентриситета  $e_k$ , допускается

принимать равным нулю.

### 1.6 Упрощенные методы определения изгибающих моментов в расчетных сечениях стены

Расчет изгибающих моментов в вертикально нагруженных стенах допускается выполнять на основе упрощенных моделей, учитывающих линейно-упругую работу каменной кладки. Различают две упрощенные расчетные модели стены: рамную модель и альтернативную шарнирную модель. В рамной модели значения изгибающих моментов в верхнем и нижнем сечениях стены определяют исходя из перераспределения изгибающего момента, возникающего в опорных сечениях перекрытий в узлах их сопряжения со стеной – пропорционально жесткостям стен и перекрытий, сходящихся в этих узлах. В случае опирания на стену деревянных перекрытий, а также когда общий эксцентриситет продольного усилия по результатам расчета рамной модели превышает  $0,45$  толщины стены  $t$ , сопряжение перекрытия со стеной считают шарнирным, при этом допускается принимать длину опирания перекрытия на стену не более  $0,1t$ , а эксцентриситет продольного усилия  $e \geq 0,45t$  (рисунок 1.12).

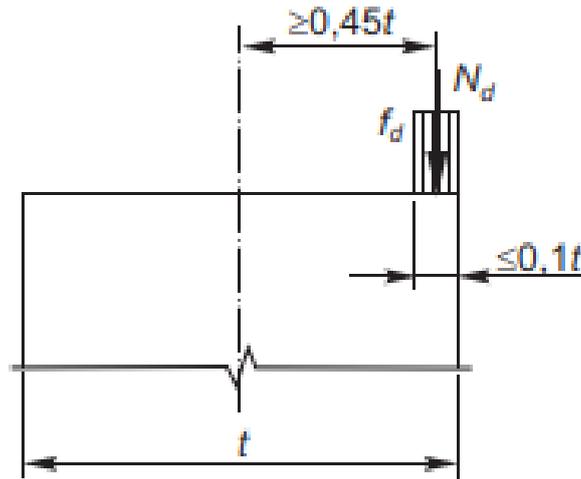


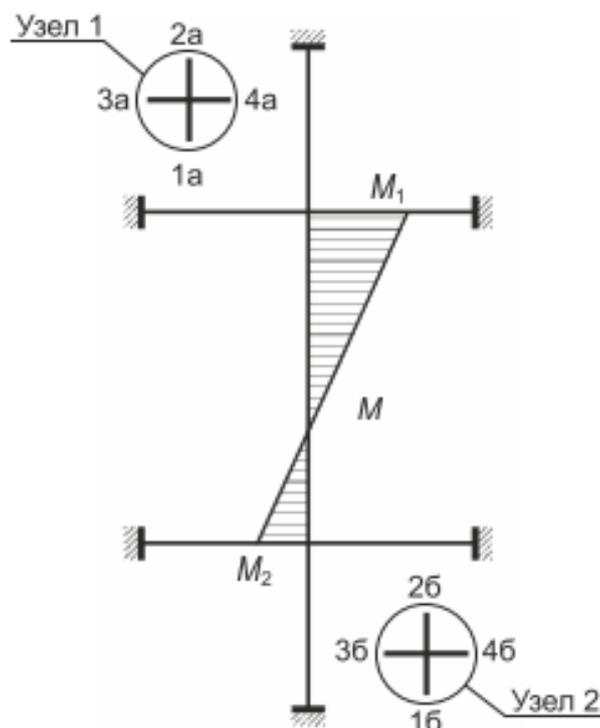
Рисунок 1.12 – Схема приложения продольного усилия при учете шарнирного сопряжения стен с перекрытием

В данном случае в инженерных расчетах изгибающий момент в верхнем сечении стены допускается определять путем умножения опорной реакции от перекрытия на эксцентриситет, равный  $0,45t$ , а изгибающий момент в нижнем сечении стены принимать равным нулю. Шарнирная модель стены может быть также использована при определении значений изгибающих моментов в стене при опирании на нее перекрытий по стальным балкам, когда балки опираются непосредственно на каменную укладку без железобетонного обвязочного пояса.

В соответствии с рамной моделью для стены, на которую опирание перекрытий производится с двух сторон, изгибающий момент  $M_1$ , возникающий в верхнем сечении стены (см. рисунок 1.13), рассчитывают по формуле (1.20):

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{h_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{h_4}} \cdot \left[ \frac{q_3 l_3^2}{4 \cdot (n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4 \cdot (n_4 - 1)} \right], \quad (1.20)$$

где  $n_i$  – коэффициент жесткости  $i$ -го стержня; принимают равным: 4 – в случае жесткого закрепления стержней в обоих узлах; 3 – в остальных случаях;  $E_i$  – модуль упругости  $i$ -го стержня; для всех видов конструкций из каменной кладки  $E_i = 1000f_k$ ;  $I_i$  – момент инерции  $i$ -го стержня; если в двухслойной стене с воздушным зазором нагрузка приложена только к одному слою стены, то  $I_i$  принимают равным моменту инерции нагруженного слоя стены;  $h_i$  – высота в свету  $i$ -го стержня;  $l_3, l_4$  – пролет в свету стержней 3 и 4 соответственно;  $q_3, q_4$  – расчетные значения равномерно распределенной нагрузки на стержни 3 и 4 соответственно; определяют с применением частных коэффициентов согласно СН 2.01.01 [3] для неблагоприятного воздействия.



Изгибающий момент  $M_1$  определяют для рамы а, изгибающий момент  $M_2$  – для рамы б.

Рисунок 1.13 – Упрощенная модель рамы

Изгибающий момент  $M_2$ , возникающий в нижнем сечении стены (см. рисунок 1.13), рассчитывают аналогично, подставляя в числителе  $n_2E_2I_2/h_2$  вместо  $n_1E_1I_1/h_1$ .

Когда в узле сопрягается менее четырех стержней (см. рисунок 1.13), моделирующих стены, простенки, столбы, а также элементы перекрытий, расчет изгибающих моментов выполняют с учетом фактического количества стержней. Закрепление свободных (не сходящихся в рассчитываемом узле) концов стержней принимают жестким, за исключением случаев, когда стержни не могут воспринимать изгибающие моменты. В этом случае закрепление свободных концов стержней допускается принимать шарнирным.

Если опирание перекрытия осуществляется не на всю толщину стены, то изгибающие моменты в верхнем и нижнем сечениях стены определяют из условия, что реакция от перекрытия приложена на расстоянии от внутренней грани стены равном половине длины опирания перекрытия (рисунок 1.14).

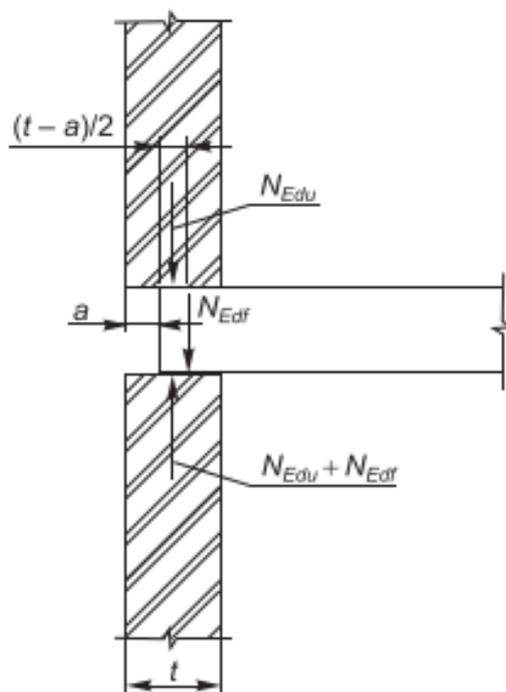


Рисунок 1.14 – Схема усилий в узле опирания плиты перекрытия на стену при глубине опирания менее толщины стены

В соответствии с рисунком 1.14 расчетные значения изгибающих моментов над перекрытием  $M_{Edu}$  и под перекрытием  $M_{Edf}$  определяют по формулам (4.21) и (4.22).

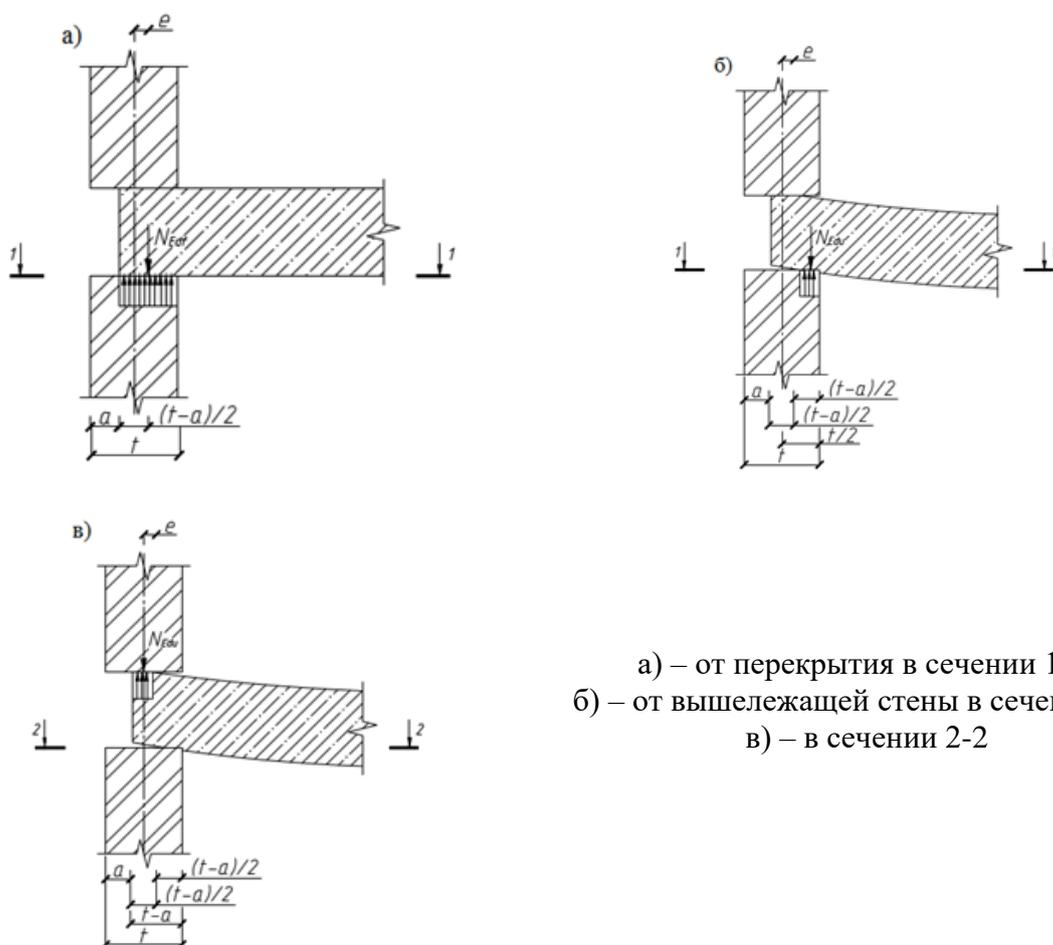
$$M_{Edu} = N_{Edu} \cdot \frac{(t - 3a)}{4}, \quad (1.21)$$

$$M_{Edf} = N_{Edf} \cdot \frac{a}{2} + N_{Edu} \cdot \frac{(t + a)}{4}, \quad (1.22)$$

где  $N_{Edu}$  – расчетное значение продольного усилия над перекрытием;  $N_{Edf}$  – расчетное значение продольного усилия под перекрытием;  $a$  – расстояние от наружной поверхности стены до торца перекрытия.

Следует отметить, что значения изгибающих моментов, полученные по формулам (1.21) и (1.22), можно применять для расчета эксцентриситетов только в том случае, если они меньше значений изгибающих моментов, определенных в соответствии с (1.20).

На рисунке 1.15 приведены схемы передачи нагрузки от стен и перекрытия для расчета эксцентриситетов в верхнем (1-1) и нижнем (2-2) сечениях несущей стены при опирании перекрытия на части ее толщины.



а) – от перекрытия в сечении 1-1;  
 б) – от вышележащей стены в сечении 1-1;  
 в) – в сечении 2-2

Рисунок 1.15 – Схемы передачи нагрузки от стен и перекрытия в верхнем и нижнем сечениях несущей стены

В случае передачи нагрузки на стену от перекрытия предполагают, что она приложена равномерно по всей длине опирания перекрытия на стену (рисунок 1.15а). При этом эксцентриситет приложения реакции от перекрытия  $N_{Edf}$  в сечении 1-1:

$$e = a + \frac{t-a}{2} - \frac{t}{2} = \frac{a}{2}. \quad (1.23)$$

При расчете эксцентриситета приложения нагрузки от вышележащей стены учитывают возможный поворот сечений перекрытия на опоре (рисунок 1.15б), вследствие чего передача нагрузки на стену от перекрытия осуществляется не по всей длине его опирания. Принимают, что нагрузка на несущую стену передается равномерно по длине контакта перекрытия со стеной, которая равна половине длины опирания перекрытия. В этом случае эксцентриситет приложения нагрузки от вышележащей стены  $N_{Edu}$  в сечении 1-1:

$$e = \frac{t}{2} - \frac{t-a}{4} = \frac{t+a}{4}. \quad (1.24)$$

В нижнем сечении стены 2-2, так же как и в верхнем, предполагается, что нагрузка от вышележащих этажей передается локально вследствие поворота опорного сечения перекрытия (рисунок 1.15в). При этом расчет эксцентриситета нагрузки  $N_{Edu}$  в сечении стены 2-2 выполняют из условия, что длина зоны контакта стены с перекрытием равна половине длины опирания перекрытия на несущую стену.

$$e = \frac{3t - 3a}{4} - \frac{t}{2} = \frac{t - 3a}{4}. \quad (1.25)$$

Значения эксцентриситетов, полученные по формулам (4.23) и (4.24), используют в формуле (1.22) при расчете изгибающих моментов в верхнем сечении стены, а значение эксцентриситета, полученное по формуле (1.25), при расчете изгибающих моментов в нижнем сечении стены (см. (1.21)).

### 1.7 Податливость узла сопряжения стены с перекрытием

Рамная модель предполагает жесткое соединение стержней, сходящихся в узлах, и полную передачу изгибающего момента от перекрытия стенам. В реальности узел сопряжения плит перекрытия со стеной не является жестким, а обладает определенной податливостью. Мерой податливости узла сопряжения перекрытия со стеной является величина приращения угла поворота сечения перекрытия  $\theta_{pl}$  вследствие пластических деформаций по отношению к углу поворота  $\theta_0$  сечения перекрытия, жестко связанного со стеной (рисунок 1.16).

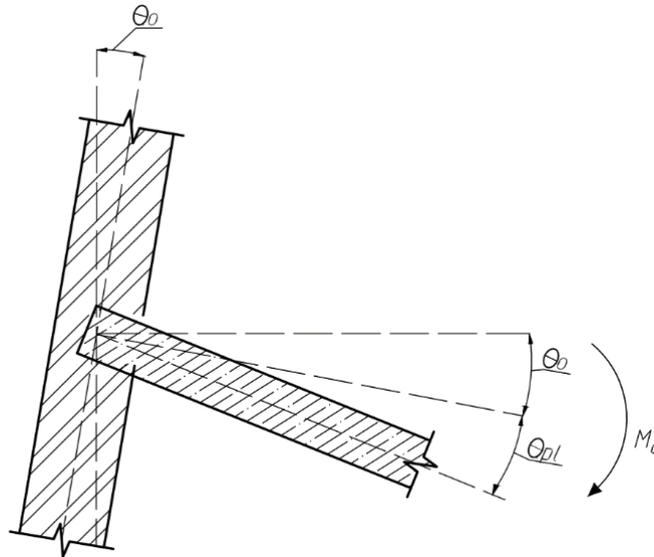


Рисунок 1.16 – Податливость узла сопряжения перекрытия со стеной

Податливость узла сопряжения перекрытия со стеной зависит от деформационных свойств каменной кладки стен, глубины заделки перекрытий в стену, а также уровня сжимающих напряжений, действующих в соединении перекрытий со стенами. Вследствие упругоподатливого соединения перекрытий со стенами возникающие в них изгибающие моменты оказываются ниже, чем при жестком сопряжении стен и перекрытий. Степень податливости узлов обычно оценивают коэффициентом податливости  $\eta$ , равным отношению фактического изгибающего момента в перекрытии и стенах к теоретическому изгибающему моменту, подсчитанному при условии их жесткого сопряжения.

Экспериментальные исследования показывают, что в зависимости от этажности здания и глубины заделки перекрытий в стены коэффициент податливости узлов сопряжения плит пустотного настила со стенами из кирпича находится в пределах 0,51–0,7.

Определение изгибающих моментов в стене допускается выполнять, принимая жесткое или упругоподатливое соединение стержней в узлах рамной модели. В случае упругоподатливого соединения значение коэффициента податливости определяют экспериментально или рассчитывают по формуле (1.26)

$$\eta = (1 - k_m / 4), \quad (1.26)$$

где  $k_m$  – отношение жесткости перекрытия к жесткости стены; определяют по формуле (1.27)

$$k_m = \frac{\frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}} \leq 2. \quad (1.27)$$

В формуле (1.27) приняты такие же обозначения, как и в формуле (1.20).

### 1.8 Расчетная высота и толщина стены

При определении расчетной высоты стены  $h_{ef}$  учитывают относительную жесткость элементов конструкций, соединенных со стеной, а также вид соединений. Жесткость стены может быть повышена за счет опирания на нее конструкций перекрытий или покрытия, примыкания к ней поперечных стен или любых других жестких элементов, с которыми данная стена соединяется.

Стену рассматривают как раскрепленную ребрами (диафрагмами) жесткости, если:

– в сопряжении стены с раскрепляющими элементами отсутствует возможность образование вертикальных трещин, т. е. соблюдаются следующие условия:

а) стену и раскрепляющие элементы изготавливают из материалов с приблизительно одинаковыми деформационными свойствами;

б) на стену и раскрепляющие элементы действует приблизительно одинаковая нагрузка;

в) стены и раскрепляющие элементы возводят одновременно вперевязку и при их расчете не подтверждается существенная разница перемещений вследствие усадки, нагрузки и др.;

– растягивающие и сжимающие усилия в сопряжении стены с раскрепляющими элементами воспринимаются анкерными связями или аналогичными вспомогательными изделиями.

Длина диафрагмы жесткости, которую учитывают при определении  $h_{ef}$ , должна быть не менее 1/5 высоты этажа, толщина – не менее  $0,3t_{ef}$  (где  $t_{ef}$  – расчетная толщина раскрепленной стены). При наличии в диафрагме жесткости проемов минимальная длина участков между ними должна соответствовать размеру, указанному на рисунке 1.17, а длина участка диафрагмы жесткости за каждым проемом должна составлять не менее 1/5 высоты этажа.

Если длина раскрепляемой стены  $l \geq 30t$  (где  $t$  – толщина раскрепленной стены), при раскреплении по двум вертикальным граням, а также  $l \geq 15t$ , при раскреплении по одной вертикальной грани, то такую стену рассматривают как конструкцию с закреплением только по верху (при наличии перекрытия) и по низу.

В том случае, когда раскрепленная стена ослаблена вертикальными бороздами и (или) выемками, которые не соответствуют нормативным требованиям, то в качестве толщины стены из каменной кладки  $t$  на участках борозд или выемок принимают остаточную толщину. Если остаточная толщина стены из каменной кладки составляет менее половины ее заданной толщины, то границы стен или их участков вдоль борозд или выемок считают свободными (не имеющих связи со смежными стенами или их участками).

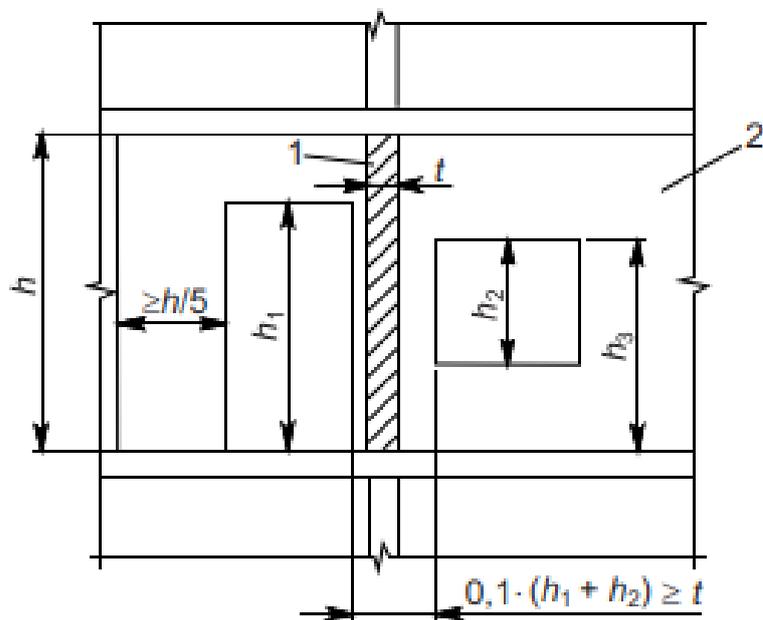
При определении расчетной высоты стены ее рассматривают как не раскрепленную в зоне проема, если размеры проемов, удовлетворяют одному из следующих условий:

- высота проема в свету превышает 1/4 высоты раскрепленного участка стены;
- ширина проема в свету превышает 1/4 длины раскрепленного участка стены (между поперечными стенами или ребрами жесткости);
- площадь проема превышает 1/10 общей площади раскрепленного участка стены.

Расчетную высоту стены  $h_{ef}$ , м, определяют по формуле

$$h_{ef} = \rho_n h, \quad (1.28)$$

где  $h$  – высота в свету стены (в пределах этажа), м;  $\rho_n$  – понижающий коэффициент; принимают в зависимости от способов закрепления верхней и нижней граней стены, а также раскрепления ее вертикальными ребрами жесткости.



- 1 – раскрепляемая стена; 2 – диафрагма жесткости (раскрепляющая стена)  
 $h$  – высота стены в свету;  $h_1$  – высота проема в диафрагме жесткости;  
 $h_2$  – высота оконного проема;  $h_3$  – высота дверного проема (при расположении дверей по обеим сторонам от раскрепляемой стены);  $t$  – толщина раскрепляемой стены

Рисунок 1.17 – Минимально допустимые размеры диафрагм жесткости (раскрепляющих стен) с проемами

Значения понижающего коэффициента  $\rho_n$  принимают:

– для стен, имеющих по верхнему и нижнему обреза опоры в виде железобетонных плит перекрытия или покрытия, расположенных с двух сторон от рассматриваемой стены на одном уровне или с одной стороны при глубине опирания на стену не менее  $2/3$  толщины стены,  $\rho_2 = 0,75$ ; если эксцентриситет нагрузки по верхнему обрезу стены не превышает  $0,25t$  (где  $t$  – расчетная толщина стены),  $\rho_2 = 1,0$ ;

– для стен, имеющих по верхнему и нижнему обреза опоры в виде деревянных перекрытий или покрытий, расположенных с двух сторон от рассматриваемой стены на одном уровне или с одной стороны при глубине опирания на стену не менее  $2/3$  толщины стены и не менее 85 мм,  $\rho_2 = 1,0$ ;

– для стен, имеющих опоры по верхнему и нижнему обреза и раскрепленных ребром жесткости по одной вертикальной грани, определяют по формулам: при  $h \leq 3,5l$  с учетом  $\rho_2$  в зависимости от способа закрепления

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{\rho_2 h}{3l} \right]^2} \cdot \rho_2; \quad (1.29)$$

при  $h > 3,5l$

$$\rho_3 = \frac{1,5l}{h} \geq 0,3, \quad (1.30)$$

где  $l$  – длина стены (участка стены), м;

– для стен, имеющих опоры по верхнему и нижнему обреза и раскрепленных ребрами жесткости по двум вертикальным граням, определяют по формулам:

при  $h \leq 1,15l$  с учетом  $\rho_2$  в зависимости от способа закрепления

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \cdot \rho_2; \quad (1.31)$$

при  $h > 1,15l$

$$\rho_4 = \frac{0,5l}{h}. \quad (1.32)$$

Значения понижающих коэффициентов  $\rho_3$  и  $\rho_4$  допускается определять по номограммам, приведенным на рисунках 1.18 и 1.19.

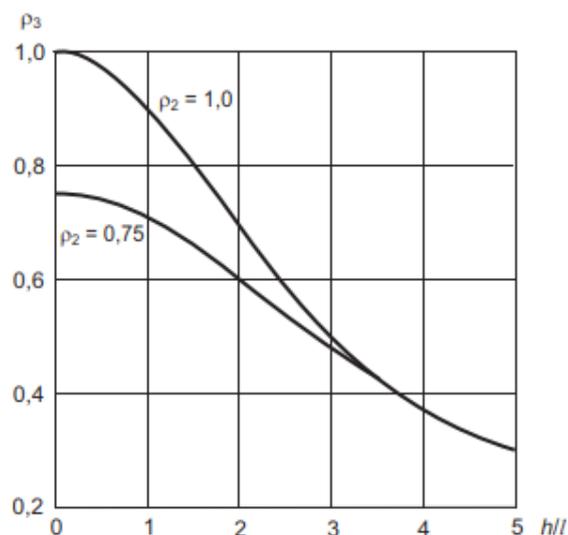


Рисунок 1.18 – Значения  $\rho_3$  согласно формулам (1.29) и (1.30)

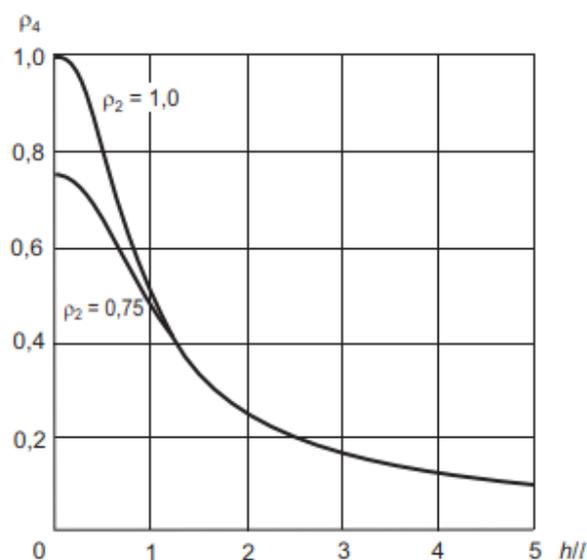


Рисунок 1.19 – Значения  $\rho_4$  согласно формулам (1.31) и (1.32)

Расчетную толщину  $t_{ef}$  однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, однослойных стен с облицовочным слоем, стен с полосовым заполнением горизонтальных растворных швов кладочным раствором, а также стен с зазорами, заполненными бетоном или раствором, принимают равной фактической толщине каменной кладки.

Если стена имеет пилястры (рисунок 1.20), то ее расчетную толщину  $t_{ef}$ , определяют по формуле (1.33).

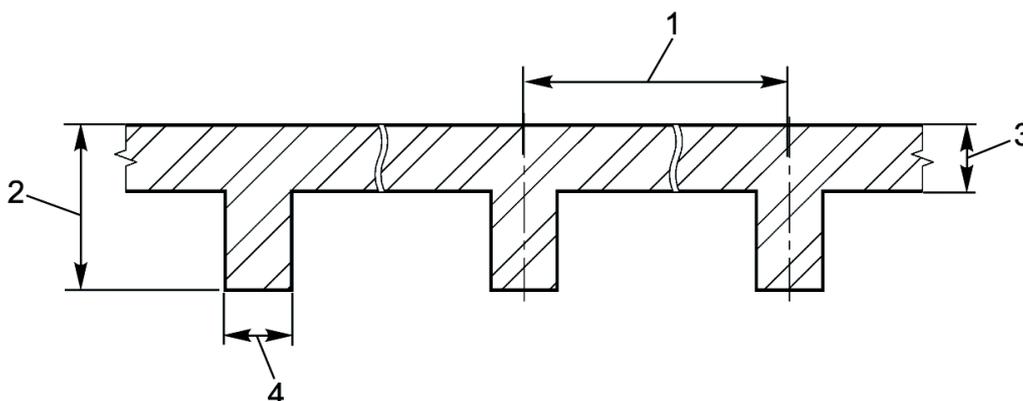
$$t_{ef} = \rho_t \cdot t, \quad (1.33)$$

где  $\rho_t$  – коэффициент жесткости; определяют по таблице 1.1;  $t$  – толщина стены.

Таблица 1.1 – Коэффициент жесткости  $\rho_t$  для стен, раскрепленных пилястрами

Отношение расстояния между пилястрами (по осям) к ширине пилястры	Коэффициент $\rho_t$ при отношении высоты пилястры к фактической толщине стены		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

*Примечание* – Промежуточные значения определяют линейной интерполяцией.



1 – расстояние между пилястрами; 2 – высота пилястры;  
3 – толщина стены; 4 – ширина пилястры

Рисунок 1.20 – Геометрические параметры стен с пилястрами

Расчетную толщину  $t_{ef}$  двухслойной стены с воздушным зазором, слои которой соединены анкерными связями, определяют по формуле (1.34):

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{t,ef} \cdot t_1^3 + t_2^3}, \quad (1.34)$$

где  $t_1, t_2$  – фактическая толщина слоев каменной кладки или их расчетная толщина, определяемая по формуле (3.29), если она является определяющей; при этом  $t_1$  – толщина наружного или несущего слоя каменной кладки,  $t_2$  – толщина внутреннего или несущего слоя каменной кладки;

$k_{t,ef}$  – коэффициент; принимают равным отношению модулей упругости  $E_1 / E_2$  слоев каменной кладки толщиной  $t_1$  и  $t_2$  соответственно, но не более 2.

Если в двухслойной стене с воздушным зазором нагрузка передается только на один слой, то для определения расчетной толщины стены применяют формулу (1.34) при условии передачи анкерными связями усилий от нагруженного слоя стены на ненагруженный. При этом толщину ненагруженного слоя каменной кладки принимают не более толщины нагруженного слоя каменной кладки.

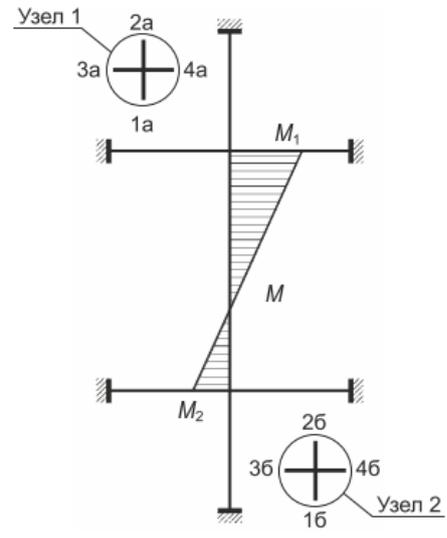
## 1.9 Алгоритм проверки предельного состояния несущей способности стены базовым методом

Алгоритм проверки предельного состояния несущей способности стены базовым методом на основе рамной или шарнирной моделей стены приведен в таблице 1.2. В таблице 1.2 в скобках указаны номера положений, формул, таблиц и приложений согласно СП 5.02.01 [4].

Таблица 1.2 – Алгоритм проверки предельного состояния несущей способности стены базовым методом

1	<p><b>Исходные данные:</b> вид кладочных изделий и раствора, толщина кладки <math>t</math>, ширина анализируемого участка стены <math>b</math>, пролет перекрытия в свету <math>l_f</math>, высота стены в свету <math>h</math>, длина стены <math>l</math>, расчетное значение вертикального усилия в анализируемых сечениях стены <math>N_{Ed}</math> (<math>N_{1,Ed}</math>, <math>N_{2,Ed}</math>, <math>N_{m,Ed}</math>), расчетное значение ветрового воздействия на единицу поверхности стены <math>q_{Ewd}</math></p>
2	<p>Определяют расчетное значение высоты стены:</p> $h_{ef} = \rho_n h,$ <p>где <math>h</math> – высота в свету стены (в пределах этажа), м; <math>\rho_n</math> – понижающий коэффициент; принимают в зависимости от способов закрепления верхней и нижней граней стены, а также раскрепления ее вертикальными ребрами жесткости (<math>\rho_2</math>, <math>\rho_3</math>, <math>\rho_4</math> – согласно 8.5.1.15)</p>
3	<p>Определяют расчетное значение толщины стены:</p> <p><math>t_{eff} = t</math> для однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, однослойных стен с облицовочным слоем, стен с полосовым заполнением горизонтальных растворных швов кладочным раствором, а также стен с зазорами, заполненными бетоном или раствором (8.5.1.16); для стен, раскрепленных пилястрами</p> $t_{ef} = \rho_t t,$ <p>где <math>\rho_t</math> – коэффициент жесткости (таблица 8.1); <math>t</math> – толщина стены (8.5.1.17); для двухслойной стены с воздушным зазором, слои которой соединены анкерными связями в соответствии с 9.5</p> $t_{ef} = \sqrt[3]{k_{t,ef} t_1^3 + t_2^3},$ <p>где <math>t_1</math>, <math>t_2</math> – фактическая толщина слоев каменной кладки или их расчетная (эффективная) толщина, если она является определяющей; при этом <math>t_1</math> – толщина наружного или ненесущего слоя каменной кладки, <math>t_2</math> – толщина внутреннего или несущего слоя каменной кладки; <math>k_{t,ef}</math> – коэффициент, равный отношению модулей упругости <math>E_1 / E_2</math> слоев каменной кладки толщиной <math>t_1</math> и <math>t_2</math> соответственно, но не более 2 (8.5.1.18)</p>
4	<p>Определяют гибкость стены:</p> $\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27.$
5	<p>Определяют характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки <math>f_k</math> в зависимости от вида и нормированной прочности на сжатие кладочных изделий <math>f_b</math>, а также вида и прочности на сжатие кладочного раствора <math>f_m</math> (6.5.1).</p>
6	<p>Определяют значение модуля упругости каменной кладки (6.6.2.1)</p> $E = f_k \cdot K_E,$

Продолжение таблицы 1.2

6	<p>где <math>K_E</math> принимают равным:          1000 – для каменной кладки, выполненной на кладочном растворе прочностью на сжатие <math>f_m \geq 5</math> МПа (за исключением каменной кладки из кладочных изделий из автоклавного ячеистого бетона);          600 – для кладки из кладочных изделий из автоклавного ячеистого бетона, а также каменной кладки из других видов кладочных изделий на кладочном растворе прочностью на сжатие <math>f_m &lt; 5</math> МПа</p>
7	<p>Определяют расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки:</p> $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$ <p>где <math>\gamma_M</math> – частный коэффициент для характеристик свойств материалов каменной кладки (таблица 5.1).  <b>Внимание!</b> Если площадь поперечного сечения стены менее <math>0,1 \text{ м}^2</math>, расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки <math>f_d</math> умножают на понижающий коэффициент <math>K_A</math>, определяемый по формуле</p> $K_A = 0,7 + 3A, \quad (9.2)$ <p>где <math>A</math> – площадь поперечного сечения стены, <math>\text{м}^2</math> (9.1.2.3)</p>
8	<p>Определяют значения моментов инерции поперечных сечений стены и перекрытий</p>
9а	<p>Определяют изгибающие моменты в сечениях стены под и над перекрытием <math>M_{1d}</math>, <math>M_{2d}</math> (приложение Д).          В случае опирания перекрытий на стены с эксцентриситетом приложения нагрузки <math>e_i \leq 0,45t</math>, за исключением перекрытий по деревянным балкам</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p><b>Узел №1</b></p> $k_{m1} = \frac{\frac{n_3 E_{3a} I_{3a}}{l_{3a}} + \frac{n_4 E_{4a} I_{4a}}{l_{4a}}}{\frac{n_1 E_{1a} I_{1a}}{h_{1a}} + \frac{n_2 E_{2a} I_{2a}}{h_{2a}}} \leq 2,$ <p>где <math>n_i</math> – коэффициент жесткости <math>i</math>-го стержня; принимают равным:          4 – в случае жесткого закрепления стержней в обоих узлах;          3 – в остальных случаях;</p>

Продолжение таблицы 1.2

$E_i$  – модуль упругости  $i$ -го стержня;  $I_i$  – момент инерции  $i$ -го стержня; если в двухслойной стене с воздушным зазором нагрузка приложена только к одному слою стены, то  $I_i$  принимают равным моменту инерции нагруженного слоя стены;  $h_i$  – высота в свету  $i$ -го стержня;  $l_3, l_4$  – пролет в свету стержней 3 и 4 соответственно.

Коэффициент податливости узла № 1:

$$\eta_1 = (1 - k_{m1} / 4);$$

Узел № 2

$$k_{m2} = \frac{\frac{n_3 E_{3b} I_{3b}}{l_{3b}} + \frac{n_4 E_{4b} I_{4b}}{l_{4b}}}{\frac{n_1 E_{1b} I_{1b}}{h_{1b}} + \frac{n_2 E_{2b} I_{2b}}{h_{2b}}} \leq 2.$$

Коэффициент податливости узла № 2:

$$\eta_2 = (1 - k_{m2} / 4).$$

Расчетное значение изгибающего момента под перекрытием верхнего этажа (в узле № 1):

$$M_{1d} = \frac{\frac{n_1 E_{1a} I_{1a}}{h_{1a}}}{\frac{n_1 E_{1a} I_{1a}}{h_{1a}} + \frac{n_2 E_{2a} I_{2a}}{h_{2a}} + \frac{n_3 E_{3a} I_{3a}}{h_{3a}} + \frac{n_4 E_{4a} I_{4a}}{h_{4a}}} \cdot \left[ \frac{q_3 l_{3a}^2}{4 \cdot (n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_{4a}^2}{4 \cdot (n_4 - 1)} \right] \cdot \eta_1,$$

$q_3, q_4$  – расчетные значения равномерно распределенной нагрузки на стержни 3 и 4 соответственно; определяют с применением частных коэффициентов согласно СН 2.01.01 для неблагоприятного воздействия.

Расчетное значение изгибающего момента над перекрытием нижнего этажа (в узле № 2):

$$M_{2d} = \frac{\frac{n_1 E_{1b} I_{1b}}{h_{1b}}}{\frac{n_1 E_{1b} I_{1b}}{h_{1b}} + \frac{n_2 E_{2b} I_{2b}}{h_{2b}} + \frac{n_3 E_{3b} I_{3b}}{h_{3b}} + \frac{n_4 E_{4b} I_{4b}}{h_{4b}}} \cdot \left[ \frac{q_3 l_{3b}^2}{4 \times (n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_{4b}^2}{4 \times (n_4 - 1)} \right] \cdot \eta_2.$$

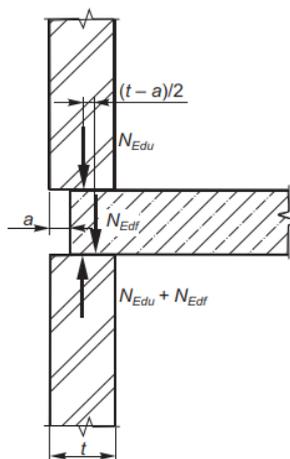
9б В случае деревянных перекрытий, а также если при значениях изгибающих моментов установленных согласно 9а  $M_{1d}/N_{1Ed} \geq 0,45t$ , принимают шарнирное соединение перекрытия со стенами. В этих случаях изгибающий момент под перекрытием верхнего этажа  $M_{Edf} = N_{Edf} \cdot 0,45t$ , а изгибающий момент над перекрытием нижнего этажа  $M_{Edu} = 0$

9в Если глубина опирания плиты перекрытия менее толщины стены, значения изгибающих моментов над перекрытием  $M_{Edu}$  и под перекрытием  $M_{Edf}$  определяют по формулам:

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

$$M_{Edf} = N_{Edf} \cdot \frac{a}{2} + N_{Edu} \cdot \frac{(t + a)}{4}, \quad (Д.5)$$

где  $N_{Edu}$  – расчетное значение продольного усилия над перекрытием;  $N_{Edf}$  – расчетное значение продольного усилия под перекрытием;  $a$  – расстояние от наружной поверхности стены до торца перекрытия.



**Внимание!** Значение изгибающих моментов  $M_{Edu}$  и  $M_{Edf}$  принимают не более значений изгибающих моментов  $M_{1d}$  и  $M_{2d}$ , установленных согласно 9а

10 Определяют значения изгибающих моментов в среднем сечении по высоте стены  $M_{md}$ , принимая линейную зависимость между значениями изгибающих моментов в нижнем и верхнем сечениях стены.

11 Определяют значения эксцентриситетов продольного усилия  $e_i$  в сечениях стены под и над перекрытиями (9.1.2.8):

- случайный эксцентриситет  $e_{init} = h_{ef} / 450$ ;
- эксцентриситет, вызванный действием горизонтальных воздействий (например, ветра)  $e_{he,1} = \frac{M_{wd}}{N_{1,Ed}}$ ,  $e_{he,2} = \frac{M_{wd}}{N_{2,Ed}}$ ,

где  $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{16}$  при определении изгибающих моментов согласно 9а;  $M_{wd} = 0$  при определении изгибающих моментов согласно 9б и 9в;  $N_{1,Ed}$  и  $N_{2,Ed}$  – расчетные значения продольного усилия в верхнем и нижнем сечениях стены.

Результирующий эксцентриситет в верхнем или нижнем сечениях стены:

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

где  $i=1$  или  $2$ .

**Внимание!** Если значение эксцентриситета продольного усилия  $M_{id}/N_{id} \geq 0,45t$ , расчет выполняют согласно 9б

12 Определяют значения эксцентриситета продольного усилия  $e_{mk}$  в среднем сечении стены (9.1.2.8):

- эксцентриситет, вызванный действием горизонтальных воздействий (например, ветра) в среднем сечении  $e_{hm} = \frac{M_{wd}}{N_{m,Ed}}$ ,

где  $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{16}$  или  $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{8}$ , в зависимости от расчетной схемы стены;

–  $N_{md}$  – расчетное значение продольного усилия в среднем сечении стены.

Результирующий эксцентриситет в среднем сечении стены:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init},$$

Окончание таблицы 1.2

12	<p>Эксцентриситет, возникающий вследствие ползучести каменной кладки:</p> $e_k = 0,002\Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{te_m},$ <p>где <math>h_{eff}</math> – расчетная высота стены; <math>t_{eff}</math> – расчетная толщина стены; <math>\Phi_\infty</math> – предельное значение коэффициента ползучести каменной кладки (6.6.4). Суммарный эксцентриситет в среднем сечении стены:</p> $e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t,$ <p><b>Внимание!</b> Для стен с гибкостью <math>\lambda_c = 15</math> и менее эксцентриситет <math>e_k</math>, возникающий вследствие ползучести каменной кладки, допускается принимать равным нулю</p>
13	<p>Определяют значения коэффициентов уменьшения сопротивления сжатию для верхнего и нижнего сечения стены (9.1.2.8):</p> $\Phi_i = 1 - 2 \times \frac{e_i}{t},$ <p>где <math>i=1</math> или <math>2</math></p>
14	<p>Определяют значения коэффициента уменьшения сопротивления сжатию для среднего сечения стены (приложение Л):</p> $\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}},$ <p>где</p> $A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t};$ $u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}, \quad (\text{Л.3})$ <p>здесь</p> $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}}.$ <p><math>e</math> – основание натурального логарифма</p>
15	<p>Определяют площадь поперечного сечения анализируемого участка стены:</p> $A = b \cdot t$
16	<p>Определяют расчетное значение сопротивления сжатию в верхнем, нижнем и среднем сечениях стены (9.1.2.2) и выполняют проверку предельного состояния несущей способности:</p> $N_{1,Rd} = \Phi_1 f_d A \geq N_{1,Ed},$ $N_{2,Rd} = \Phi_2 f_d A \geq N_{2,Ed}$ $N_{m,Rd} = \Phi_m f_d A \geq N_{m,Ed}$

### 1.10 Упрощенные методы проверки предельного состояния несущей способности стены

СП 5.01.02 [4] предлагает два варианта упрощенного метода расчета сопротивления сжатию вертикально нагруженных стен  $N_{Rd}$ , применение которых определяется размерами анализируемого объекта и условиями опирания стен. В первом варианте коэффициент уменьшения сопротивления стены сжатию является постоянной величиной, зависящей только от гибкости стены, а во втором варианте этот коэффициент является переменной величиной, зависящей от гибкости стены

и расчетного пролета перекрытия. В отличие от базового метода расчета в упрощенных методах сопротивление стены сжатию определяют только в одном сечении стены, где имеют место максимальные значения вертикального усилия.

Первый вариант упрощенного метода определения  $N_{Rd}$  допускается применять, если соблюдаются следующие условия:

- по высоте здание 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, но не менее чем на 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  $h_{ef}/t_{ef}$  внутренних и наружных стен не превышает 21.

Расчетное значение сопротивления сжатию сечения вертикально нагруженной однослойной стены определяют по формуле

$$N_{Rd} = c_A f_d A, \quad (1.35)$$

где  $c_A = 0,50$ , если  $h_{ef}/t_{ef} \leq 18$ ;  $c_A = 0,36$ , если  $21 \geq h_{ef}/t_{ef} > 18$ ;  $f_d$  – расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки;  $A$  – площадь поперечного сечения несущей стены за исключением отверстий.

Алгоритм расчета сопротивления сжатию стены упрощенным методом (вариант 1) приведен в таблице 1.3. В таблице 1.3 в скобках указаны номера положений, формул, таблиц согласно [4].

Таблица 1.3 Алгоритм проверки предельного состояния несущей способности стены упрощенным методом (вариант 1)

1	<b>Исходные данные:</b> вид кладочных изделий и раствора, толщина стены $t$ , ширина анализируемого участка стены $b$ , высота стены в свету $h$ , расчетное значение вертикального усилия в анализируемом сечении стены $N_{Ed}$
2	Проверяют выполнения условий применения упрощенного метода расчета сопротивления стены сжатию (9.4.1.1)
3	Определяют характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки $f_k$ в зависимости от вида, нормированной прочности на сжатие кладочных изделий $f_b$ , а также вида и прочности на сжатие кладочного раствора $f_m$ (6.5.1)

Окончание таблицы 1.3

4	<p>Определяют расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки: <math>f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}</math>,</p> <p>где <math>\gamma_M</math> – частный коэффициент для характеристик свойств материалов каменной кладки (таблица 5.1).</p> <p><b>Внимание!</b> Если площадь поперечного сечения стены, простенка или столба менее <math>0,1 \text{ м}^2</math>, расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки <math>f_d</math> умножают на понижающий коэффициент <math>K_A</math>, определяемый по формуле</p> $K_A = 0,7 + 3A, \quad (9.2)$ <p>где <math>A</math> – площадь поперечного сечения стены, <math>\text{м}^2</math> (9.1.2.3)</p>
5	<p>Определяют расчетное значение высоты стены:</p> $h_{ef} = \rho_n h,$ <p>где <math>h</math> – высота в свету стены (в пределах этажа), м; <math>\rho_n</math> – понижающий коэффициент; принимают в зависимости от способов закрепления верхней и нижней граней стены, а также раскрепления ее вертикальными ребрами жесткости (<math>\rho_2, \rho_3, \rho_4</math> – согласно (9.1.3.7))</p>
6	<p>Определяют расчетное значение толщины стены:</p> <p><math>t_{eff} = t</math> для однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, однослойных стен с облицовочным слоем, стен с полосовым заполнением горизонтальных растворных швов кладочным раствором, а также стен с зазорами, заполненными бетоном или раствором (8.5.1.16);</p> <p>для стен раскрепленных пилястрами</p> $t_{ef} = \rho_t t,$ <p>где <math>\rho_t</math> – коэффициент жесткости (таблица 8.1); <math>t</math> – толщина стены (8.5.1.17);</p> <p>для двухслойной стены с воздушным зазором, слои которой соединены анкерными связями в соответствии с (9.5)</p> $t_{ef} = \sqrt[3]{k_{t,eff} t_1^3 + t_2^3},$ <p>где <math>t_1, t_2</math> – фактическая толщина слоев каменной кладки или их расчетная (эффективная) толщина, если она является определяющей; при этом <math>t_1</math> – толщина наружного или несущего слоя каменной кладки, <math>t_2</math> – толщина внутреннего или несущего слоя каменной кладки; <math>k_{t,eff}</math> – коэффициент равный отношению модулей упругости <math>E_1/E_2</math> слоев каменной кладки толщиной <math>t_1</math> и <math>t_2</math> соответственно, но не более 2 (8.5.1.18)</p>
7	<p>Определяют гибкость стены:</p> $\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 21$
8	<p>Определяют площадь поперечного сечения анализируемого участка стены:</p> $A = b \cdot t$
9	<p>Определяют значение коэффициента уменьшения сопротивления сечения стены сжатию <math>c_A</math> (п. 9.1.4.3):</p> <p><math>c_A = 0,50</math> – при <math>h_{ef} / t_{ef} \leq 18</math>;</p> <p><math>c_A = 0,36</math> – при <math>18 &lt; h_{ef} / t_{ef} \leq 21</math></p>
10	<p>Определяют расчетное значение сопротивления сжатию <math>N_{Rd}</math> сечения вертикально нагруженной однослойной стены (9.1.4.3) и выполняют проверку предельного состояния несущей способности:</p> $N_{Rd} = c_A f_d A \geq N_{Ed}$

Второй вариант упрощенного метода определения  $N_{Rd}$  применяют, если высота здания над уровнем земли не превышает  $h_m$ ; для зданий со скатной крышей высоту определяют как среднюю высоту  $h_a$ , (рисунок 1.21):

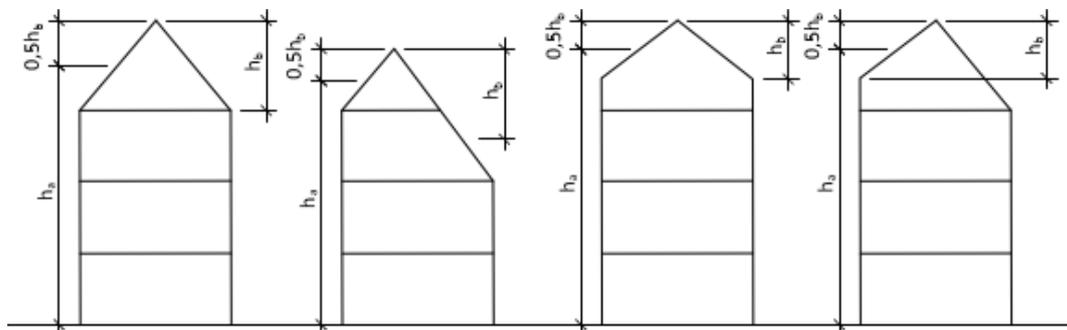


Рисунок 1.21 – Определение высоты здания

- класс контроля выполнения работ I –  $h_m = 16$  м;
- класс контроля выполнения работ II –  $h_m = 12$  м;
- 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 должна превышать 14,0 м;
- высота в свету стены (в пределах этажа) не превышает, м:
  - 3,2 – при общей высоте здания, м, более 7;
  - 4,0 – то же не более 7;
- характеристические значения переменных воздействий на перекрытия и конструкции крыши не превышают  $5,0$  кН/м<sup>2</sup>;
- стены раскреплены конструкциями перекрытий и крыши в горизонтальном направлении под прямыми углами 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  $\Phi_\infty$  не превышает 2;
- 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.

Для стен, являющихся крайними опорами перекрытий (рисунок 1.22), упрощенный метод расчета и применяют, если длина пролета перекрытия  $l_f$ , м, отвечает условиям:

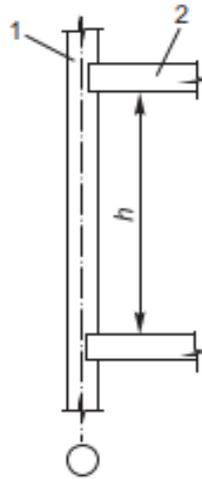
$$- l_f \leq 7 \text{ м при } N_{Ed} \leq kgtbf_d; \quad (1.36a)$$

не превышает меньшее из значений:

$$- 4,5 + 10t \text{ и } 7,0 \text{ при } f_d > 2,5 \text{ МПа}; \quad (1.36б)$$

$$- 4,5 + 10t \text{ и } 6,0 \text{ при } f_d \leq 2,5 \text{ МПа}, \quad (1.36д)$$

где  $N_{Ed}$  – расчетное значение продольного усилия от действующей вертикальной нагрузки;  $t$  – фактическая толщина стены;  $b$  – расчетная ширина участка стены;  $f_d$  – расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки;



1 – стена, 2 – перекрытие

Рисунок 1.22 – Стена, являющаяся крайней опорой

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

$$t \geq \frac{c_1 q_{Ewd} b h^2}{N_{Ed}} + c_2 h, \quad (1.37)$$

где  $h$  – высота стены в свету (см. рисунок 1.22);  $q_{Ewd}$  – расчетное значение ветрового воздействия, равномерно распределенного по площади стены;  $b$  – расчетная ширина участка стены;  $t$  – фактическая толщина стены;  $\alpha$  – коэффициент,  $\alpha = \frac{N_{Ed}}{t b f_d}$ ;  $c_1$ ,  $c_2$  – коэффициенты, принимаемые в соответствии с таблицей 4.3.

Таблица 1.4 – Коэффициенты  $c_1$  и  $c_2$

$\alpha$	$c_1$	$c_2$
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

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

$$N_{Rd} = \Phi_s f_d A, \quad (1.38)$$

где  $\Phi_s$  – коэффициент уменьшения сопротивления сечения стены сжатию;  $f_d$  – расчетное значение прочности на сжатии каменной кладки;  $A$  – площадь поперечного сечения стены.

Значение коэффициента  $\Phi_s$  для промежуточных стен определяют по формуле

$$\Phi_s = 0,85 - 0,0011 \left( \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2; \quad (1.39)$$

– для стен, являющихся крайними опорами для перекрытий,  $\Phi_s$  определяют по меньшему значению, полученному по формуле (4.39) или по формуле

$$\Phi_s = 1,3 - \frac{l_{f,ef}}{8} \leq 0,85; \quad (1.40)$$

– для стен, являющихся опорами несущих конструкций перекрытия верхнего этажа или покрытия, принимают равным меньшему из значений, полученных по формулам (1.39), (1.40) и значения  $\Phi_s = 0,4$ .

В формулах (1.39) и (1.40):

$l_{f,eff}$  – 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;

$0,7l_f$  – 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  $2l_f$ ;

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

Расчетную высоту стены  $h_{ef}$  определяют по формуле (4.28), при этом значения понижающего коэффициента  $\rho_n$  принимают равными:

а) для стен, закрепленных в верхнем и нижнем уровнях железобетонными конструкциями перекрытий (рисунок 1.23а), 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 1.23б);

в) для стен, закрепленных в верхнем и нижнем уровнях перекрытиями, а также вдоль одной боковой грани (рисунок 1.23в):

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

$$\rho_3 = 1,5 \cdot \frac{l}{h} \leq 0,75, \quad (1.41)$$

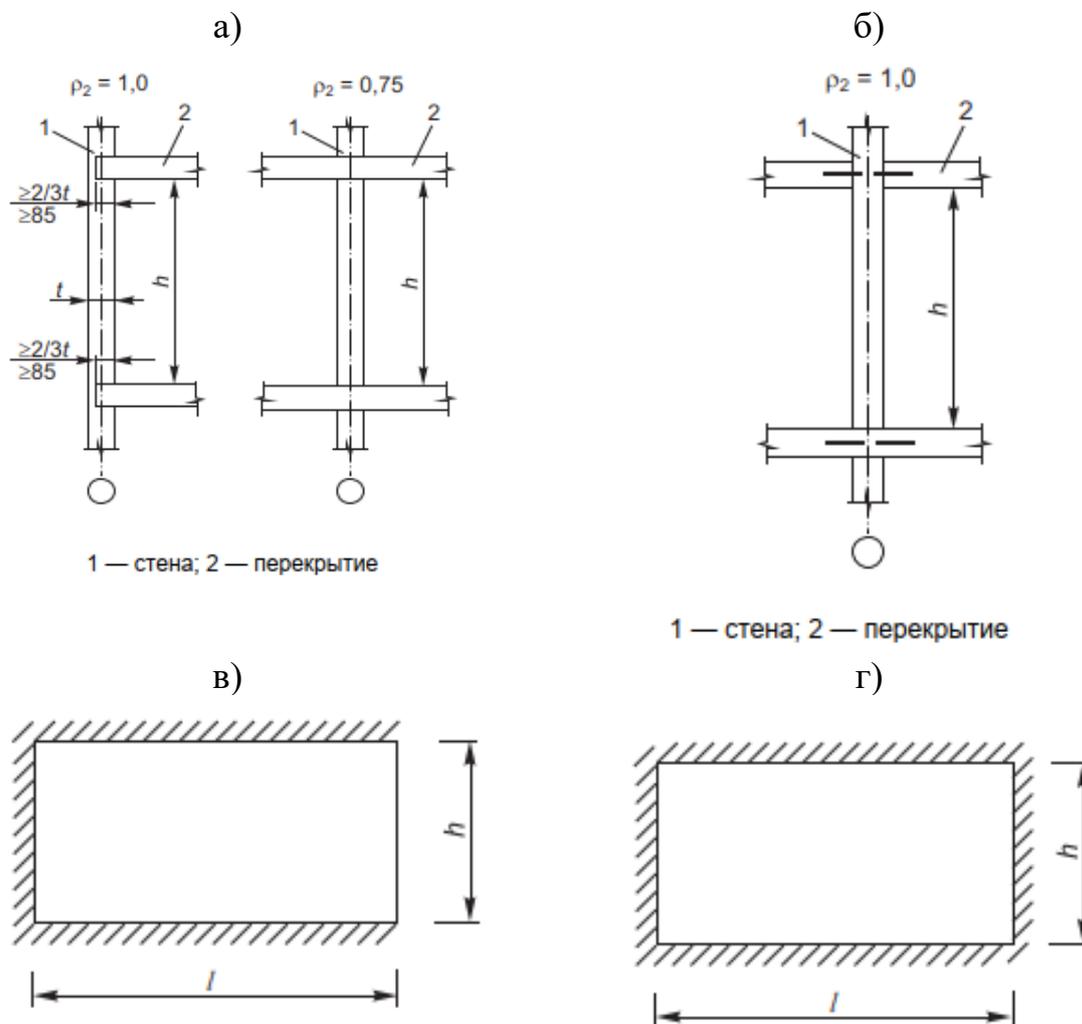
где  $h$  – высота в свету стены;  $l$  – расстояние от закрепленной до свободной грани (длина) стены;

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

г) для стен, закрепленных по периметру (рисунок 4.23 г):

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

$$\rho_4 = \frac{l}{2h} \leq 0,75. \quad (1.42)$$



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

Рисунок 1.23 – Схемы закреплений стен

Алгоритм проверки предельного состояния несущей способности стены упрощенным методом (вариант 2) и приведен в таблице 1.5. В таблице 1.5 в скобках указаны номера положений, формул, таблиц согласно [4].

Таблица 1.5 – Алгоритм проверки предельного состояния несущей способности стены упрощенным методом (вариант 2)

1	<b>Исходные данные:</b> вид кладочных изделий и раствора, толщина кладки $t$ , ширина анализируемого участка стены $b$ , высота стены в свету $h$ , расчетное значение вертикального усилия в анализируемом сечении стены $N_{Ed}$ , расчетное значение ветрового воздействия на единицу поверхности стены $q_{Ewd}$
2	Проверяют выполнения условий применения упрощенного метода расчета сопротивления стены сжатию (9.1.3)
3	Определяют характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки $f_k$ в зависимости от вида, нормированной прочности на сжатие кладочных изделий $f_b$ , а также вида и прочности на сжатие кладочного раствора $f_m$ (6.5.1)
4	<p>Определяют расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки: <math>f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}</math>,</p> <p>где <math>\gamma_M</math> – частный коэффициент для характеристик свойств материалов каменной кладки (таблица 5.1 СП 5.02.01).</p> <p><b>Внимание!</b> Если площадь поперечного сечения стены менее <math>0,1 \text{ м}^2</math>, расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки <math>f_d</math> умножают на понижающий коэффициент <math>K_A</math>, определяемый по формуле</p> $K_A = 0,7 + 3A, \quad (9.2)$ <p>где <math>A</math> – площадь поперечного сечения стены, <math>\text{м}^2</math> (9.1.2.3)</p>
5	<p>Проверяют дополнительные условия применения упрощенного метода расчета для стен, являющихся крайними опорами перекрытий (9.1.3.2).</p> <p>Упрощенный метод расчета стен из неармированной каменной кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки применяют, если длина пролета перекрытия <math>l_f</math>, м, отвечает условиям:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>– <math>l_f \leq 7</math> м при <math>N_{Ed} \leq kgtbf_d</math>;</li> <li>– не превышает меньшее из значений: <ul style="list-style-type: none"> <li>при <math>f_d &gt; 2,5</math> МПа <math>l_f = 4,5 + 10t</math> и <math>7,0</math>;</li> <li>при <math>f_d \leq 2,5</math> МПа <math>l_f = 4,5 + 10t</math> и <math>6,0</math>,</li> </ul> </li> </ul> <p>где <math>N_{Ed}</math> – расчетное значение продольного усилия от действующей вертикальной нагрузки в рассматриваемом сечении по высоте стены;</p> <p><math>kg</math> – коэффициент; принимают равным:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>0,2 – если каменная кладка выполнена из кладочных изделий 1-й группы;</li> <li>0,1 – то же 2-й группы;</li> </ul> <p><math>t</math> – толщина однослойной стены или нагруженного слоя двухслойной стены с воздушным зазором, являющейся крайней опорой, м; <math>b</math> – расчетная ширина участка стены, на который действует полезная вертикальная нагрузка, м; <math>f_d</math> – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки, МПа.</p> <p>Толщина стены, воспринимающей ветровые воздействия, должна соответствовать условию:</p> $t \geq \frac{c_1 q_{Ewd} b h^2}{N_{Ed}} + c_2 h,$ <p>где <math>q_{Ewd}</math> – расчетное значение ветрового воздействия, равномерно распределенного по площади стены; <math>h</math> – высота в свету стены (в пределах этажа), м; <math>c_1</math> и <math>c_2</math> – коэффициенты (таблица 9.1)</p>
6	<p>Определяют расчетное значение высоты стены:</p> $h_{ef} = \rho_n h,$ <p>где <math>h</math> – высота в свету стены (в пределах этажа), м;</p> <p><math>\rho_n</math> – понижающий коэффициент; принимают в зависимости от способов закрепления верхней и нижней граней стены, а также раскрепления ее вертикальными ребрами жесткости (<math>\rho_2, \rho_3, \rho_4</math> – согласно (9.1.3.7))</p>

Продолжение таблицы 1.5

7	<p>Определяют расчетное значение толщины стены:  <math>t_{ef} = t</math> для однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, однослойных стен с облицовочным слоем, стен с полосовым заполнением горизонтальных растворных швов кладочным раствором, а также стен с зазорами, заполненными бетоном или раствором (8.5.1.16);                  для стен раскрепленных пилястрами</p> $t_{ef} = \rho_t t,$ <p>где <math>\rho_t</math> – коэффициент жесткости (таблица 8.1); <math>t</math> – толщина стены (8.5.1.17);                  для двухслойной стены с воздушным зазором, слои которой соединены анкерными связями в соответствии с (9.5)</p> $t_{ef} = \sqrt[3]{k_{t,ef} t_1^3 + t_2^3},$ <p>где <math>t_1, t_2</math> – фактическая толщина слоев каменной кладки или их расчетная (эффективная) толщина, если она является определяющей; при этом <math>t_1</math> – толщина наружного или несущего слоя каменной кладки, <math>t_2</math> – толщина внутреннего или несущего слоя каменной кладки; <math>k_{t,ef}</math> – коэффициент равный отношению модулей упругости <math>E_1 / E_2</math> слоев каменной кладки толщиной <math>t_1</math> и <math>t_2</math> соответственно, но не более 2 (8.5.1.18)</p>
7	<p>Определяют гибкость стены:</p> $\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27$
8	<p>Определяют расчетное значение пролета перекрытия (9.1.3.6):  <math>l_{f,ef}</math> – расчетный (эффективный) пролет несущих конструкций перекрытия, для которого стена является крайней опорой, м; принимают равным:  <math>l_f</math> – для свободно опертых несущих конструкций перекрытия в одном (расчетном) направлении;  <math>0,7l_f</math> – для неразрезных несущих конструкций перекрытий, опертых по всем сторонам, а также для однопролетных несущих конструкций перекрытий, свободно опертых в двух направлениях, при ширине опирания на рассматриваемую несущую стену не более <math>2l_f</math>;  <math>0,5l_f</math> – для неразрезных несущих конструкций перекрытий, опертых в двух направлениях, при ширине опирания на рассматриваемую несущую стену не более <math>2l_f</math></p>
9	<p>Определяют площадь поперечного сечения анализируемого участка стены:</p> $A = b \cdot t$
10	<p>Определяют значение коэффициента уменьшения сопротивления сжатию сечения стены <math>\Phi_s</math> (9.1.3.6):                  – для промежуточных стен – определяют по формуле</p> $\Phi_s = 0,85 - 0,0011 \cdot \left( \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2; \quad (9.10)$ <p>– для стен, являющихся крайними опорами несущих конструкций перекрытий, – принимают равным меньшему из значений, полученных по формулам (9.10) и (9.11):</p> $\Phi_s = 1,3 - \frac{l_{f,ef}}{8} \leq 0,85; \quad (9.11)$
10	<p>– для стен, являющихся опорами несущих конструкций перекрытия верхнего этажа или покрытия, – принимают равным меньшему из значений, полученных по формулам (9.10), (9.11), и значения <math>\Phi_s = 0,4</math></p>
11	<p>Определяют расчетное значение сопротивления сжатию <math>N_{Rd}</math> сечения вертикально нагруженной однослойной стены (9.1.3.5) и выполняют проверку предельного состояния несущей способности:</p> $N_{Rd} = \Phi_s f_d A \geq N_{Ed}$

## 2 ПРИМЕРЫ ПРОВЕРКИ ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПРОСТЕНКА ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

### 2.1 Исходные данные

Выполнить проверку предельного состояния несущей способности каменного простенка здания при исходных данных, приведенных в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Исходные данные

Класс последствий здания (таблица 1.4)	СС2, $k_{FI} = 1,0$
Габариты здания в осях, м	19,65x10,95
Количество этажей	3
Наличие подвала	Есть
Уклон кровли	15 %
Площадка строительства	г. Минск
Отметка планировки над уровнем моря $A$ , м	235
Условие местности (таблица 1.9)	Обычные
Тип местности (таблица 1.14)	IV
Нагрузка на чердачное перекрытие	0,7 кН/м <sup>2</sup>
Класс условий эксплуатации по СП 5.05-2020	2
Материал стропильной системы	Сосна, класс прочности С24

Здание трехэтажное с подвалом, имеет сложную в плане форму. В подземном этаже расположен автомобильный гараж, на первом этаже – кафе, второй и третий этаж являются жилыми. Отметка пола подземного этажа  $-2,86$ , второго этажа  $+3,26$ , третьего этажа  $+6,05$ . Отметка конька крыши здания  $+9,73$ .

#### Конструктивное решение.

Здание бескаркасное с несущими продольными и поперечными наружными и внутренними каменными стенами и монолитными железобетонными перекрытиями. Несущими являются продольные и поперечные стены здания. Стены надземной части здания выполняются из керамических поризованных блоков, а стены подвала из бетонных блоков. Наружные стены здания утепляются пенополистирольными плитами. Толщина утеплителя для стен надземной части принята равной 150 мм, а стен подвала – 100 мм.

Фасад и план этажа здания на отметке  $\pm 0,00$  м и приведены на рисунке 2.1. Продольный 1–1 и поперечный 2–2 разрезы здания, а также составы покрытия и перекрытий приведены на рисунках 2.2 и 2.3.

Рассчитываемый каменный простенок первого этажа наружной стены показан на рисунке 2.1.

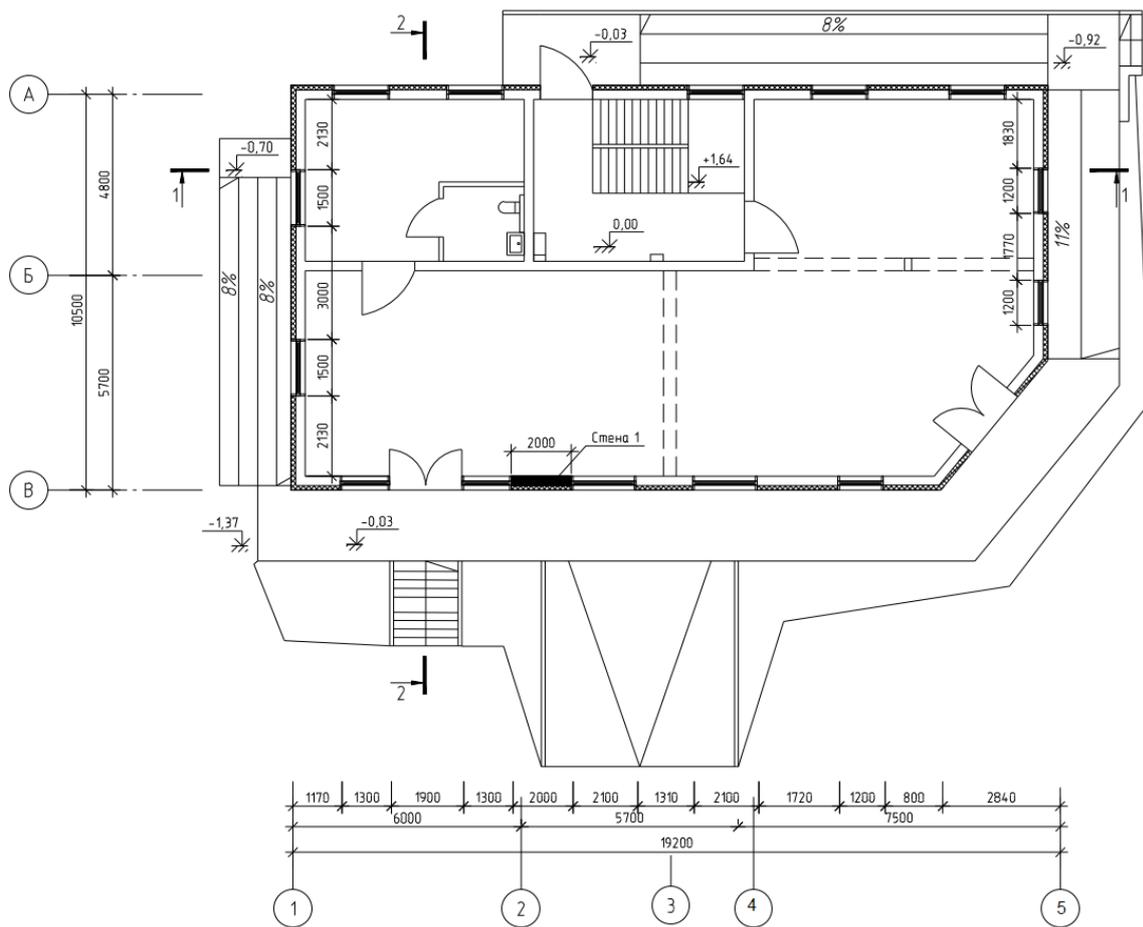
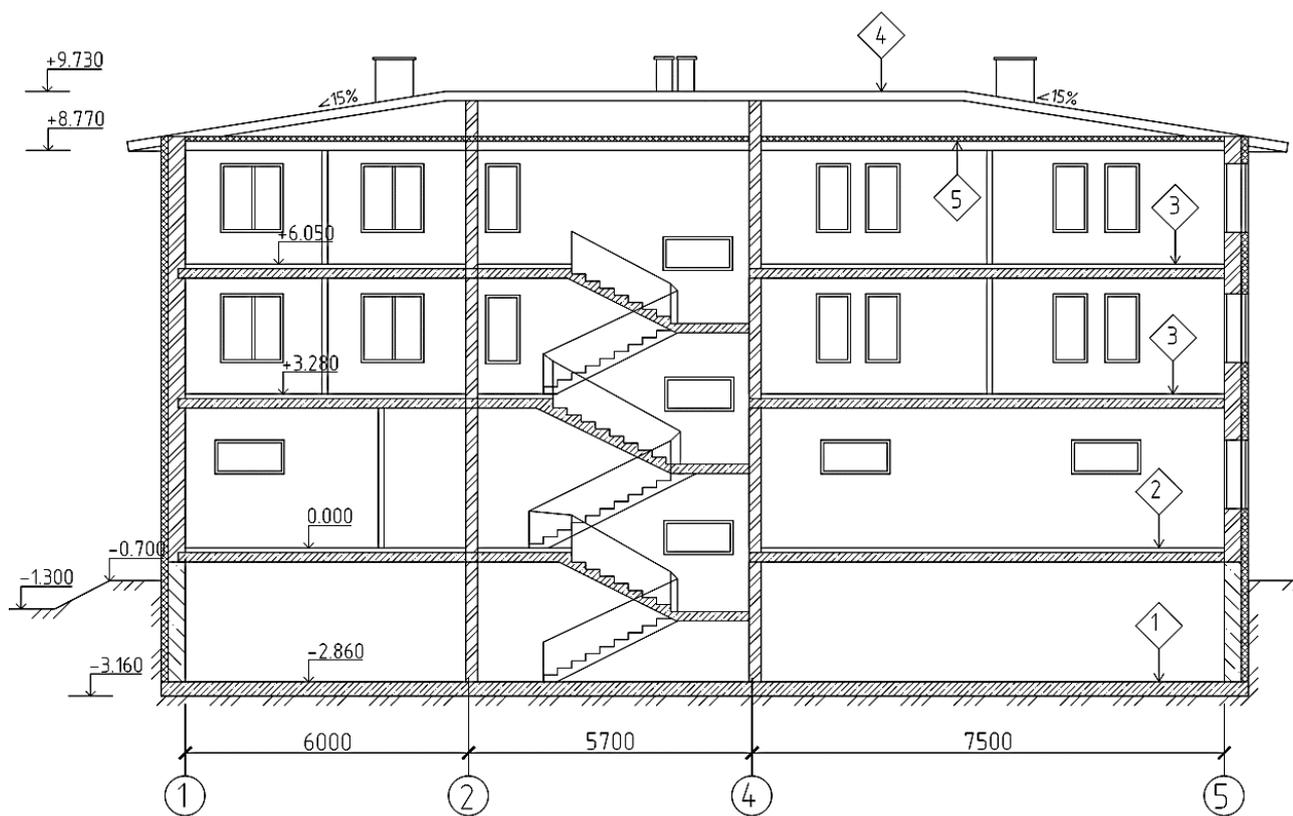


Рисунок 2.1 – Фасад и план этажа здания на отметке  $\pm 0,00$  м



1
Плитка "Грес" на клеевом растворе - 10 мм
Цементно-песчаная стяжка - 20 мм
2 слоя гидроизоляц. мат-ла по грунтовке - 5 мм
Железобетонная плита - 300 мм
Подстилающий бетонный слой - 80 мм
Песчано-гравийная подсыпка - 200 мм

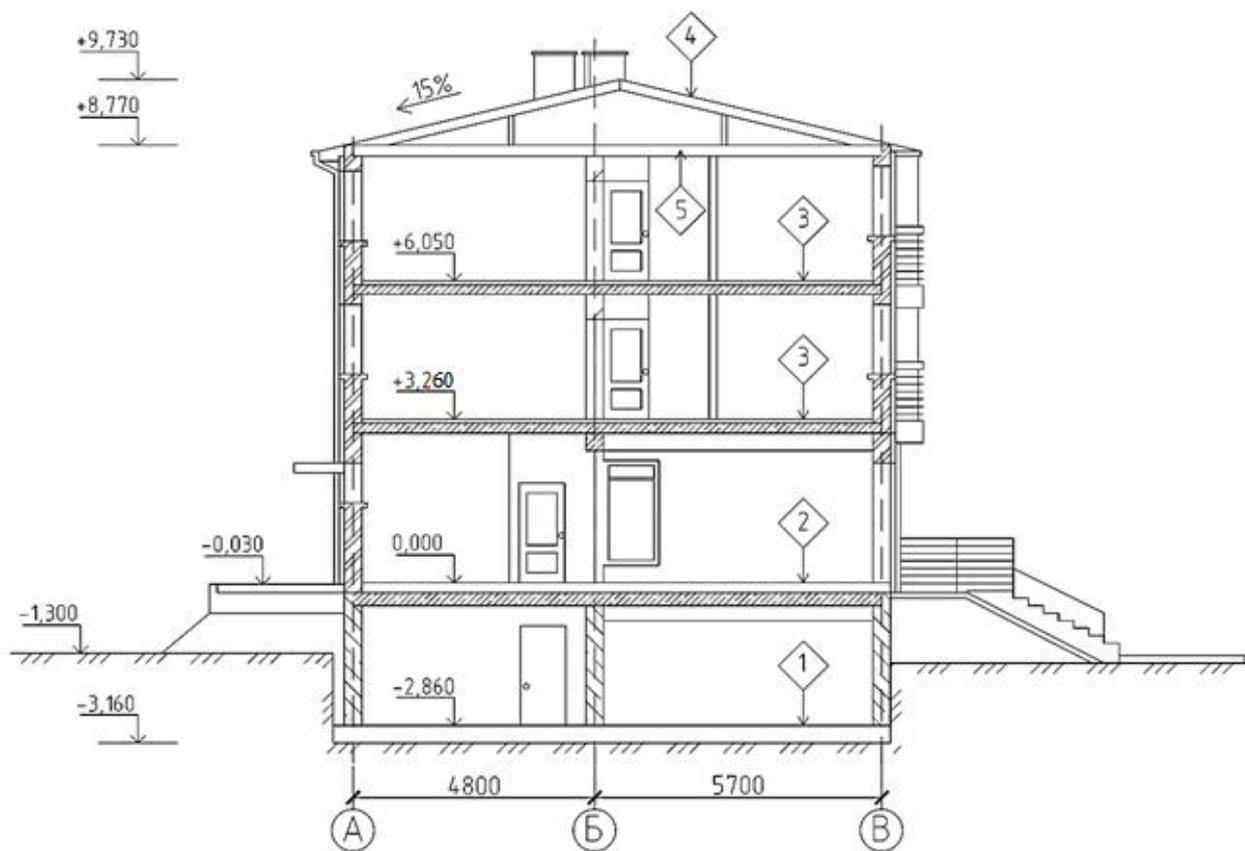
2
Плитка "Грес" на клеевом растворе - 10 мм
Цементно-песчаная стяжка - 50 мм
Пенополистирольные плиты - 150 мм
Железобетонная плита - 200 мм
Штукатурка по сетке - 5 мм

3
Плитка "Грес" на клеевом растворе - 10 мм
Цементно-песчаная стяжка - 40 мм
Пенополистирольные плиты - 30 мм
Железобетонная плита - 200 мм
Штукатурка по сетке - 10 мм

4
Металлочерепица "Монтерей"
Деревянная обрешетка сечением 100x40(h) мм и шагом 350 мм
Контрообрешетка сечением 100x25(h) мм
Противоконденсатная пленка $\rho = 0,09 \text{ кг/м}^2$
Стропильная нога сечением 100x200(h) мм и шагом 1000 мм

5
Минераловатные плиты - 240 мм
Деревянные балки сечением 150x220(h) мм с шагом 1000 мм
Пароизоляционная пленка толщиной 1 мм, $\rho = 640 \text{ кг/м}^3$
Металлический профиль под ГСП
Гипсокартонные плиты

Рисунок 2.2 – Продольный разрез 1-1



1
Плитка "Грес" на клеевом растворе - 10 мм
Цементно-песчаная стяжка - 20 мм
2 слоя гидроизолят. мат-ла по грунтовке - 5 мм
Железобетонная плита - 300 мм
Подстилающий бетонный слой - 80 мм
Песчано-гравийная подсыпка - 200 мм

2
Плитка "Грес" на клеевом растворе - 10 мм
Цементно-песчаная стяжка - 50 мм
Пенополистирольные плиты - 150 мм
Железобетонная плита - 200 мм
Штукатурка по сетке - 5 мм

3
Плитка "Грес" на клеевом растворе - 10 мм
Цементно-песчаная стяжка - 40 мм
Пенополистирольные плиты - 20 мм
Железобетонная плита - 200 мм
Штукатурка по сетке - 10 мм

4
Металлочерепица "Монтерей"
Деревянная обрешетка сечением 100x40(h) мм и шагом 350 мм
Контрообрешетка сечением 100x25(h) мм
Противоконденсатная пленка $\rho = 0,09 \text{ кг/м}^2$
Стропильная нога сечением 100x200(h) мм и шагом 1000 мм

5
Минераловатные плиты - 240 мм
Деревянные балки сечением 150x220(h) мм с шагом 1000 мм
Пароизоляционная пленка толщиной 1 мм, $\rho = 640 \text{ кг/м}^3$
Металлический профиль под ГСП
Гипсокартонные плиты

Рисунок 2.3 – Поперечный разрез 2-2

## 2.2 Определение нагрузок на простенок

### 2.2.1 Постоянная и переменная (функциональная) нагрузка

Нагрузки от перекрытий и крыши определяются суммированием их отдельных составляющих.

Характеристические значения постоянных нагрузок от веса перекрытий и крыши приведены в таблицах 2.2–2.4.

Таблица 2.2 – Характеристические значения постоянная нагрузка от веса крыши

№ п/п	Вид нагрузки	Характеристическое значение кН/м <sup>2</sup>
1	Металлочерепица «Монтерей»	0,05
2	Обрешетка $b \times h = 100 \times 40$ мм, шаг 350 мм, $\rho = 420 \text{ кг/м}^3$ ( $0,1 \cdot 0,04 \cdot 420 \cdot 10 / (1000 \cdot 0,35)$ )	0,048
3	Противоконденсатная пленка Ютафол Н 90, $\rho = 0,09 \text{ кг/м}^2$ ( $0,09 \cdot 10 / 1000$ )	0,001
4	Прижимная доска $b \times h = 100 \times 25$ мм, $\rho = 420 \text{ кг/м}^3$ ( $0,1 \cdot 0,025 \cdot 420 \cdot 10 / (1000 \cdot 1,0)$ )	0,011
5	Деревянные стропила сечением $200 \times 100$ мм, шаг 1000 мм, древесина класса С24, $\gamma = 420 \text{ кг/м}^3$ ( $420 \cdot 0,2 \cdot 0,1 \cdot 10 / 1000 \cdot 1,0$ )	0,084
<b>Итого постоянная нагрузка</b>		<b>0,144</b>

В соответствии с т. 6.10 [5] переменная характеристическая равномерно распределенная нагрузка на кровли категории Н (неэксплуатируемые кровли, за исключением случаев проведения технического обслуживания и ремонтных работ) принимается от 0 до 1 кН/м<sup>2</sup>. В расчетах данную переменную нагрузку принимаем равную нулю. В соответствии с исходными данными нагрузка на чердачное перекрытие принимается  $q_{к1} = 0,7 \text{ кН/м}^2$ .

Таблица 2.3 – Характеристические значения постоянной нагрузки от веса чердачного перекрытия

№ п/п	Вид нагрузки	Характеристическое значение кН/м <sup>2</sup>
1	Минераловатные плиты толщиной 240 мм, $\gamma = 125 \text{ кг/м}^3$	0,3
2	Пароизоляционная пленка толщиной 1 мм, $\gamma = 640 \text{ кг/м}^3$	0,0064
3	Металлические профили под гипсокартонные плиты	0,08
4	Деревянные балки $220 \times 150$ мм, шаг 1000 мм, древесина класса С24, $\gamma = 420 \text{ кг/м}^3$ ( $4,2 \cdot 0,22 \cdot 0,15 / 1,0$ )	0,139
5	Гипсокартонные плиты	0,10
<b>Итого постоянная нагрузка</b>		<b>0,63</b>

Таблица 2.4 – Характеристические значения постоянной нагрузки от веса междуэтажного перекрытия 1-го и 2-го этажей

№п/п	Вид нагрузки	Характеристическое значение кН/м <sup>2</sup>
1	Плитка «Грес» на клеевом растворе	0,25
2	Цементно-песчаная стяжка толщиной 40 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	0,72
3	Пенополистирол толщиной 20 мм, $\gamma = 30 \text{ кг/м}^3$	0,006
4	Железобетонное перекрытие толщиной 200 мм, $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$	5,0
5	Штукатурка, толщиной 10 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	0,18
<b>Итого постоянная нагрузка</b>		<b>6,16</b>

В соответствии с таблицей НП 6.2 [5] переменная характеристическая нагрузка на междуэтажные перекрытия 1-го и 2-го этажей, на которых расположены жилые помещения (категория использования А), принимается 1,5–2,0 кН/м<sup>2</sup>. Рекомендуемое значение  $q_{k2} = 2 \text{ кН/м}^2$ . Принимаем  $q_{k2} = 2 \text{ кН/м}^2$ .

Согласно 6.3.1.2(10) [5] к переменным нагрузкам на перекрытие для категорий А-Е допускается применять понижающий коэффициент, который определяется по формуле

$$\alpha_A = \frac{5}{7}\psi_0 + \frac{A_0}{A} = \frac{5}{7} \cdot 0,7 + \frac{10}{14} = 1,2 > 1,0,$$

где  $\psi_0 = 0,7$ ;  $A_0 = 10,0 \text{ м}^2$ ;  $A$  – грузовая площадь рассматриваемого участка стены,  $A = 14 \text{ м}^2$  (см. рисунок 2.7).

Т. к.  $\alpha_A = 1,2 > 1,0$  – следовательно, снижение переменной нагрузки на перекрытия не учитывается.

Временные перегородки запроектированы из гипсобетонных блоков, толщиной 100 мм объемной плотностью LC 1,0. Вес перегородок не превышает 1 кН/м, следовательно, характеристическая равномерно распределенная по площади перекрытия нагрузка от веса временных перегородок  $q_{k3} = 0,5 \text{ кН/м}^2$  (6.3.1.2 (8)) [5]. Указанная нагрузка добавляется к полезной нагрузке  $q_{k2}$ .

Таблица 2.5 – Характеристические значения постоянной нагрузки от веса перекрытия над подвалом

№п/п	Вид нагрузки	Характеристическое значение кН/м <sup>2</sup>
1	Плитка «Грес» на клеевом растворе	0,25
2	Цементно-песчаная стяжка толщиной 50 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	0,9
3	Пенополистирол толщиной 150 мм, $\gamma = 30 \text{ кг/м}^3$	0,045
4	Железобетонное перекрытие толщиной 200 мм, $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$	5,0
5	Штукатурка по сетке толщиной 5 мм, $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	0,09
<b>Итого постоянная нагрузка</b>		<b>6,29</b>

В соответствии с таблицей НП 6.2 [5] переменная характеристическая нагрузка на перекрытия над подвалом, на котором расположено кафе (категория использования С1) принимается 2,0–3,0 кН/м<sup>2</sup>. Рекомендуемое значение  $q_{k4} = 3$  кН/м<sup>2</sup>. Принимаем  $q_{k4} = 3$  кН/м<sup>2</sup>.

Характеристическая равномерно распределенная по площади перекрытия нагрузка от веса временных перегородок  $q_{k3} = 0,5$  кН/м<sup>2</sup>. Указанная нагрузка добавляется к полезной нагрузке  $q_{k4}$ .

Таблица 2.6 – Характеристические значения постоянной нагрузки от собственного веса стены, расположенной выше рассчитываемого простенка

№п/п	Вид нагрузки	Характеристическое значение кН/м <sup>2</sup>
1	Каменная кладка толщиной 250 мм из поризованных керамических камней на цементно-известковом растворе, $\gamma = 1600$ кг/м <sup>3</sup>	4,0
2	Пенополистирол толщиной 150 мм, $\gamma = 30$ кг/м <sup>3</sup>	0,05
3	Штукатурка по сетке толщиной 5 мм, $\gamma = 1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,09
<b>Итого постоянная нагрузка</b>		<b>4,14</b>

Среднее значение веса окна принято равным 0,33 кН/м<sup>2</sup>.

### 2.2.2 Снеговая нагрузка

В соответствии с НП.1 [6] г. Минск относится к снеговому району 2в. Для данного снегового района характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт  $s_k = 1,45 + 0,6 \cdot (A - 210) / 100 = 1,45 + 0,6 \cdot (235 - 210) / 100 = 1,6$  кПа  $> 1,0$ , где  $A = 235$  м – отметка планировки над уровнем моря (см. таблицу 2.30).

В рассматриваемом случае уклон кровли составляет 15 %, что соответствует уклону 8,5°. Для двускатных покрытий, при  $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$  и  $\alpha_1 = \alpha_2 = 8,5^\circ$ , следует рассматривать три схемы распределения снеговых нагрузок п. 5.3 [6]:

– равномерно распределенная нагрузка по всему пролету со значением коэффициента формы снеговой нагрузки  $\mu_1 = 0,8$  (*случай i*). Характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие (формула 1.3)  $s_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,6 = 1,28$  кПа ;

– равномерно распределенная нагрузка на правой половине пролета со значением коэффициента формы снеговой нагрузки  $\mu_1 = 0,8$ , а на правой – со значением коэффициента формы снеговой нагрузки  $\mu_2 = 0,4$  (*случай ii*). Характеристическое значение снеговой  $s_2 = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,6 = 0,64$  кПа ;

– равномерно распределенная нагрузка на левой половине пролета со значением коэффициента формы снеговой нагрузки  $\mu_1 = 0,8$ , а на левой – со значением коэффициента формы снеговой нагрузки  $\mu_1 = 0,4$  (*случай iii*).

Схемы распределения снеговых нагрузок с характеристическими значениями нагрузок приведены на рисунке 2.4.

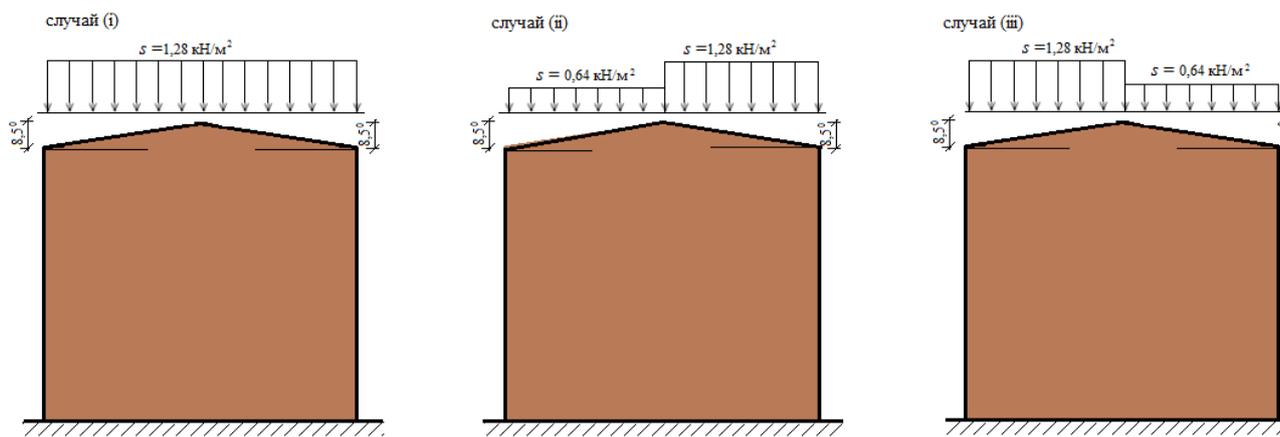


Рисунок 2.4 – Схемы распределения снеговой нагрузки на крышу здания (характеристические значения)

### 2.2.3 Ветровая нагрузка

Город Минск относится к ветровому району с основным значением базовой скорости ветра  $v_{b,0} = 23 \text{ м/с}$  (НП.1 [7]).

Базовое значение скорости ветра

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 23 = 23,0 \text{ м/с},$$

где  $v_b$  – базовая скорость ветра, определяемая как функция направления ветра и времени года, на высоте 10 м над уровнем земли для типа местности;  $c_{dir}$  – коэффициент, учитывающий направление ветра, который принимается в соответствии с национальным приложением и для проектируемого здания составляет: максимальное – 1,0 при направлении ветра  $260^0 - 280^0$ ; минимальное – 0,7 при направлении ветра  $20^0 - 40^0$ . Для расчетов принимаем максимальное значение  $c_{dir} = 1,0$ ;  $c_{season}$  – сезонный коэффициент, который принимается в соответствии с национальным приложением и для проектируемого здания он составляет 1,0.

Коэффициент местности  $k_r$

$$k_r = 0,19 \left( \frac{z_0}{z_{0,ji}} \right)^{0,07} = 0,19 \left( \frac{1,0}{0,05} \right)^{0,07} = 0,234,$$

где  $z_{0,ji} = 0,05 \text{ м}$  (тип местности II, (таблица 4.1 [8]));  $z_0$  – параметр шероховатости,  $z_0 = 1,0 \text{ м}$  для типа местности по заданию на проектирование (тип местности IV).

Т. к.  $z_{\min} = 5 \text{ м} < z = 9,73 \text{ м} < z_{\max} = 200 \text{ м}$ , то коэффициент, учитывающий тип местности:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 0,234 \cdot \ln \left( \frac{9,73}{1} \right) = 0,532.$$

Тогда значение средней скорости ветра:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,532 \cdot 1,0 \cdot 23 = 12,24 \text{ м/с}.$$

Тогда интенсивность турбулентности будет составлять:

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(10/1)} = 0,43,$$

где  $k_i$  – коэффициент турбулентности. Рекомендуемое значение  $k_i = 1,0$ ;  $c_0$  – орографический коэффициент. Влияниями орографии можно пренебречь, если средний уклон местности с наветренной стороны менее  $3^\circ$ .

Пиковое значение скоростного напора, включающее средние и кратковременные изменения (колебания) скорости:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,43] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 12,24^2 = 375,5 \text{ Па} = 0,376 \text{ кПа}.$$

Поскольку высота проектируемого здания  $h = 9,73$  м, что менее 15 м, согласно п.1.4.4 [8] конструкционный коэффициент  $c_s c_d = 1,0$ .

Коэффициенты наружного давления  $c_{pe}$  для зданий и его частей зависят от размера загруженной площади  $A$ , которая является площадью конструкции, создающей ветровое воздействие в сечении, которое рассчитывается. Они указываются в таблицах, распространяющихся на соответствующую форму зданий, для площадей  $1 \text{ м}^2$  и  $10 \text{ м}^2$ , как  $c_{pe,1}$  и  $c_{pe,10}$  соответственно.

Значения  $c_{pe,1}$  служат для проектирования малых элементов конструкций и их анкерных креплений с площадью, воспринимающей нагрузку, не превышающей  $1 \text{ м}^2$ , например элементы наружного ограждения и кровли. Значения  $c_{pe,10}$  используются для расчета всей конструкции. В нашем случае  $c_{pe} = c_{pe,10}$ .

Для наветренных стен, прямоугольных в плане зданий наружные давления по высоте здания допускается устанавливать дифференцированно согласно рисунку 7.2 [7].

**Подсчет ветровой нагрузки на простенок при направлении набегающего потока  $\theta = 0^\circ$  и  $\theta = 180^\circ$ .** Т. к.  $h = 9,7 \text{ м} < b = 19,6 \text{ м}$  значение  $q_b(z_e)$  в зоне D одинаково по всей высоте стены (рисунок 7.4 [7]).

Значение аэродинамического коэффициента внешнего давления для вертикальных стен, прямоугольных в плане зданий,  $c_{pe}$  определяется по таблице 7.1 [7].

Таблица 2.7 – Значение коэффициента  $c_{pe,10}$  для вертикальных стен

$h/d$	зона D	Зона E
$h/d = 9,7/10,9 = 0,89$	$c_{pe,10} = +0,785$	$c_{pe,10} = -0,5$

Параметр  $e = \min(b; 2h) = \min(19,6; 2 \cdot 9,7) = 19,4 \text{ м}$ .

Учет ветрового давления, приложенного к внутренним поверхностям конструкций зданий, выполним с использованием аэродинамического коэффициента внутреннего давления  $c_{pi}$ , который, согласно п. 7.2.9 (б) примечания 2 [7], в случае невозможности определения приемлемого параметра проницаемости наружного ограждения или в случае невозможности расчета, принимает самое неблагоприятное значение из плюс 0,2 и минус 0,3.

Характеристическое значение ветровой нагрузки  $q_{w,k}$  (кН/м) при учете самого неблагоприятного сочетания при одновременном воздействии внешнего и внутреннего давления (ширина простенка  $B = 2$  м)  $q_{w,k} = c_s c_d (c_{pe} + c_{pi}) \cdot q_p(z) \cdot B \cdot k_{Fl}$ .

При  $c_{pi} = 0,2$  и  $c_{pe} < 0$  принимается суммарное значение  $(c_{pe} + c_{pi})$ , для  $c_{pe} > 0$  в расчетах учитывается величина аэродинамического коэффициента внешнего давления  $c_{pe}$ .

При  $c_{pi} = -0,3$  и  $c_{pe} > 0$  принимается суммарное значение  $(c_{pe} + c_{pi})$ , для  $c_{pe} < 0$  в расчетах учитывается величина аэродинамического коэффициента внешнего давления  $c_{pe}$ .

Таблица 2.8 – Характеристическое значение ветровой нагрузки в зонах D и E

при $c_{pi} = 0,2$	при $c_{pi} = -0,3$
<b>Зона D</b>	
$q_{w,k} = 1 \cdot 0,785 \cdot 0,376 \cdot 2 \cdot 1,0 = 0,59$ кН/м	$q_{w,k} = 1 \cdot (0,785 + 0,3) \cdot 0,376 \cdot 2 \cdot 1,0 = 0,816$ кН/м
<b>Зона E</b>	
$q_{w,k} = 1 \cdot (0,5 + 0,2) \cdot 0,376 \cdot 2 \cdot 1,0 = 0,526$ кН/м	$q_{w,k} = 1 \cdot 0,5 \cdot 0,376 \cdot 2 \cdot 1,0 = 0,376$ кН/м

**Расчет ветровой нагрузки на простенок при направлении набегающего потока  $\theta = 90^\circ$ .** Параметр  $e = \min(b; 2h) = \min(10,9; 2 \cdot 9,7) = 10,9$  м.

Т. к.  $e = 10,9$  м  $<$   $d = 19,6$  м, то в соответствии с рисунком 7.4 [7] стена фасада разделяется на 3 зоны (А, В, С). Сопоставив рисунок 2.1 с рисунком 7.4 [7], определяем в какой зоне находится простенок. Зона А от 0 до  $e/5 = 10,9/5 = 2,18$  м, зона В – от  $e/5 = 2,18$  м до  $e = 10,9$  м, зона С – от  $e = 10,9$  м до конца фасада. Расстояние от угла здания до простенка  $L = 5,67$  м, длина рассматриваемого простенка составляет 2 м, значит, простенок попадает в зону В.

Т. к.  $h = 9,7$  м  $<$   $b = 10,9$  м, значение  $q_b(z_e)$  в зоне В одинаково по всей высоте стены.

Значение аэродинамического коэффициента внешнего давления  $c_{pe}$  для вертикальных стен, прямоугольных в плане зданий, определяется по таблице 7.1 [7].

Таблица 2.9 – Значение коэффициента  $c_{pe,10}$  для вертикальных стен

$h/d$	зона В
$h/d = 9,7/19,6 = 0,495$	$c_{pe,10} = -0,8$

Учет ветрового давления, приложенного к внутренним поверхностям конструкций зданий, выполним с использованием аэродинамического коэффициента внутреннего давления  $c_{pi}$ , который, согласно п. 7.2.9 (б) примечания 2 [7], в случае невозможности определения приемлемого параметра проницаемости наружного ограждения или в случае невозможности расчета, принимает самое неблагоприятное значение из плюс 0,2 и минус 0,3.

Характеристическое значение ветровой нагрузки  $q_{w,k}$  (кН/м) при учете самого неблагоприятного сочетания при одновременном воздействии внешнего и внутреннего давления (ширина простенка  $B = 2$  м)  $q_{w,k} = c_s c_d (c_{pe} + c_{pi}) \cdot q_p(z) \cdot B \cdot k_{Fl}$ .

При  $c_{pi} = 0,2$  и  $c_{pe} < 0$  принимается суммарное значение ( $c_{pe} + c_{pi}$ ), для  $c_{pe} > 0$  в расчетах учитывается величина аэродинамического коэффициента внешнего давления  $c_{pe}$ .

При  $c_{pi} = -0,3$  и  $c_{pe} > 0$  принимается суммарное значение ( $c_{pe} + c_{pi}$ ), для  $c_{pe} < 0$  в расчетах учитывается величина аэродинамического коэффициента внешнего давления  $c_{pe}$ .

Таблица 2.10 – Характеристическое значение ветровой нагрузки в зоне В

при $c_{pi} = 0,2$	при $c_{pi} = -0,3$
<b>Зона В</b>	
$q_{w,k} = 1 \cdot (0,8 + 0,2) \cdot 0,376 \cdot 2 \cdot 1,0 = 0,752$ кН/м	$q_{w,d} = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,376 \cdot 2 \cdot 1,0 = 0,602$ кН/м

### 2.3 Подсчет вертикальных усилий в рассматриваемом простенке

При определении усилий расчетных значений воздействий частные коэффициенты равны:

$-\gamma_G = 1,35$  для постоянных нагрузок;

$-\gamma_Q = 1,5$  для переменных нагрузок.

*Усилия от веса крыши, чердачного перекрытия, снеговой нагрузки и переменной нагрузки на чердачное перекрытие.*

Размеры участка, с которого производится сбор нагрузок, составляют  $5,55 \times 2,85$  м.

Усилия, возникающие от действия постоянной расчетной нагрузки от веса крыши и чердачного перекрытия:

$$N_1 = 1,35 \cdot (0,144 \cdot 5,55 \cdot 2,85 / \cos 8,5^\circ + 0,63 \cdot 5,55 \cdot 2,85) = 16,56 \text{ кН.}$$

Усилия, возникающие от действия расчетной снеговой нагрузки:

$$N_s = 1,5 \cdot 1,28 \cdot 5,55 \cdot 2,85 = 30,4 \text{ кН.}$$

Усилия, возникающие от действия расчетной переменной нагрузки на чердачное перекрытие здания:

$$N_{q1} = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 5,55 \cdot 2,85 = 16,61 \text{ кН.}$$

*Усилия от веса стен, расположенных выше анализируемого простенка, и собственного веса простенка.*

Площадь стен, расположенных выше рассчитываемого простенка, которые учитываются в расчете, составляет  $31,8 \text{ м}^2$ , а остекления –  $8,3 \text{ м}^2$  (рисунок 2.1).

Усилия, возникающие от действия расчетной постоянной нагрузки от веса вышележащих стен  $N_4 = 1,35 \cdot (4,14 \cdot 31,8 + 0,33 \cdot 8,3) = 181,4$  кН.

Усилия, возникающие от расчетного собственного веса рассчитываемого простенка стены  $N_5 = 1,35 \cdot 4,14 \cdot 6,0 = 33,5$  кН.

*Усилия от веса перекрытия, расположенного вышерассчитываемого простенка.*

Площадь перекрытия, с которой нагрузка передается на рассчитываемый простенок, составляет  $14 \text{ м}^2$  (рисунок 2.5).

Усилия, возникающие от действия расчетной постоянной нагрузки от веса перекрытия вышележащего этажа

$$N_2 = 1,35 \cdot 6,16 \cdot 14,0 = 116,4 \text{ кН.}$$

Усилия, возникающие от действия расчетной переменной нагрузки на междуэтажное перекрытие

$$N_{q2} = 1,5 \cdot 2,0 \cdot 14 = 42 \text{ кН.}$$

Усилия, возникающие от расчетного веса временных перегородок

$$N_{q3} = 1,5 \cdot 0,5 \cdot 14 = 10,5 \text{ кН.}$$

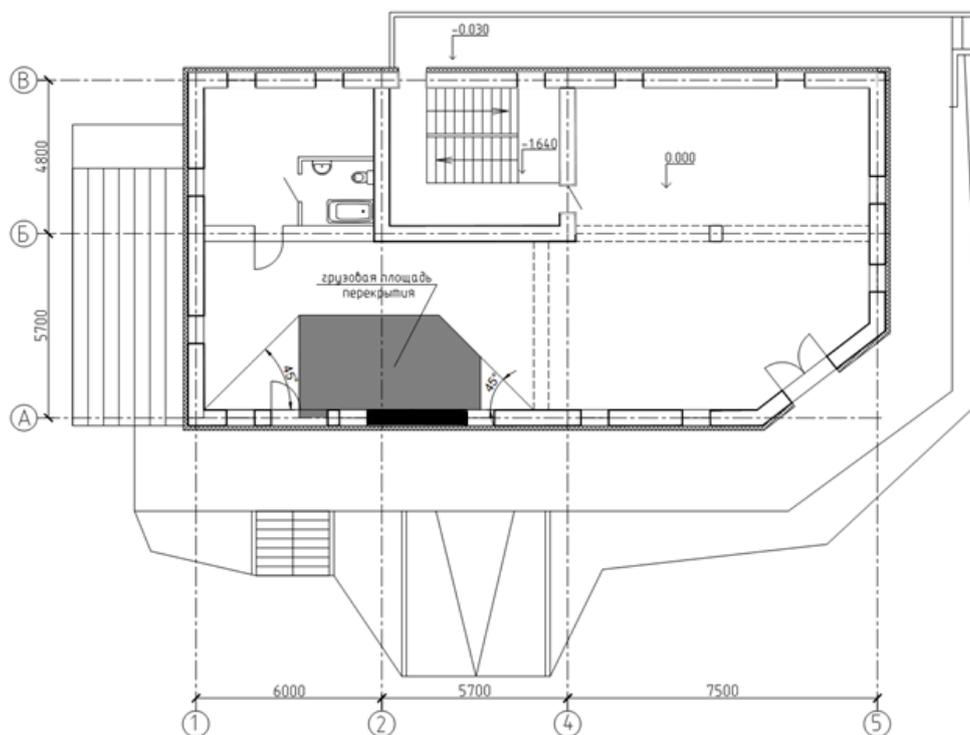


Рисунок 2.6 – Схема передачи нагрузки на рассчитываемый простенок от вышележащего перекрытия

## 2.4 Расчетные сочетания усилий

Определяем расчетные сочетания вертикальных усилий, возникающих в верхнем (сечение 1–1, под перекрытием), среднем (сечение m-m, посередине высоты простенка в свету) и нижнем (сечение 2–2, по низу простенка над перекрытием подвала) сечениях рассматриваемого простенка (рисунок 2.6).

Согласно СН 2.01.01 [3] для каждого критического случая нагружения расчетные значения эффектов воздействий ( $E_d$ ) следует определять, применяя сочетания воздействий, которые рассматриваются как действующие одновременно.

В случае постоянных расчетных ситуаций при проверке предельного состояния STR, в соответствии с [3], принимается менее благоприятное значение, полученное из следующих выражений:

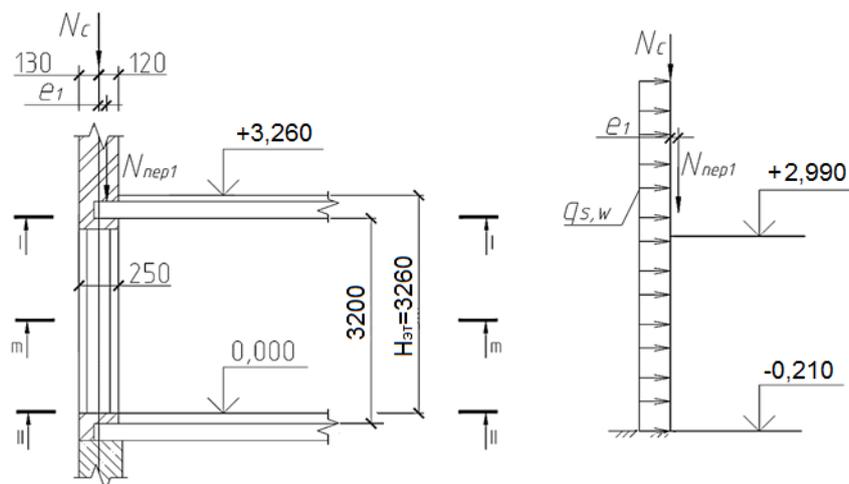


Рисунок 2.7 – Простенок с расчетными сечениями и расчетная схема простенка

Расчетные сочетания усилий в верхнем сечении рассматриваемого простенка:

– первая основная комбинация:

$$N_{1,Ed} = (N_1 + 2 \times N_2 + N_4) + [2 \times 0,7 \times (N_{q2} + N_{q3}) + 0,7 \times N_{q1} + 0,6 \times N_s] = \\ = (16,56 + 2 \times 116,4 + 181,4) + [2 \times 0,7 \times (42 + 0,5) + 0,7 \times 16,61 + 0,6 \times 30,4] = 534,2 \text{ кН};$$

– вторая основная комбинация:

$$N_{1,Ed} = 0,85 \times (N_1 + 2 \times N_2 + N_4) + [2 \times (N_{q2} + N_{q3}) + 0,7 \times N_{q1} + 0,6 \times N_s] = \\ = 0,85 \times (16,56 + 2 \times 116,4 + 181,4) + [2 \times (42 + 10,5) + 0,7 \times 16,61 + 0,6 \times 30,4] = 501,0 \text{ кН}.$$

Расчетные сочетания усилий в среднем сечении рассматриваемого простенка:

– первая основная комбинация:

$$N_{m,Ed} = (N_1 + 2 \times N_2 + N_4 + 0,5 \times N_5) + [2 \times 0,7 \times (N_{q2} + N_{q3}) + 0,7 \times N_{q1} + 0,6 \times N_s] = \\ = (16,56 + 2 \times 116,4 + 181,4 + 16,75) + [2 \times 0,7 \times (42 + 10,5) + 0,7 \times 16,61 + 0,6 \times 30,4] = 551,0 \text{ кН};$$

– вторая основная комбинация:

$$N_{m,Ed} = 0,85 \times (N_1 + 2 \times N_2 + N_4 + 0,5 \times N_5) + [2 \times (N_{q2} + N_{q3}) + 0,7 \times N_{q1} + 0,6 \times N_s] = \\ = 0,85 \times (16,56 + 2 \times 116,4 + 181,4 + 16,75) + [2 \times (42 + 10,5) + 0,7 \times 16,61 + 0,6 \times 30,4] = \\ = 515,3 \text{ кН}.$$

Расчетные сочетания усилий в нижнем сечении рассматриваемого простенка:

– первая основная комбинация:

$$N_{2,Ed} = (N_1 + 2 \times N_2 + N_4 + N_5) + [2 \times 0,7 \times (N_{q2} + N_{q3}) + 0,7 \times N_{q1} + 0,6 \times N_s] = \\ = (16,56 + 2 \times 116,4 + 181,4 + 33,5) + [2 \times 0,7 \times (42 + 10,5) + 0,7 \times 16,61 + 0,6 \times 30,4] = 567,7 \text{ кН};$$

– вторая основная комбинация:

$$N_{2,Ed} = 0,85 \times (N_1 + 2 \times N_2 + N_4 + N_5) + [2 \times (N_{q2} + N_{q3}) + 0,7 \times N_{q1} + 0,6 \times N_s] = \\ = 0,85 \times (16,56 + 2 \times 116,4 + 181,4 + 33,5) + [2 \times (42 + 10,5) + 0,7 \times 16,61 + 0,6 \times 30,4] = 529,3 \text{ кН}.$$

Для проверки предельного состояния несущей способности простенка принимаем **первую** основную комбинацию усилий.

## 2.5 Проверка предельного состояния несущей способности простенка упрощенными методами

Рассмотрим возможность применения первого варианта упрощенного метода (таблица 1.3).

Условия применения упрощенного метода расчета (вариант 1):

- по высоте здание не превышает три этажа – **условие соблюдается**;
- 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 – **условие соблюдается**;
- перекрытия и конструкции крыши опираются не менее чем на  $2/3$  толщины стены, но не менее чем на 85 мм – **условие соблюдается**;
- длина стены составляет не менее  $1/3$  высоты этажа – **условие соблюдается**;
- характеристические значения переменных воздействий на междуэтажные перекрытия и конструкции крыши не превышают  $5,0 \text{ кН/м}^2$  – **условие соблюдается**;
- максимальный пролет перекрытия в свету составляет 6,0 м – **условие соблюдается**;
- максимальный пролет конструкций крыши в свету составляет 6,0 м, за исключением легких конструкций крыши, пролет которых не превышает 12,0 м – **условие соблюдается**;
- гибкость  $h_{ef}/t_{ef}$  внутренних и наружных стен не превышает 21 – **условие соблюдается**;
- высота этажа в свету не превышает 3,0 м – **условие не соблюдается!**

**Так как высота простенка 1-го этажа в свету составляет 3,2 м, применение первого варианта упрощенного метода расчета сопротивления сжатию поперечного сечения простенка не допускается.**

Рассмотрим возможность применения второго варианта упрощенного метода (таблица 1.5).

Условия применения упрощенного метода расчета (вариант 2):

- высота здания над уровнем земли составляет 9,7 м, что больше  $h_m = 16$  м при классе контроля выполнения работ I – **условие соблюдается**;
- длина пролета перекрытия, поддерживаемого стенами, не превышает 7,0 м – **условие соблюдается**;
- длина пролета крыш, поддерживаемых стенами, не превышает 7,0 м, за исключением крыш из легких стропильных ферм, длина пролета которых не должна превышать 14,0 м – **условие соблюдается**;
- высота в свету стены (в пределах этажа) не превышает:
  - 3,2 м – при общей высоте здания  $> 7$  м;
  - 4,0 м – при общей высоте здания  $\leq 7$  м – **условие соблюдается**;
- характеристические значения переменных воздействий на перекрытия и конструкции крыши не превышают  $5,0 \text{ кН/м}^2$  – **условие соблюдается**;
- стены раскреплены конструкциями перекрытий и крыши в горизонтальном направлении под прямыми углами к плоскости стены или другим способом, например, с помощью железобетонных поясов – **условие соблюдается**;

- стены по всей высоте здания расположены соосно – **условие соблюдается**;
- перекрытия и конструкции крыши опираются на стены с помощью железобетонных поясов шириной не менее 0,4 толщины стены и не менее 75мм – **условие соблюдается**;
- предельное значение коэффициента ползучести каменной кладки  $\Phi_\infty$  не превышает 2 – **условие соблюдается**.

### Определяем характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки

Кладка выполняется из пустотелых керамических поризованных блоков (группа кладочных изделий 2) на стандартном растворе прочностью на сжатие  $f_m = 5$  МПа. Нормированная прочность на сжатие кладочных изделий  $f_b = 15$  МПа.

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 0,35 \cdot 15^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,77 \text{ МПа}$$

**Определяем расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки:**

Класс контроля качества выполнения кладочных работ I, для кладки применяют кладочный раствор заданного качества –  $\gamma_M = 1,7$ .

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3,77}{1,7} = 2,22 \text{ МПа}.$$

**Проверяем дополнительные условия применения упрощенного метода расчета для стен, являющихся крайними опорами перекрытий:**

– длина пролета перекрытия  $l_f$ , не должна превышать 7 м при  $N_{Ed} \leq k_G t b f_d$ ; где  $k_G = 0,1$  (группа кладочных изделий 2);  $t = 0,25$  м;  $b = 2$  м.

$N_{Ed} = 567,7 \text{ кН} > k_G \cdot t \cdot b \cdot f_d = 0,1 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 2,22 \cdot (10^3) = 111 \text{ кН}$  – **условие не соблюдается!**

Проверяем условие, согласно которому длина пролета перекрытия  $l_f$  при  $f_d \leq 2,5$  МПа не должна превышать 4,5 м + 10t или 6 м. Пролет монолитного железобетонного перекрытия составляет 5,7 м (рисунок 2.41) – **условие соблюдается**.

Толщина стены, воспринимающей ветровые воздействия, должна соответствовать условию:

$$t = 0,25 \text{ м} \geq \frac{c_1 \cdot q_{Ewd} \cdot b \cdot h^2}{N_{Ed}} + c_2 h = \frac{0,23 \cdot 0,45 \cdot 2 \cdot 3,2^2}{567,7} + 0,031 \cdot 3,2 = 0,103 \text{ м}$$

где  $q_{Ewd}$  – расчетное значение ветрового воздействия, равномерно распределенного по площади стены  $q_{Ewd} = 0,45 \text{ кН/м}^2$ ;  $h$  – высота в свету стены (в пределах этажа  $h = 3,2$  м);  $c_1$  и  $c_2$  – коэффициенты ( $c_1 = 0,23$ ,  $c_2 = 0,031$ ).

**Условие соблюдается.**

## Определяем расчетное значение высоты простенка

Значение понижающего коэффициента  $\rho_n = 1$  (стена является крайней опорой).

$$h_{ef} = \rho_n h = 1 \cdot 3,2 = 3,2 \text{ м.}$$

## Определяем расчетное значение толщины простенка:

Для однослойных стен  $t_{ef} = t = 0,25$  м,

## Определяем гибкость простенка:

$$\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{3,2}{0,25} = 12,8 < 27.$$

## Определяем расчетное значение пролета перекрытия:

Для неразрезных несущих конструкций перекрытий, опертых в двух направлениях, при ширине опирания на рассматриваемую несущую стену не более  $2l_f$ , расчетное значение пролета перекрытия  $l_{f,ef} = 0,5l_f = 2,85$  м.

## Определяем площадь поперечного сечения анализируемого простенка:

$$A = b \cdot t = 2 \cdot 0,25 = 0,5 \text{ м}^2.$$

## Определяем значение коэффициента уменьшения сопротивления сжатию сечения простенка $\Phi_s$ :

Принимают меньшее из двух значений полученных по формулам

$$\Phi_s = 0,85 - 0,0011 \cdot \left( \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 = 0,85 - 0,0011 \cdot \left( \frac{3,2}{0,25} \right)^2 = 0,67;$$

$$\Phi_s = 1,3 - \frac{l_{f,ef}}{8} = 1,3 - \frac{2,85}{8} = 0,94 > 0,85;$$

Принимаем  $\Phi_s = 0,67$

## Определяем расчетное значение сопротивления сжатию сечения простенка и выполняем проверку предельного состояния несущей способности:

$$N_{Rd} = \Phi_s \cdot f_d \cdot A = 0,67 \cdot 2,2 \cdot 0,5 \cdot (10^3) = 737 \text{ кН} \geq N_{Ed} = 567,7 \text{ кН.}$$

*Условия проверки предельного состояния несущей способности простенка выполняются.*

## 2.6 Проверка предельного состояния несущей способности простенка базовым методом

Проверку предельного состояния несущей способности простенка производим в сечениях простенка под перекрытием первого этажа, над перекрытием подвала, а также в середине высоты простенка в соответствии с алгоритмом, приведенным в таблице 1.2.

Расчетные значения продольного усилия в указанных сечениях простенка:

$N_{1Ed} = 534,2$  кН – под перекрытием первого этажа;

$N_{mEd} = 551,0$  кН – по середине высоты простенка;

$N_{2Ed} = 567,7$  кН – над перекрытием подвала.

**Определяем расчетное значение высоты простенка**

Значение понижающего коэффициента  $\rho_n = 0,75$ ,

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 0,75 \cdot 3,2 = 2,4 \text{ м.}$$

**Определяем расчетное значение толщины простенка:**

Для однослойных стен  $t_{ef} = t = 0,25$  м,

**Определяем гибкость простенка:**

$$\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,4}{0,25} = 9,6 < 27.$$

**Определяем характеристическое значение прочности на сжатие каменной кладки**

Кладка выполняется из пустотелых керамических поризованных блоков (группа кладочных изделий 2) на стандартном растворе прочностью на сжатие  $f_m = 5$  МПа. Нормированная прочность на сжатие кладочных изделий  $f_b = 15$  МПа.

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 0,35 \cdot 15^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,77 \text{ МПа}$$

**Определяем значение модуля упругости каменной кладки:**

$$E = f_k \cdot K_E = 1000 \cdot 3,77 = 3770 \text{ МПа.}$$

**Определяем расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки:**

Класс контроля качества выполнения кладочных работ I, для кладки применяют кладочный раствор заданного качества –  $\gamma_M = 1,7$ .

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3,77}{1,7} = 2,22 \text{ МПа.}$$

**Определяем моменты инерции стен и перекрытий:**

Ширина простенка –  $b = 2$  м.

Ширина грузовой площади простенка –  $b_1 = 5,55$  м (см. рисунок 2.6).

Момент инерции стен надземной части здания

$$I_{s,1} = \frac{b \cdot t^3}{12} = \frac{2,0 \cdot 0,25^3}{12} = 2,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Момент инерции стен подвала (стены подвала выполнены из фундаментных блоков толщиной 0,3 м)

$$I_{s,2} = \frac{b_1 \cdot t^3}{12} = \frac{5,55 \cdot 0,3^3}{12} = 12,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Момент инерции перекрытий

$$I_{p,1} = \frac{b_1 \cdot h_p^3}{12} = \frac{5,55 \cdot 0,2^3}{12} = 3,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

**Определяем расчетные значения изгибающих моментов в верхнем и нижнем сечениях стены**

Перекрытия проектируются из бетона класса C<sup>25</sup>/<sub>30</sub>, а стены подвала из бетона класса C<sup>12</sup>/<sub>15</sub>. Согласно СП 5.03.01 [9], модуль упругости бетона класса C<sup>25</sup>/<sub>30</sub>  $E_{cm,1} = 32000$  МПа, бетона класса C<sup>12</sup>/<sub>15</sub>  $E_{cm} = 24000$  МПа.

Узел 1

В соответствии с обозначениями, приведенными на рисунке 2.7:

$$E_{1,a} = E = 3770 \text{ МПа}, I_{1,a} = I_{s,1} = 2,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, h_{1,a} = h = 3,2 \text{ м};$$

$$E_{2,a} = E = 3770 \text{ МПа}, I_{2,b} = I_{s,1} = 2,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, h_{2,a} = 2,79 \text{ м};$$

$$E_{4,a} = E_{cm} = 32000 \text{ МПа}, I_{4,a} = I_{p,1} = 3,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, l_{4,a} = 5,7 \text{ м}.$$

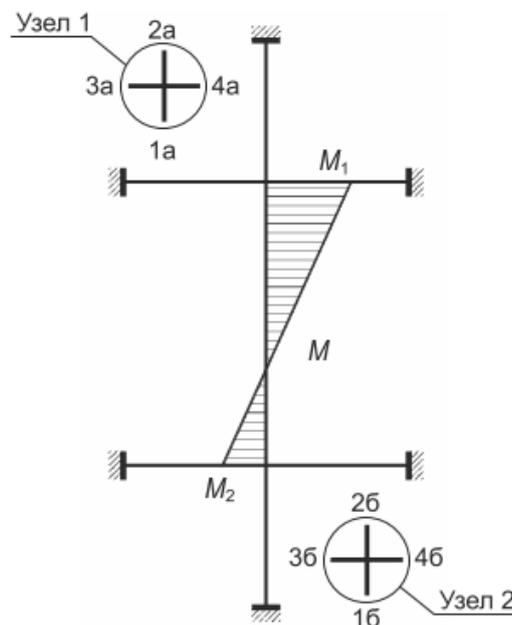


Рисунок 2.7 – Упрощенная модель рамы

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

$$k_{m,1} = \frac{n_4 \frac{E_{4a} I_{4a}}{l_{4a}}}{n_1 \frac{E_{1a} I_{1a}}{h_{1a}} + n_2 \frac{E_{2a} I_{2a}}{h_{2a}}} = 3,1 > 2.$$

Принимаем  $k_{m,1} = 2$

Коэффициент податливости узла 1:  $\eta_1 = (1 - k_{m1}/4) = 0,5$ .

Линейная расчетная нагрузка от перекрытия:  $q_4 = 1,35 \cdot 6,16 + (2 + 0,5) \cdot 1,5) \cdot 5,55 = 61,4$  кН/м.

Расчетное значение изгибающего момента под перекрытием (узел 1)

$$M_{1d} = \frac{\frac{n_1 E_{1a} I_{1a}}{h_{1a}}}{\frac{n_1 E_{1a} I_{1a}}{h_{1a}} + \frac{n_2 E_{2a} I_{2a}}{h_{2a}} + \frac{n_4 E_{4a} I_{4a}}{l_{4a}}} \left[ \frac{q_4 l_{4a}^2}{4(n_4 - 1)} \right] \eta_1 = 9,14 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

### Узел 2

В соответствии с обозначениями, приведенными на рисунке П.1:

$$E_{1,b} = E = 24000 \text{ МПа}, I_{1,b} = I_{s,1} = 12,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, h_{1,b} = 2,49 \text{ м};$$

$$E_{2,b} = E = 3770 \text{ МПа}, I_{2,b} = I_{s,2} = 2,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, h_{2,b} = 3,2 \text{ м};$$

$$E_{4,b} = E_{cm,1} = 32000 \text{ МПа}, I_{4,b} = I_{p,1} = 3,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4, l_{4,b} = 5,7 \text{ м}.$$

Коэффициент жесткости стержней  $n_1 = 3, n_2 = n_4 = 4$ .

$$k_{m,2} = \frac{n_4 \frac{E_{4b} I_{4b}}{l_{4b}}}{n_1 \frac{E_{1b} I_{1b}}{h_{1b}} + n_2 \frac{E_{2b} I_{2b}}{h_{2b}}} = 0,22 < 2.$$

Коэффициент податливости узла 2:  $\eta_2 = (1 - k_{m2}/4) = 0,945$ .

Линейная расчетная нагрузка от перекрытия:  $q_4 = (1,35 \cdot 6,29 + (3 + 0,5) \cdot 1,5) \cdot 5,55 = 76,3$  кН/м.

Расчетное значение изгибающего момента над перекрытием (узел 2)

$$M_{2d} = \frac{\frac{n_2 E_{2b} I_{2b}}{h_{2b}}}{\frac{n_1 E_{1b} I_{1b}}{h_{1b}} + \frac{n_2 E_{2b} I_{2b}}{h_{2b}} + \frac{n_4 E_{4b} I_{4b}}{l_{4b}}} \left[ \frac{q_4 l_{4b}^2}{4(n_4 - 1)} \right] \eta_2 = 7,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

**Определяем расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении стены:**

Расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении простенка

$$M_{md} = \frac{M_{1d} - M_{2d}}{2} = \frac{9,14 - 7,4}{2} = 0,87 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

**Определяем значения эксцентриситетов приложения нагрузки в сечениях простенка под и над перекрытием:**

Начальный (случайный) эксцентриситет, учитывающий отклонения при производстве работ, составляет

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2,4}{450} = 0,0053 \text{ м}.$$

При определении эксцентриситетов от ветровых воздействий, в соответствии с эпюрой распределения изгибающих моментов (рисунок 2.8а), в верхнем сечении простенка учитывают изгибающий момент, возникающий от положительного ветрового давления (рисунок 2.8б), в нижнем сечении – от отрицательного ветрового давления (рисунок 2.8в).

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

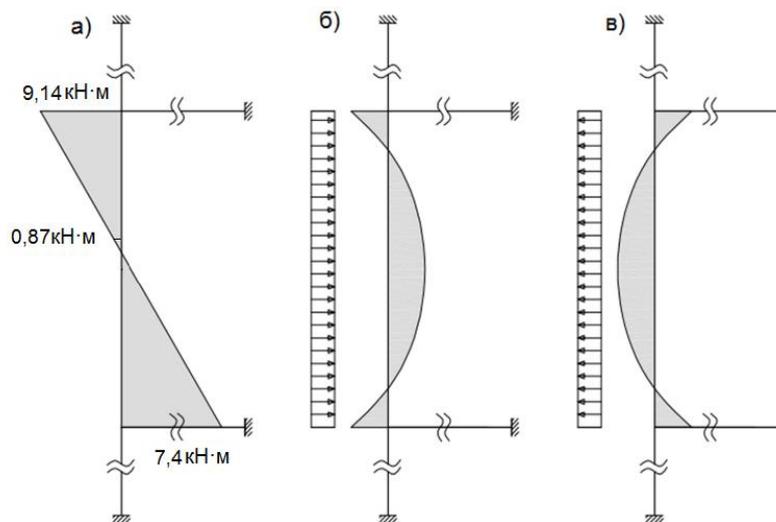
$$q_{Ewd} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,752 = 0,68 \text{ кН/м.}$$

Расчетные значения изгибающих моментов, возникающих от ветровой нагрузки

$$M_{wd,1} = M_{wd,2} = \frac{q_{Ewd} h^2}{16} = \frac{0,68 \cdot 3,2^2}{16} = 0,58 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Эксцентриситеты, вызванные действием горизонтальной (ветровой нагрузки):

$$e_{he,1} = \frac{M_{wd,1}}{N_{1Ed}} = \frac{0,58}{534,2} = 0,0011 \text{ м}; \quad e_{he,2} = \frac{M_{wd,2}}{N_{2Ed}} = \frac{0,58}{567,7} = 0,001 \text{ м.}$$



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

Рисунок 2.8 – Изгибающие моменты в простенке

Результирующий эксцентриситет приложения нагрузки в верхнем сечении простенка:

$$e_1 = \frac{M_{1d}}{N_{1Ed}} + e_{he,1} + e_{init} = \frac{9,14}{534,2} + 0,0011 + 0,0053 = 0,0235 \text{ м} > 0,05t = 0,0125 \text{ м} .$$

Результирующий эксцентриситет приложения нагрузки в нижнем сечении простенка

$$e_2 = \frac{M_{2d}}{N_{2Ed}} + e_{he,2} + e_{init} = \frac{7,4}{567,7} + 0,001 + 0,0053 = 0,0193 \text{ м} > 0,05t = 0,0125 \text{ м} .$$

**Определяем значения эксцентриситетов приложения нагрузки в среднем сечении простенка**

При расчете эксцентриситета, возникающего от ветровых воздействий в среднем сечении простенка, учитываем отрицательное ветровое давление

$$e_{he,m} = \frac{M_{wd,m}}{N_{mEd}} = \frac{0,58}{551} = 0,001 \text{ м.}$$

Результирующий эксцентриситет приложения нагрузки в среднем сечении простенка

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{mEd}} + e_{he,m} \pm e_{init} = \frac{0,87}{551} + 0,001 + 0,0053 = 0,0078 \text{ м.}$$

Эксцентриситет, вызванный ползучестью каменной кладки, с учетом предельного значения коэффициента ползучести  $\Phi_\infty = 1,5$ .

$$e_k = 0,002\Phi_\infty \cdot \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \sqrt{t \times e_m} = 0,002 \cdot 1,5 \cdot \frac{2,4}{0,25} \sqrt{0,25 \cdot 0,0125} = 0,0016 \text{ м.}$$

Для стен с гибкостью  $\lambda_c \leq 15$  эксцентриситет  $e_k$ , возникающий вследствие ползучести каменной кладки, допускается принимать равным нулю.

Суммарный эксцентриситет в среднем сечении простенка с учетом ползучести кладки

$$e_{mk} = e_m + e_k = 0,0078 + 0,0016 = 0,0094 \text{ м} < 0,05t = 0,0125 \text{ м}$$

Принимаем  $e_{mk} = 0,0125 \text{ м}$ .

**Определяем значения коэффициентов уменьшения сопротивления в верхнем и нижнем сечениях простенка:**

$$\Phi_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_1}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{0,0235}{0,25} = 0,812;$$

$$\Phi_2 = 1 - 2 \cdot \frac{e_2}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{0,0193}{0,25} = 0,846.$$

**Определяем значение коэффициента уменьшения сопротивления сжатию в среднем сечении простенка:**

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{0,0125}{0,25} = 0,9;$$

$$\lambda = \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2,4}{0,25} \cdot \sqrt{\frac{3,77}{3770}} = 0,3;$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0,3 - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{0,0125}{0,25}} = 0,35;$$

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,9 \cdot 2,72^{-\frac{0,35^2}{2}} = 0,85.$$

**Площадь поперечного сечения анализируемого простенка:**

$$A = b \cdot t = 2 \cdot 0,25 = 0,5 \text{ м}^2.$$

**Расчетное значение сопротивления сжатию верхнего, нижнего и среднего сечений простенка:**

$$N_{1Rd} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 0,812 \cdot 0,5 \cdot 2,22 \cdot (10^3) = 901,3 \text{ кН} > N_{1Ed} = 534,2 \text{ кН};$$

$$N_{2Rd} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 0,846 \cdot 0,5 \cdot 2,22 \cdot (10^3) = 939,1 \text{ кН} > N_{2Ed} = 567,7 \text{ кН};$$

$$N_{mRd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 0,85 \cdot 0,5 \cdot 2,22 \cdot (10^3) = 943,5 \text{ кН} > N_{mEd} = 551 \text{ кН}.$$

**Условия проверки предельного состояния несущей способности соблюдаются.**

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования: СНиП II-22-84. – Введ.1.01.1983. – М. : Стройиздат, 1983. – 40 с.
2. Онищик, Л. И. Каменные конструкции / Л. И. Онищик // – М.: Стройиздат, 1939. –209 с.
3. Основы проектирования строительных конструкций : СН 2.01.01-2022. – Введ. 30.06.2022. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2022. – 60 с.
4. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования: СП 5.02.01-2021. – Введ.1.04.2021. – Минск: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2021. – 116 с.
5. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки : СН 2.01.02-2019. – Введ. 16.12.2019. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 33 с.
6. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки : СН 2.01.04-2019. – Введ. 16.12.2019. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 36 с.
7. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Ветровые воздействия : СН 2.01.05-2019. – Введ. 16.12.2019. – Минск : Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, 2020. – 119 с.

Учебное издание

**ДЕРКАЧ Валерий Николаевич**

**РАСЧЕТ ВЕРТИКАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ  
СТЕН ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ**

Методические указания  
к выполнению дипломного проекта по курсу  
«Железобетонные и каменные конструкции»  
специальности 1-70 02 01 Промышленное и гражданское строительство

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
в области строительства и архитектуры Республики Беларусь*

Ответственный за выпуск: Деркач В. Н.

Редактор: Винник Н. С.

Компьютерная верстка: Тюшкевич П. Б.

Корректор: Дударук С. А.

---

Издательство БрГТУ. Свидетельство о государственной регистрации  
издателя, изготовителя, распространителя печатных изданий № 1/235  
от 24.03.2014 г., №3/1569 от 16.10.2017 г. Подписано в печать 28.03.2025 г.  
Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага «Снегурочка». Гарнитура «Times New Roman».  
Усл. печ. л. 3,72. Уч. изд. л. 4. Заказ № 255. Тираж 18 экз.  
Отпечатано на ризографе учреждения образования «Брестский государственный  
технический университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.