

Яковлев С. К.

**РАСЧЕТ
КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПО ЕВРОКОДУ EN 1996
И РОССИЙСКИМ СТАНДАРТАМ.**

**КАМЕННЫЕ ПОСТРОЙКИ
В ИСТОРИИ ЧЕЛОВЕЧЕСТВА**

*Расчеты каменных и армокаменных конструкций
по прочности и эксплуатационной пригодности.
Каменные постройки в истории человечества —
от Древнего Египта до каменных городов майя
и собора «Саграда Фамилия» архитектора А. Гауди*

Учебно-методическое пособие



ИЗДАТЕЛЬСТВО АКАДЕМИЗДАТ
Новосибирск
2021

УДК 624.012.4

ББК 38.5

Я47

Рецензенты:

доктор техн. наук, профессор А. Ю. Столбоушкин СибГИУ
(г. Новокузнецк);
главный инженер ООО «СибПСК»
(г. Новокузнецк) В. Н. Стакин

Издано при поддержке Ассоциации
«СРО «Кузбасский проектно-научный центр»

Яковлев, Сергей Кириллович

Я47 Расчет каменных и армокаменных конструкций по Еврокоду EN 1996 и российским стандартам. Каменные постройки в истории человечества / Яковлев С. К. — Новосибирск : Академиздат, 2021. — 208 с.

ISBN 978-5-6045107-5-9

Приведено сопоставление Еврокода EN 1996 и российских стандартов. Рассмотрены методики расчета элементов каменных и армокаменных конструкций при различных воздействиях. Приведены справочные данные для определения прочностных характеристик материалов каменных конструкций при сжатии, изгибе, растяжении и срезе. Освещаются разные периоды времени в истории человечества с точки зрения применения каменных материалов и технологий строительства из этих материалов зданий и сооружений.

Для специалистов проектных и научно-исследовательских организаций, студентов, аспирантов и профессорско-преподавательского состава строительных институтов и университетов.

УДК 624.012.4

ББК 38.5

Все права защищены. Любая часть этой книги не может быть воспроизведена в какой бы то ни было форме и какими бы то ни было средствами без письменного разрешения владельцев авторских прав.

ISBN 978-5-6045107-5-9

© Яковлев Сергей Кириллович, автор, 2021

© Издательство «Академиздат», 2021

Об авторе



Яковлев Сергей Кириллович — инженер-строитель, кандидат технических наук, доцент кафедры инженерных конструкций Сибирского государственного индустриального университета (г. Новокузнецк), почетный работник высшего технического образования. В 1984 г. закончил аспирантуру на кафедре железобетонных конструкций Московского инженерно-строительного института (сейчас МГСУ). В настоящее время является директором Ассоциации «Саморегулируемая организация «Кузбасский проектно-научный центр» и председателем Экспертного совета Ассоциации. Заместитель директора ООО «Экспертиза», эксперт в области обследования строительных конструкций зданий и сооружений, включая экспертизу промышленной безопасности опасных производственных объектов. Прошел обучение на четырех международных семинарах по Еврокодам, проводимых в МГСУ. Организатор семинаров по Еврокодам для специалистов проектных организаций Ассоциации, а также для студентов и преподавателей Архитектурно-строительного института СибГИУ. Соавтор серии из четырех книг по расчету железобетонных и металлических конструкций с использованием Еврокодов, а также книги, посвященной вопросам стесненного кручения элементов металлических конструкций.

Оглавление

ОБ АВТОРЕ.....	3
ПРЕДИСЛОВИЕ	7
ГЛАВА 1. ОСНОВЫ РАСЧЕТА КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ЕВРОКОДУ EN 1996.....	13
1.1. Сопоставление Еврокода EN 1996 и российских стандартов	13
1.1.1. Классификация камней и блоков по группам	14
1.1.2. Приведенное среднее значение прочности камней и блоков на сжатие.....	16
1.2. Определение нормативного сопротивления сжатию каменной кладки.....	18
1.2.1. Определение нормативного сопротивления сжатию каменной кладки на растворах общего назначения, легких растворах и растворах, укладываемых тонким слоем	20
1.2.2. Определение нормативного сопротивления сжатию каменной кладки с полосовым заполнением раствором горизонтальных швов	28
1.3. Определение нормативного сопротивления каменной кладки срезу (сдвигу)	29
1.4. Определение нормативного сопротивления каменной кладки растяжению при изгибе	32
1.5. Расчетное сопротивление материалов каменной кладки	33
1.6. Предельные состояния по несущей способности.....	35
1.7. Предельные состояния по эксплуатационной пригодности	36
1.8. Жесткая и упругая конструктивная схема зданий и сооружений.....	37
ГЛАВА 2. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	45
2.1. Расчет неармированной каменной кладки на действие вертикальной нагрузки	45
2.2. Расчет неармированной каменной кладки на действие горизонтальной нагрузки	55

2.3. Расчет неармированной каменной кладки на срез	64
2.4. Расчет неармированной каменной кладки на действие комбинированной вертикальной и горизонтальной нагрузки	73
ГЛАВА 3. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ АРМИРОВАННЫХ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	95
3.1. Расчет армированной каменной кладки на действие поперечной и (или) продольной нагрузки	95
3.1.1. Расчет армированной каменной кладки на изгиб	95
3.1.2. Расчет армированной каменной кладки на действие продольной нагрузки.....	110
3.2. Расчет армированной каменной кладки на срез.....	115
3.3. Каменная кладка в обойме	120
ГЛАВА 4. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ АРМИРОВАННЫХ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	129
ГЛАВА 5. РАСЧЕТ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ	143
ПОСЛЕСЛОВИЕ	153
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	192
ПРИЛОЖЕНИЕ А	194
ПРИЛОЖЕНИЕ Б	199
ПРИЛОЖЕНИЕ В	206

Предисловие

Первоначально книга задумывалась как очередное (пятое по счету) чисто техническое учебно-методическое пособие, целью которого является помощь специалистам строительной отрасли в изучении и освоении методик Еврокодов при расчете элементов каменных и армокаменных конструкций. Но в процессе работы над книгой появилась мысль, что книга должна стать и благодарностью каменным конструкциям, выполняющим большую функциональную и культурную роль в истории человечества. Потому, что тысячелетия существуют египетские пирамиды, каменные постройки времен правления царя Ирода Великого, римские общественные и технические постройки, каменные города майя. Существует Барселона, наполненная каменными архитектурными шедеврами А. Гауди, Московский и Казанский Кремль, дворцы и музеи Санкт-Петербурга. И еще потому, что в 60-е годы прошлого века кирпичные «хрущевки» позволили миллионам россиян получить более или менее достойное жилье. И эти кирпичные «хрущевки» существуют до сих пор во всех городах России.

В связи с вышеизложенным, появилась своеобразная структура содержания книги, когда чисто технические вопросы чередуются с историческими вставками, в которых освещаются разные периоды времени в истории человечества с точки зрения применения каменных материалов и технологий строительства из этих материалов зданий и сооружений. Исторические вставки с иллюстрациями охватывают периоды времени древних Египта, Китая и Индии, периоды времени древнего Рима и цивилизации майя в Центральной Америке, а также периоды времени Киевской Руси. И, конечно же, в книге рассказывается об архитектурных каменных шедеврах А. Гауди в Барселоне. Рассмотренный исторический материал имеет не только познавательное значение, но и показывает, каких ошибок следует избегать государству в отношении строительства, окружающей среды и политического устройства. На примере Древнего Египта видна негативная роль изоляции от других более развитых государств и отсутствия внутренней конкуренции в сфере строительства. Заброшенные каменные пирамиды Северного Китая и города майя наглядно показывают, к чему может привести пренебрежительное отношение к окружающей среде — бесконтрольная вырубка лесов для своих нужд. Технологически развитая в военном деле и в строительстве Римская империя показала пагубность политической диктатуры и борьбы за власть, приведших империю в упадок.

Техническое регулирование в области проектирования каменных и армокаменных конструкций в России напрямую связано с развитием отрасли по производству каменных материалов за несколько последних десятилетий. Постановлением Совета Министров СССР (август 1954 года) «О развитии производства сборных железобетонных конструкций и деталей для строительства» на 1954 год и последующие годы были значительно увеличены капитальные вложения в развитие и производство сборных железобетонных конструкций. В связи с этим, негласно, каменные материалы получили статус не индустриальных и не перспективных строительных материалов. Но, не смотря на это, производство каменных материалов в стране продолжало увеличиваться — если в середине 50-х годов производился 21 миллиард штук кирпича в год, то в 1983 году выпускалось уже 42,5 миллиарда штук кирпича, а позже производство кирпича достигало 48 миллиардов штук в год. Рост потребности в кирпиче был связан с тем, что кирпич является экологически чистым строительным материалом, обладает хорошими теплотехническими и звукоизолирующими свойствами. В предшествующий период учеными предлагались интересные разработки в области механизации выполнения кирпичной кладки зданий. Но машина для кладки кирпичных стен киевского инженера Ф. И. Шарубина, позволяющая механизировать выполнение кирпичной кладки, была отвергнута, как не отвечающая общей направленности технического прогресса в строительстве (журнал «Изобретатель и рационализатор» № 8 за 1986 год). В НИИ строительной физики и ограждающих конструкции (г. Москва) в 1957–1959 годах была предложена и проверена при строительстве ряда объектов технология производства виброкирпичных блоков и панелей. Прочность виброкирпичной кладки вдвое превышает прочность обычной каменной кладки, что приводит к соответствующей экономии материалов. Производительность труда в строительстве при применении виброкирпичных панелей увеличивалась в 3–4 раза, панели обладали высокой надежностью и сейсмостойкостью. Монтаж виброкирпичных панелей мог выполняться зимой при любой температуре. Но производство виброкирпичных панелей, с укладкой кирпича в формы вручную, было налажено только на нескольких небольших кирпичных заводах и к концу 90-х годов прошлого века было прекращено. В то же время, по имеющимся сведениям [16], ряд зарубежных фирм в США, Канаде и Австралии создали технологическое оборудование, позволяющее полностью автоматизировать производство виброкирпичных панелей, и наладили выпуск панелей, которые используются в качестве навесных в многоэтажных зданиях.

Современные заводы по производству штучных каменных материалов в России используют, как правило, немецкое, итальянское или испан-

ское технологическое оборудование. Это явилось одной из причин того, что в 2017 году несколько десятков европейских стандартов, касающихся производства и испытания каменных материалов, были переведены на русский язык и утверждены Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии в качестве российских стандартов.

При рассмотрении действующих российских стандартов по проектированию каменных и армокаменных конструкций ([10] и [11]), необходимо отметить, что их основные положения не менялись с 1962 года, то есть со времени выхода СНиП II-В.2-62 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования». В российском стандарте [10] для определения прочностных характеристик каменной кладки предлагается использовать только расчетные зависимости (формулы) и табличные данные. В Еврокоде [5] предлагается, в первую очередь, определять прочностные характеристики каменной кладки прямыми испытаниями конкретных материалов для конкретного объекта. И, только во вторую очередь, допускается для определения прочностных характеристик каменной кладки использовать расчетные зависимости (формулы) и табличные данные. И дело здесь в том, что прямые испытания каменной кладки из конкретных материалов могут дать более высокие показатели прочности кладки, чем осторожные показатели прочности кладки с использованием формул и данных таблиц. Это, в свою очередь, может привести к экономии конкретных каменных материалов на конкретном объекте.

В российских стандартах по каменным конструкциям в таблицах сразу предлагаются расчетные, а не нормативные сопротивления каменной кладки при различных воздействиях. И только при сжатии каменной кладки переход к нормативным сопротивлениям предлагается делать через коэффициенты k (даются всего два значения в табл. 15 [10]). Следует отметить, что так было не всегда. Во второй главе СНиП II-А.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» (1962 г.) первоначально давались таблицы с нормативным сопротивлением каменной кладки, а лишь затем определялось расчетное сопротивление каменной кладки с использованием коэффициентов однородности $k_k = 0,4 \div 0,5$ (табл. 18). С выходом СНиП II-В.2-62 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования», в развитие второй главы СНиП II-А.10-62, в таблицах стали даваться только расчетные сопротивления каменной кладки. В Еврокоде [5] первоначально определяются нормативные прочностные характеристики материалов кладки и самой кладки, а лишь затем с использованием коэффициентов надежности γ_m вычисляются расчетные характеристики.

В процессе изучения и сравнения европейских и российских методик проектирования каменных и армокаменных конструкций появился ряд вопросов к содержанию российских стандартов [10] и [11].

Вопрос об отличии стандарта [10] от остальных российских стандартов в последовательности определения нормативных и расчетных характеристик каменной кладки рассмотрен выше.

Следующий вопрос связан с тем, что российский стандарт [10] для расчета каменных стен многоэтажных зданий допускает использовать модель с одинарной кривизной для всех этажей здания (п. 9.10 стандарта). При этом изгибающий момент в верхней части стены определяется с учетом того, что расстояние от точки приложения опорной реакции конструкции перекрытия, опирающейся на стену, до внутренней грани стены, принимается равным одной трети глубины опирания, но не более 7 см. Формулы для определения изгибающих моментов, с учетом принятых допущений, приводятся в табл. 12 [11], а соответствующие примеры расчета каменных стен зданий приводятся в [12] (примеры 54–58). Упрощенный подход российского стандарта [10] вызывает определенные сомнения, так как нагрузка от верхних этажей здания не учитывается в опорной реакции конструкции нижерасположенного перекрытия. В то же время распределение нагрузки от верхних этажей здания между кирпичной кладкой и (как правило) железобетонной конструкцией перекрытия, имеющих разные модули деформации материалов (отличающихся на порядок), приводит к значительному увеличению опорной реакции конструкции перекрытия (см. рис. 12 данного пособия). Интересно, что в Великобритании подобный подход считается «традиционным» для практики проектирования каменных стен ([8], стр. 129), когда нагрузка от верхних этажей или от других конструкций учитывается при определении эксцентриситета опорной реакции конструкции перекрытия (ответ 2 примера А.5.2 приложения 5 [8]).

В Еврокоде [5] рекомендуется несколько более сложный, но при этом также упрощенный метод определения изгибающих моментов в сечениях каменной стены многоэтажного здания. В связи с тем, что в российском стандарте [10] нагрузка от верхних этажей здания не учитывается в опорной реакции конструкции нижерасположенного перекрытия, изгибающий момент в стене здания получается почти в три раза меньше, чем изгибающий момент, вычисленный в соответствии с Еврокодом [5] (см. примечание на стр. 86 данного пособия). Это приводит к уменьшению величины расчетного эксцентриситета и завышению несущей способности (снижению надежности) каменной конструкции, запроектированной по российскому стандарту [10]. Приближенный подход российского стандарта [10] вряд ли будет приемлем при проектировании ка-

менных стен зданий с использованием Еврокодов за пределами России и, очевидно, требует корректировки.

Еще один вопрос к российским стандартам [10] и [11] касается необходимости учета арматуры в гибких сжатых армокаменных элементах. Еврокод [5] устанавливает, что для гибких сжатых элементов (при гибкости более 12) следует применять продольное армирование (п. 6.6.2 (7)). Однако при определении несущей способности сжатого армокаменного элемента продольная арматура не учитывается. Расчет армированного сжатого каменного элемента выполняется как неармированного каменного элемента, но с учетом изгибающего момента, учитывающего дополнительное перемещение вследствие гибкости элемента (эффекты теории второго порядка). То есть арматура при определении несущей способности армированного сжатого каменного элемента вообще не учитывается. Продольное армирование применяется исключительно для повышения надежности эксплуатации гибких сжатых каменных конструкций.

Для российского инженера все это, на первый взгляд, кажется непонятным. Для понимания данной ситуации следует обратить внимание на то, что в [10] продольное армирование сжатых элементов из каменной кладки вообще не рассматривается. В пп. 5.16–5.23 [11] предлагается методика расчета внецентренно сжатых армированных каменных элементов, аналогичная методике расчета сжатых железобетонных элементов. Но общеизвестно, что в железобетонных элементах модули упругости арматуры и бетона отличаются в несколько раз, в то время как в армированной каменной кладке модули упругости арматуры и кладки отличаются в несколько десятков раз. В этом случае в сжатых армированных элементах каменной кладки, при равенстве деформаций арматуры и кладки, напряжения в сжатой арматуре быстро достигают предела текучести и она выключается из работы, в то время как каменная кладка продолжает сопротивляться сжатию. *По этой причине Еврокод [5] и не учитывает работу сжатой арматуры в сжатых и изгибаемых армированных элементах каменной кладки.* В российском стандарте [11] для сжатых армированных элементов каменной кладки выключение сжатой арматуры из работы учитывается уменьшением на 15 % расчетного сопротивления каменной кладки сжатию, то есть введением коэффициента 0,85. Но ведь прочность сжатой каменной кладки, по факту, не уменьшается. То есть, не имеющий реальной основы коэффициент 0,85, вводится для того, чтобы для расчета внецентренно сжатых армированных каменных элементов можно было использовать методику, аналогичную методике расчета сжатых железобетонных элементов. При этом, реальное напряженно-деформируемое состояние сжатых армированных элементов каменной кладки игнорируется. Для армированных изгибаемых элементов

каменной кладки с двойной арматурой российский стандарт [11] (п. 5.24, а) учитывает работу сжатой арматуры без какого-либо снижения расчетного сопротивления кладки сжатию.

Рассмотренные выше вопросы по содержанию российских стандартов [10] и [11] требуют, по мнению автора, существенной переработки этих документов.

С целью облегчения работы специалистов при проектировании каменных и армокаменных конструкций в соответствии с требованиями Еврокода [5], в данном пособии даются приложения, заимствованные из [5] и [8]. В приложении А данного пособия приводятся данные для определения коэффициента ослабления на уровне середины высоты стены. В приложении Б даются таблицы для определения коэффициентов изгибающих моментов для однослойных стен. В приложении В приводятся графики для определения предельных значений отношения длины или высоты к толщине стены для обеспечения ее устойчивости.

Учитывая относительную новизну изложенного материала для российских инженеров, отдельные вопросы, рассмотренные в данном издании, требуют дальнейшего анализа и проработки. Автор с благодарностью примет все замечания и пожелания по содержанию книги.

Автор выражает глубокую благодарность заместителю директора по вопросам технического регулирования Ассоциации «СРО «Кузбасский проектно-научный центр» Я. И. Мысляевой за участие в оформлении данной книги, а также канд. техн. наук, А. И. Плотникову (ПКБ «Петракомплект», Москва), доктору техн. наук, профессору А. Ю. Столбоушкину (СибГИУ, г. Новокузнецк), главному инженеру ООО «СибПСК» (г. Новокузнецк) В. Н. Стакину и инженеру И. А. Новиковой (Ассоциация «СРО «Кузбасский проектно-научный центр») — за многолетнее сотрудничество и ценные замечания по содержанию книги.

Все иллюстрации данной книги взяты автором исключительно из открытых источников в сети Интернет, не содержащих указаний на авторов иллюстраций и каких-либо ограничений для их заимствования.

Глава 1.

Основы расчета каменных и армокаменных конструкций по Еврокоду EN 1996

1.1. Сопоставление Еврокода EN 1996 и российских стандартов

В первую очередь, внимание российских инженеров необходимо обратить на ряд отличий проектирования каменных конструкций по EN 1996-1-1 от проектирования по российским стандартам. При сопоставлении EN 1996-1-1 и национальных стандартов РФ следует выделить следующие наиболее важные моменты проектирования по указанному Еврокоду:

- классификация камней и блоков по группам;
- перевод среднего значения прочности камня или блока на сжатие в приведенное (нормированное) среднее значение прочности на сжатие.

Данные особенности вызваны необходимостью регулировать требования ко всему многообразию типов кирпичей и блоков, производимых не в отдельной европейской стране, а во всех странах Европейского союза.

Производство и требования к кирпичу и блокам должны соответствовать стандарту EN 771. Стандарт EN 771 состоит из шести частей. В 2017 году все шесть частей европейского стандарта были переведены на русский язык и утверждены в качестве российских стандартов Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии. Ниже приведены все шесть утвержденных российских стандартов:

ГОСТ Р 57347-2016/EN 771-1: 2011. Кирпич керамический. Технические условия.

ГОСТ Р 57348-2016/EN 771-2: 2011. Кирпич и блоки силикатные. Технические условия.

ГОСТ Р 57333-2016/EN 771-3: 2011. Блоки стеновые из бетонов на плотных и пористых заполнителях. Технические условия.

ГОСТ Р 57334-2016/EN 771-4: 2011. Блоки из автоклавного ячеистого бетона. Технические условия.

ГОСТ Р 57335-2016/EN 771-5: 2011. Блоки бетонные строительные. Технические условия.

ГОСТ Р 57294-2016/EN 771-6: 2011. Изделия стеновые из природного камня. Технические условия.

Наличие данных стандартов позволяет российским специалистам использовать методики Еврокода EN 1996-1-1 при проектировании каменных и армокаменных конструкций.

Следует обратить внимание специалистов на то, что в Еврокоде [5] указывается, что прочностные характеристики каменной кладки следует определять прямыми испытаниями конкретных материалов для конкретного объекта, но при этом для определения прочностных характеристик каменной кладки допускается использовать расчетные зависимости (формулы) и табличные данные. Это связано с тем, что прямые испытания каменной кладки из конкретных материалов могут дать более высокие показатели прочности кладки, чем осторожные показатели прочности кладки с использованием формул и данных таблиц, что приведет к экономии конкретных материалов на конкретном объекте.

В российском стандарте [10] для определения прочностных характеристик каменной кладки используются только расчетные зависимости (формулы) и табличные данные.

1.1.1. Классификация камней и блоков по группам

Для применения тех или иных расчетных зависимостей, а также для ссылок в других разделах Еврокода, в EN 1996-1-1 камни и блоки классифицируются по группам. Четыре группы классифицируют камни и блоки с разным количеством и направлением (вертикальным или горизонтальным) пустот. Группы кирпичей и блоков приводятся в табл. 1 (соответствует табл. 3.1 [5]).

Таблица 1 — Геометрические требования к классификации камней и блоков

	Материал камня или блока и пределы классификации				
	Группа 1 (все камни и блоки)	Вид камня или блока	Группа 2	Группа 3	Группа 4
Объем вертикальных пустот			Объем гориз. пустот		
Общий объем пустот (в % к объему камня или блока)	≤25	Кирпич	>25; ≤55	≥25; ≤70	>25; ≤70
		Силик. блок	>25; ≤55	— *	— *
		Бетон ^{b)}	>25; ≤60	>25; ≤70	>25; ≤50

Таблица 1 (продолжение)

	Материал камня или блока и пределы классификации							
	Группа 1 (все камни и блоки)	Вид камня или блока	Группа 2		Группа 3		Группа 4	
			Объем вертикальных пустот				Объем гориз. пустот	
Объем отдельных пустот (в % к объему камня или блока)	≤12,5	Кирпич	Каждая из пустот ≤2; выемки для захвата блока до 12,5		Каждая из пустот ≤2; выемки для захвата бло- ка до 12,5		Каждая из пустот ≤30	
		Силик. блок	Каждая из пустот ≤15; выемки для захвата блока до 30		— *		— *	
		Бетон ^{b)}	Каждая из пустот ≤30; выемки для захвата блока до 30		Каждая из пустот ≤30; выемки для захвата блока до 30		Каждая из пустот ≤25	
Установлен- ное значение толщины внешней и внутренней стенок (в мм)	Не нормируется		Внутрен- няя стенка	Внешняя стенка	Внутрен- няя стенка	Внешняя стенка	Внутрен- няя стенка	Внешняя стенка
		Кирпич	≥5	≥8	≥3	≥6	≥5	≥6
		Силик. блок	≥5	≥10	— *		— *	
		Бетон ^{b)}	≥15	≥18	≥15	≥15	≥20	≥20
Установлен- ное значение суммарной толщины внешней и внутренней стенок ^{a)} (в % к шири- не блока)	Не нормируется	Кирпич	≥16		≥12		≥12	
		Силик. блок	≥20		— *		— *	
		Бетон ^{b)}	≥18		≥15		≥45	

^{a)} Суммарной толщиной стенок является толщина внешних и внутренних стенок, измеренная горизонтально и суммированная в основном направлении. Измерения проводят в один этап и повторяют только в случае возникновения принципиальных изменений проектных размеров применяемых камней и блоков.

^{b)} При скошенных пустотах или пустотах, имеющих овальную или круглую форму сечения, применяют среднее значение толщины стенок.

* – Не применяется.

Примечания:

1. Как правило, определение группы камней и блоков осуществляет изготовитель.

2. В российском стандарте [10] классификация кирпичей и блоков по группам не применяется.

1.1.2. Приведенное среднее значение прочности камней и блоков на сжатие

Среднее значение прочности камня или блока на сжатие, полученное при испытании, переводится в приведенное (нормированное) среднее значение прочности на сжатие, которое соответствует прочности материала при испытании куба с размерами $100 \times 100 \times 100$ мм.

В соответствии с приложением 2 [8] для преобразования среднего значения прочности камня или блока на сжатие в приведенное среднее значение прочности на сжатие f_b необходимо использовать коэффициент формы d . Значения коэффициента формы d приводятся в таблице 2 (соответствует табл. A2.1 EN 772-1 или табл. A.1 ГОСТ Р 57349-2016/EN 772-1:2011. Кирпич и блоки. Метод определения прочности на сжатие).

Таблица 2 — Коэффициент формы d

Высота ¹⁾ , мм	Ширина, мм				
	50	100	150	200	≥250
40	0,80	0,70	—	—	—
50	0,85	0,75	0,70	—	—
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
>250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Примечание. Между соседними значениями коэффициента формы допускается линейная интерполяция.

¹⁾ Высота после подготовки поверхности

Приведенное среднее значение прочности блока на сжатие определяется по формуле:

$$f_b = CF \cdot d \cdot (\text{среднее значение прочности блока на сжатие}),$$

где CF — согласующий коэффициент, зависящий от условий испытания блоков:

$CF = 1,0$ — для всех видов блоков, кроме силикатных;

$CF = 0,8$ — для силикатных блоков;

$CF = 1,2$ — при испытании блоков в водонасыщенном состоянии.

Примечание:

Европейскому стандарту EN 772-1 соответствует российский стандарт ГОСТ Р 57349-2016/EN 772-1:2011 Кирпич и блоки. Метод определения прочности на сжатие.

Ниже приводятся примеры определения приведенной средней прочности на сжатие для разных типов кирпичей и блоков.

Пример 1. Для каменной кладки используется керамический полнотелый кирпич размерами $250 \times 125 \times 65$ мм марки 100 (среднее значение прочности кирпича на сжатие 10 Н/мм^2).

Приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие:

$$f_b = CF \cdot d \cdot 10 = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 10 = 8 \text{ Н/мм}^2,$$

где $CF = 1,0$ — для всех видов кирпичей и блоков, кроме силикатных;

$d = 0,8$ — по таблице 2 при высоте кирпича 65 мм и ширине 125 мм.

Пример 2. Для кирпичной кладки используется силикатный кирпич размерами $250 \times 125 \times 65$ мм марки 150 (среднее значение прочности кирпича на сжатие 15 Н/мм^2).

Приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие:

$$f_b = CF \cdot d \cdot 15 = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 15 = 9,6 \text{ Н/мм}^2,$$

где $CF = 0,8$ — для силикатных кирпичей и блоков;

$d = 0,8$ — по таблице 2 при высоте кирпича 65 мм и ширине 125 мм.

Пример 3. Для кладки с применением раствора, укладываемого тонким слоем, используется оштунтованный керамический блок размерами $600 \times 85 \times 198$ мм марки 200 (среднее значение прочности кирпича на сжатие 20 Н/мм^2).

Приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие:

$$f_b = CF \cdot d \cdot 20 = 1,0 \cdot 1,38 \cdot 20 = 27,6 \text{ Н/мм}^2,$$

где $CF = 1,0$ — для всех видов блоков, кроме силикатных;

$d = 1,38$ — по таблице 2 при высоте блока 198 мм и ширине 85 мм.

1.2. Определение нормативного сопротивления сжатию каменной кладки

Внимание российских специалистов следует обратить на то, что в российских стандартах по каменным конструкциям в таблицах сразу предлагаются расчетные, а не нормативные сопротивления каменной кладки при различных воздействиях. И только при сжатии каменной кладки переход к нормативным сопротивлениям предлагается делать через коэффициенты k (даются всего два значения в табл. 15 [10]). О переходе к нормативным сопротивлениям при осевом растяжении, растяжении при изгибе, срезе и главным растягивающим напряжениям при изгибе каменной кладки какой-либо информации в [10] нет. Это отличается от российских стандартов (Сводов Правил) по проектированию железобетонных, металлических и алюминиевых конструкций, в которых соблюдаются общие принципы метода расчета по предельным состояниям и первоначально определяются нормативные характеристики материалов, а затем осуществляется переход к расчетным характеристикам материалов. Особенности определения нормативных и расчетных характеристик цельной древесины и изделий освещаются ниже в примечании. Для обоснования выше описанного своеобразного подхода при проектировании каменных конструкций в [11] дается сомнительная ссылка на стандарт СЭВ 384-76 «Строительные конструкции и основания» 1978 года. Однако, возникает неувязка по времени, так как в третьей главе СНиП II-A.10-62 «Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования» (1962 г.) первоначально давались таблицы с нормативным сопротивлением каменной кладки, а лишь затем определялось расчетное сопротивление каменной кладки с использованием коэффициентов однородности $k_k = 0,4 \div 0,5$ (табл. 18). За 14 лет до разработки стандарта СЭВ 384-76, с выходом СНиП II-B.2-62 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования», в развитие третьей главы СНиП II-A.10-62, в таблицах стали даваться только расчетные сопротивления каменной кладки. По-видимому, реальная причина выше описанного своеобразного подхода при проектировании каменных конструкций связана с отсутствием в 60-е годы базы адекватных значений коэффициентов надежности, которые должны были учитывать различные факторы для такого неоднородного материала, как каменная кладка. Это такие факторы, как вид каменных материалов и качество их производства, вид и качество раствора, срок эксплуатации объекта. Отсутствие каких-либо изменений в [10] по данному вопросу за прошедшие десятилетия свидетельствует о том, что исследования в этой области не проводились.

Примечание.

В российском стандарте СП 64.13330.2011 «Деревянные конструкции» в таблицах даются только расчетные сопротивления строительной древесины и изделий при различных воздействиях. Информация о нормативных сопротивлениях строительной древесины и изделий приводится в «Пособии по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80)». М., ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. 1986.

В Еврокоде [5] первоначально определяются нормативные прочностные характеристики материалов кладки и самой кладки, а лишь затем с использованием коэффициентов надежности γ_m вычисляются расчетные характеристики. Значения γ_m устанавливаются в национальном приложении к [5]. Рекомендованные значения γ_m , установленные для разных классов конструкций или их частей в зависимости от проектного срока эксплуатации и уровня контроля при производстве работ, приведены в таблице 7 данного пособия.

Для того, чтобы специалистам был более понятен последующий материал, связанный с определением нормативной прочности каменной кладки, приводится информация о типах каменной кладки, на которые даются ссылки в [5].

Кладка с применением растворов общего назначения и легкого раствора — общепринятый в России тип кладки. Используется цепная или многорядная система перевязки кирпичей или блоков. В зависимости от того, доходит ли раствор до лицевой поверхности кирпича или блока, различают кладку «в подрезку», «под расшивку» и «впустошовку».

Кладка с применением раствора, укладываемого тонким слоем — в России, как правило, применяется для устройства перегородок. Используются особые кирпичи из известкового песка ($270 \times 130 \times 75$ мм), кирпичи для тонкошовной кладки ($200 \times 75 \times 270$ мм) и оштупованные блоки ($600 \times 85 \times 198$ мм). Для стен применяются шумопоглощающие блоки размером $300 \times 235 \times 198$ мм. В качестве раствора используется клейстерный тонкошовный раствор, который позволяет выполнять между блоками шов толщиной в несколько миллиметров.

Кладка с полосовым заполнением раствором горизонтальных швов — в стене блоки укладывают на две или более полосы раствора. При этом обязательным является нанесение полос по внешним краям опорных поверхностей блоков. В России данный тип кладки применяется редко.

1.2.1. Определение нормативного сопротивления сжатию каменной кладки на растворах общего назначения, легких растворах и растворах, укладываемых тонким слоем

Нормативное сопротивление сжатию каменной кладки может определяться двумя методами:

1) по результатам испытаний в соответствии с EN 1052-1 (европейскому стандарту соответствует ГОСТ Р 57290-2016/EN 1052-1:1998. Кладка каменная. Метод определения прочности на сжатие), проводимых для конкретного объекта, или по результатам ранее проведенных испытаний, сведенных в базу данных, при этом оценку результатов испытаний проводят с применением формулы (3.1) [5] и представляют в форме таблицы:

$$f_k = K f_b^\alpha \cdot f_m^\beta,$$

где f_k — нормативное сопротивление сжатию каменной кладки, Н/мм²;
 K — константа, которую, при необходимости, изменяют согласно п. 3.6.1.2(3) и/или 3.6.1.2(6) [5];

α, β — константы;

f_b — приведенное сопротивление сжатию камня (блока) в направлении нагрузки, Н/мм²;

f_m — прочность кладочного раствора на сжатие Н/мм².

2) по зависимостям между нормативным сопротивлением сжатию каменной кладки f_k , приведенным сопротивлением сжатию камня (блока) f_b и прочностью кладочного раствора на сжатие f_m :

— для каменной кладки с применением раствора общего назначения и легкого раствора по формуле (3.2) [5]

$$f_k = K f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3};$$

— для каменной кладки с применением раствора, укладываемого тонким слоем, с толщиной горизонтального шва от 0,5 до 3 мм, и керамического кирпича групп 1 и 4, силикатных блоков, бетонных блоков или блоков из ячеистого бетона по формуле (3.3) [5]

$$f_k = K f_b^{0,85};$$

— для каменной кладки с применением раствора, укладываемого тонким слоем, с толщиной горизонтального шва от 0,5 до 3 мм, и керамического кирпича групп 2 и 3 по формуле (3.4) [5]

$$f_k = K f_b^{0,7}.$$

В формулах:

K — константа по таблице 3 (соответствует табл. 3.3 [5]), изменяемая согласно п. 3.6.1.2(3) [5] и/или 3.6.1.2(6) [5], если применимо, при условии выполнения следующих требований:

- каменная кладка выполнена в соответствии с разделом 8 [5];
- все швы соответствуют требованиям п. 8.1.5(1) и (3) [5], т.е. швы могут считаться как полностью заполненные раствором;
- при применении раствора общего назначения f_b не должно превышать 75 Н/мм².
- при применении раствора, укладываемого тонким слоем, f_b не должно превышать 50 Н/мм².
- при применении раствора общего назначения f_m не должно превышать 20 Н/мм² или $2f_b$;
- при применении легкого раствора f_m не должно превышать 10 Н/мм²;
- толщина стены из каменной кладки соответствует ширине или длине камня или блока, т.е. отсутствует растворный шов параллельно плоскости стены;
- коэффициент вариации прочности камня или блока не превышает 25 %.

Таблица 3 – Значения K для каменной кладки на растворах

Вид камня или блока		Раствор общего назначения	Раствор, укладываемый тонким слоем (толщина горизонтального шва от 0,5 до 3 мм)	Легкий раствор с плотностью в сухом состоянии	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ кг/м}^3$	$800 \leq \rho_d \leq 1500 \text{ кг/м}^3$
Кирпич	Группа 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Группа 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Группа 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Группа 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Силикатный блок	Группа 1	0,55	0,80	+	+
	Группа 2	0,45	0,65	+	+
Бетонный блок	Группа 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Группа 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Группа 3	0,40	0,50	+	+
	Группа 4	0,35	+	+	+
Блок из ячеистого бетона	Группа 1	0,55	0,80	0,45	0,45

Таблица 3 (продолжение)

Вид камня или блока		Раствор общего назначе- ния	Раствор, уклады- ваемый тонким слоем (толщина горизонтального шва от 0,5 до 3 мм)	Легкий раствор с плотностью в сухом состоянии	
				$600 \leq \rho_d \leq$ $\leq 800 \text{ кг} / \text{м}^3$	$800 \leq \rho_d \leq$ $\leq 1500 \text{ кг} / \text{м}^3$
Бетонный блок заводского изго- товления	Группа 1	0,45	0,75	+	+
Блок из природ- ного камня	Группа 1	0,45	+	+	+

+ Значения отсутствуют, так как такие сочетания камня (блока) и раствора не используются.

Примечание:

В соответствии с п. 3.6.1.2(6) [5] для многорядной каменной кладки стен (толщиной более размера камня или блока) на растворе общего назначения с растворными швами параллельно плоскости стены, которые проходят по всей длине стены или ее части, значения K из таблицы 3 умножают на коэффициент 0,8.

Ниже приводятся примеры определения нормативного сопротивления сжатию каменной кладки различных типов.

Пример 4. Для стены толщиной 510 мм (многорядной) из керамического полнотелого кирпича размерами $250 \times 125 \times 65$ мм марки 100 на цементно-песчаном растворе марки 100 требуется определить нормативное сопротивление кладки сжатию.

Используется зависимость:

$$f_k = K f_b^{0,7} \times f_m^{0,3},$$

где $K = 0,8 \cdot 0,55 = 0,44$;

здесь 0,8 — коэффициент для многорядной кладки (п. 3.6.1.2(6) [5]);

0,55 — константа из табл. 3 для кирпича группы 1 (полнотелый кирпич по табл. 1);

$f_b = 8 \text{ Н/мм}^2$ — приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие из примера 1 (п. 1.1.2 данного пособия);

$f_m = 10 \text{ Н/мм}^2$ — средняя прочность раствора М100 на сжатие.

$f_k = 0,44 \cdot 8^{0,7} \cdot 10^{0,3} = 3,76 \text{ Н/мм}^2$.

Пример 5. Для стены толщиной 380 мм (многорядной) из полнотелого силикатного кирпича размерами 250×125×65 мм марки 150 на цементно-песчаном растворе марки 50 требуется определить нормативное сопротивление кладки сжатию. Стена защищена от действия атмосферных осадков.

Используется зависимость:

$$f_k = K f_b^{0,7} \times f_m^{0,3},$$

где $K=0,8 \cdot 0,55=0,44$;

здесь 0,8 — коэффициент для многорядной кладки (п. 3.6.1.2(6) [5]);

0,55 — константа из табл. 3 для силикатного кирпича группы 1 (полнотельный кирпич по табл. 1);

$f_b = 9,6 \text{ Н/мм}^2$ — приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие из примера 2 (п. 1.1.2 данного пособия);

$f_m = 5 \text{ Н/мм}^2$ — средняя прочность раствора М 50 на сжатие.

$$f_k = 0,44 \cdot 9,6^{0,7} \cdot 5^{0,3} = 3,47 \text{ Н/мм}^2.$$

Пример 6. Для перегородки толщиной 85 мм с использованием блоков размерами 600×85×198 мм из ячеистого бетона марки 35 (среднее значение прочности блока на сжатие 3,5 Н/мм²) на растворе, укладываемом тонким слоем, требуется определить нормативное сопротивление кладки сжатию.

Приведенное среднее значение прочности блока на сжатие:

$$f_b = CF \cdot d \cdot 3,5 = 1,0 \cdot 1,38 \cdot 3,5 = 4,83 \text{ Н/мм}^2,$$

где $CF = 1,0$ — для всех видов блоков, кроме силикатных;

$d = 1,38$ — по таблице 2 при высоте блока 198 мм и ширине 85 мм.

Для определения нормативного сопротивления кладки сжатию используется зависимость:

$$f_k = K f_b^{0,85} = 0,8 \times 4,83^{0,85} = 3,05 \text{ Н/мм}^2$$

где $K = 0,8$ — константа из табл. 3 для блока из ячеистого бетона на растворе, укладываемом тонким слоем.

Примечание:

Значения расчетного (и нормативного) сопротивления каменной кладки сжатию, определенные в соответствии с ГОСТ Р 57290-2016/EN 1052-1:1998 «Кладка каменная. Метод определения прочности на сжатие», не будут совпадать со значениями расчетного (и нормативного, определяемого с использованием коэффициентов из табл. 15 [10]) сопротивления каменной кладки сжатию из таблиц 2–9 [10]. В данных

документах для определения расчетного и нормативного сопротивления каменной кладки сжатию используются разные методики. В связи с этим необходимо обратить внимание специалистов на тот факт, что в соответствии с действующим российским законодательством стандарт [10] является нормативным документом, в то время как ГОСТ Р 57290-2016/EN 1052-1:1998 «Кладка каменная. Метод определения прочности на сжатие» носит рекомендательный характер.

Немного истории. Постройки Древнего Египта

Основным строительным материалом для культовых сооружений и дворцов в Древнем Египте (3120 – 332 г. до н.э.) был природный камень, в основном, известняк и песчаник. Основным строительным материалом для домов и крепостей были необожженный кирпич — сырец и обожженный кирпич. Египтяне умели добывать и искусно обрабатывать камень (рис. 1). На сегодняшний день известно о 128 каменоломнях в Древнем Египте. Каменоломни принадлежали государству, поэтому методы добычи и обработки камня были едиными по всей стране и не менялись на протяжении 3500 лет. Гигантские пирамиды (рис. 2) складывались из огромных каменных блоков, обработанных и подогнанных так искусно, что между двумя соседними камнями невозможно было просунуть лезвие самого тонкого ножа.

Примечание:

Возможно, что форма египетских пирамид и обычай хоронить фараонов в пирамидах имеют связь со священной у древних индусов пирамидальной горой Кайлас в Тибете, которая по поверьям является обителью бога Шивы (у индуистов) или Будды (у буддистов). Грани египетских пирамид, как и священной горы Кайлас, имеют (иногда с небольшим отклонением) ориентацию по четырем частям света: Восток-Запад, Север-Юг. Что касается тщательной обработки и подгонки каменных блоков друг к другу, то вероятно, для обработки блоков в Египте использовалась технология, применяемая греческими каменщиками. Когда требовалось обтесать широкую ровную поверхность камня, греческие каменщики прибегали к работе «по красному». В этом случае поверхность плоской плиты натиралась краской и прикладывалась к постели или вертикальной грани обрабатываемого камня, который затем обтесывался по полученным отпечаткам краски. При этом,

можно было выравнивать только крайние участки обрабатываемого камня, а в средней части камня достаточно было сделать углубление с необработанной поверхностью, что значительно снижало трудоемкость обработки камня.

Гипсовое вяжущее использовалось для облицовочных блоков крайне редко и в небольших количествах. Египетские архитекторы не использовали своды. В сооружениях тяжелые балки перекрытия опирались на стены, колонны и пилоны (рис. 1).

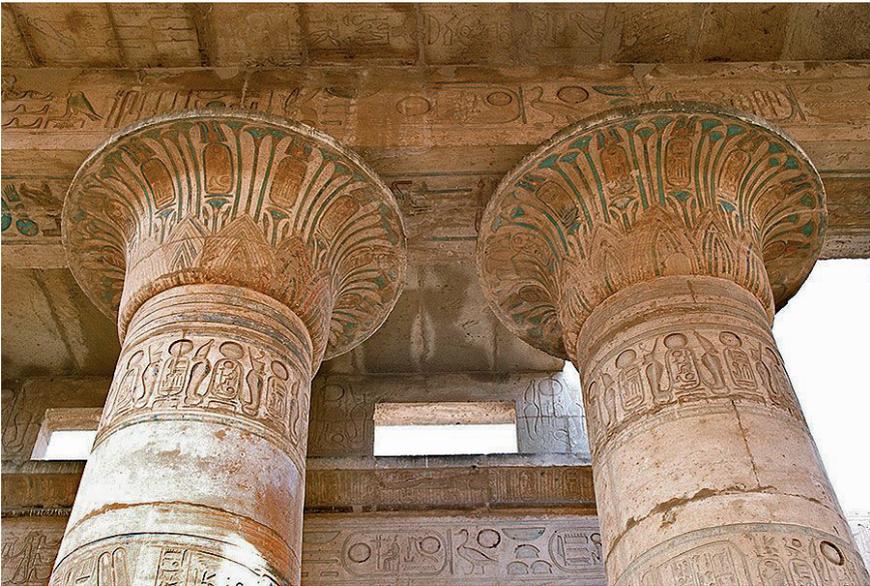


Рис. 1. Декоративная обработка колонн Древнего Египта

Для колонн Древнего Египта были характерны капители в форме листьев пальмы, цветков лотоса или папируса.

Одна из загадок Древнего Египта — как люди передвигали массивные каменные блоки? Один из возможных ответов — это использование физического труда тысяч рабов, которые добывали в каменоломнях каменные блоки, обрабатывали их, перетаскивали и устанавливали их на место (рис. 3).

К концу эпохи Древнего царства (XXVIII – XXIII век до н.э.) появляется новый тип зданий — солнечный храм (рис. 4). Храм строился на возвышении и обносился стеной. В центре с молельнями ставился каменный обелиск с жертвенником у подножья.



Рис. 2. Пирамиды в Гизе

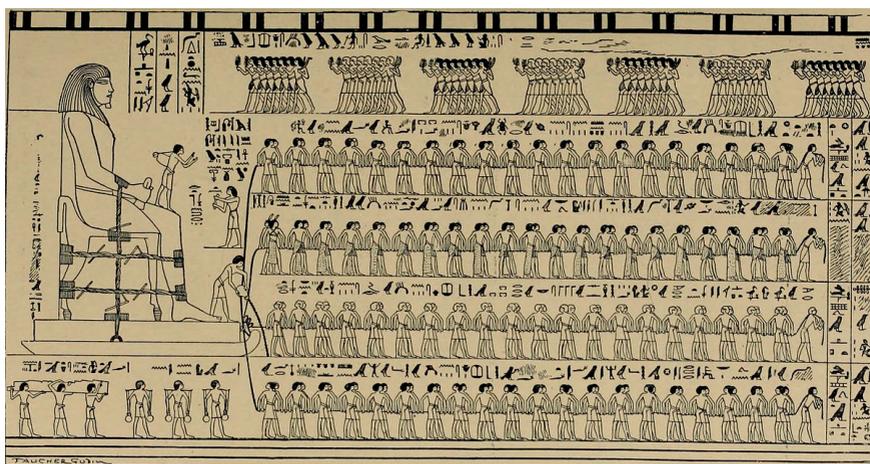


Рис. 3. Фреска с изображением метода передвижения крупной статуи

В 1552 – 1069 годах до н. э. строились храмы трех типов: наземные, скальные (рис. 5) и полускальные храмовые комплексы.



Рис. 4. Солнечный Храм Аллусира в Абидосе

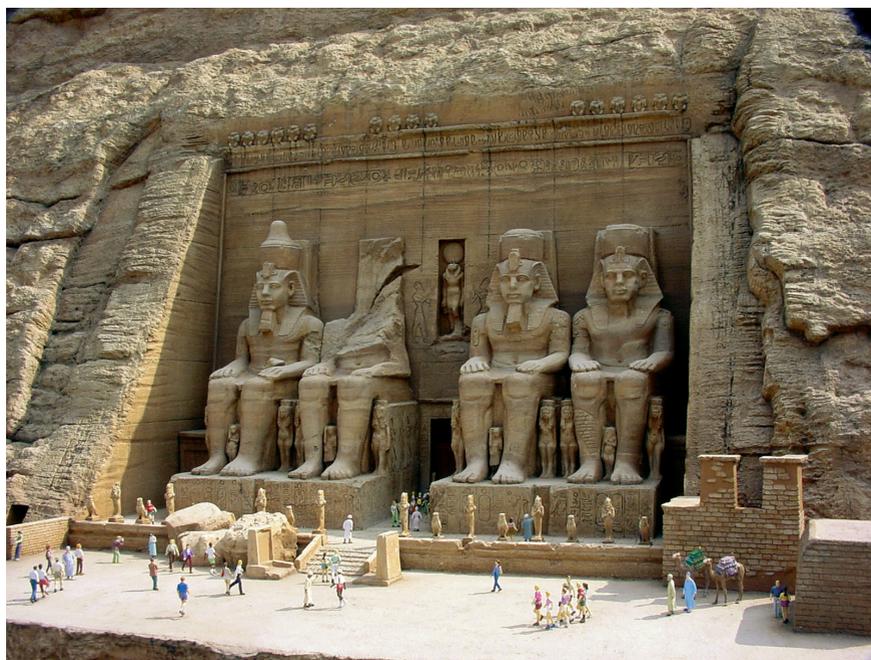


Рис. 5. Скальный храм в Абу-Симбеле

При всем величии египетских пирамид и храмов, сохранившихся до наших дней, следует отметить общие недостатки строительства в Древнем Египте. Технология строительства была консервативной — не менялась тысячелетиями. Географическая изоляция Египта от других цивилизованных стран, с более прогрессивными строительными технологиями, лишила египтян необходимой конкуренции в архитектуре, которая оказала существенное влияние на развитие строительного дела в Европе. Технология получения долговечной гидравлической извести, а также, по имеющимся данным, и обычной извести, египтянам была неизвестна. Использовалось слабое гипсовое вяжущее с различными добавками, причем очень ограничено, так как было мало леса для обжига гипса. Мало уделялось внимания прочному основанию сооружений — многие сооружения не сохранились до наших дней по этой причине (осадки грунта из-за увлажнения и прочее). Хорошо сохранились лишь сооружения, имеющие прочное скальное основание. Тщательно отделанные блоки использовались снаружи сооружений, внутри, как правило, применялись грубо отесанные камни, а пустоты заполнялись мелкими камнями на слабом гипсовом растворе. Египтяне иногда пренебрегали перевязкой камней и блоков, что ослабляло прочность сооружений.

1.2.2. Определение нормативного сопротивления сжатию каменной кладки с полосовым заполнением раствором горизонтальных швов

Нормативное сопротивление сжатию каменной кладки с частично заполненными горизонтальными швами при применении камней и блоков групп 1 и 4 на растворе общего назначения, а также при раскладке раствора в горизонтальных швах двумя или несколькими полосами одинаковой ширины, с обязательным наличием полосы раствора по краям камней или блоков, допускается определять в соответствии с п. 3.6.1.2 [5]. При этом должны быть выполнены следующие условия:

- минимальная ширина каждой полосы раствора составляет 30 мм;
- толщина каменной кладки равна ширине или длине камней или блоков, в результате чего по всей длине стены или ее частей отсутствуют продольные растворные швы;
- отношение g/t не менее 0,4;
- константу K принимают согласно п. 3.6.1.2(2) [5] при $g/t = 1,0$;
- при $g/t = 0,4$ принимают 0,5 K ; для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.

При этом:

g — общая ширина полосы раствора;

t — толщина стены каменной кладки.

Нормативное сопротивление сжатию каменной кладки с частично заполненными горизонтальными швами, при применении камней и блоков групп 2 и 3 и при заполнении горизонтальных швов, для камней и блоков группы 1, допускается рассчитывать согласно п. 3.6.1.2 [5], если приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию камня (блока) f_b определяют посредством испытаний в соответствии с EN 772-1 (европейскому стандарту соответствует ГОСТ Р 57349-2016/EN 772-1:2011. Кирпич и блоки. Метод определения прочности на сжатие), применяемых для камней и блоков с полностью заполненными раствором горизонтальными швами кладки.

1.3. Определение нормативного сопротивления каменной кладки срезу (сдвигу)

Нормативное сопротивление каменной кладки срезу (сдвигу) определяется по результатам испытаний в соответствии с требованиями EN 1052-3 и EN 1052-4. В 2017 году европейские стандарты были переведены на русский язык и утверждены в качестве российских стандартов Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии. Ниже приведены утвержденные российские стандарты:

ГОСТ Р 57289-2016/EN 1052-3: 2002+A1:2007. Кладка каменная. Метод определения прочности на сдвиг.

ГОСТ Р 57291-2016/EN 1052-4: 2000. Кладка каменная. Метод определения прочности на сдвиг по гидроизоляционному слою.

Допускается нормативное сопротивление каменной кладки срезу (сдвигу) f_{vk} определять по следующим формулам:

(1) для каменной кладки на растворе общего назначения, легком растворе и растворе, укладываемым тонким слоем, с полностью заполненными швами, по формуле:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \text{ но не более } 0,065 f_b \text{ или } f_{vlt}$$

где f_{vk0} — начальное нормативное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки (при отсутствии сжимающей нагрузки);

f_{vlt} — предельное значение f_{vk} ;

σ_d — расчетное напряжение сжатия, перпендикулярное усилию среза (сдвига), в элементе в рассматриваемом уровне, вычисленное как среднее по

эпюре напряжений в сжатой части сечения при соответствующем сочетании нагрузок;

f_b — приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию камня (блока) f_b согласно п. 3.1.2.(1) [5] в направлении усилия среза, т.е. при загрузении испытываемых образцов перпендикулярно горизонтальному шву.

Примечание:

Требование по применению в конкретной стране значения $0,065f_b$ или f_{vit} , параметра или функции f_{vit} регламентируется в национальном приложении.

(2) для каменной кладки на растворе общего назначения, легком растворе и растворе, укладываемым тонким слоем, с незаполненными вертикальными швами и уложенными впритык блоками, по формуле:

$$f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \text{ но не более } 0,045f_b \text{ или } f_{vit},$$

где f_{vk0} , f_{vit} , σ_d , f_b определяют как указано в (1).

Примечание:

Требование по применению в конкретной стране значения $0,045f_b$ или f_{vit} , параметра или функции f_{vit} регламентируется в национальном приложении.

(3) для каменной кладки с полосовым заполнением раствором горизонтальных швов, по формуле:

$$f_{vk} = \frac{g}{t} \cdot f_{vk0} + 0,4\sigma_d,$$

но не более значения, полученного согласно (2),

где f_{vk0} , σ_d , f_b определяют как указано в (1);

g — общая ширина полос раствора;

t — толщина стены каменной кладки.

Начальное нормативное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки f_{vk0} (при отсутствии сжимающей нагрузки) допускается определять с применением:

- оценки базы данных результатов испытаний на сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки или
- таблицы 4 при условии, что применяемый раствор общего назначения согласно EN 1996-2 не имеет добавок или наполнителей.

Примечание.

Применение указанных выше методов в конкретной стране устанавливаются в национальном приложении. В стране, устанавливающей определение значений f_{vk0} на основе оценки базы данных, значения указываются в национальном приложении.

Вертикальное сопротивление срезу (сдвигу) в зоне присоединения двух стен можно определять посредством соответствующих испытаний на конкретном объекте или методом обработки базы данных. При отсутствии результатов испытаний нормативное сопротивление срезу (сдвигу) f_{vk} каменной кладки допускается принимать равным значению f_{vk0} . Если соединение стен выполняется согласно п. 8.5.2.1 [5], то в этом случае f_{vk0} принимают при проверке прочностью на сдвиг пересекающихся или присоединенных стен без учета временной нагрузки согласно п. 3.6.2 (2) и (6) [5].

Таблица 4 — Значения начального нормативного сопротивления срезу (сдвигу) каменной кладки f_{vk0}

Вид камня или блока	f_{vk0} , Н/мм ²		
	Раствор общего назначения с классом прочности	Раствор, укладываемый тонким слоем (толщина горизонтального шва от 0,5 до 3 мм)	Легкий раствор
Кирпич	M10 — M20	0,30	0,30
	M2,5 — M9	0,20	
	M1 — M2	0,10	
Силикатный блок	M10 — M20	0,20	0,40
	M2,5 — M9	0,15	
	M1 — M2	0,10	
Бетонный блок	M10 — M20	0,20	0,30
Блок из ячеистого бетона	M2,5 — M9	0,15	
Бетонный блок заводского изготовления и блок из природного камня	M1 — M2	0,10	

1.4. Определение нормативного сопротивления каменной кладки растяжению при изгибе

Нормативное сопротивление каменной кладки растяжению при изгибе определяется следующим образом:

f_{xk1} — как сопротивление растяжению при изгибе по неперевязанному сечению, с плоскостью излома, параллельной горизонтальным швам кладки;

f_{xk2} — как сопротивление растяжению при изгибе по перевязанному сечению, с плоскостью излома, перпендикулярной горизонтальным швам кладки.

Нормативное сопротивление каменной кладки растяжению при изгибе определяется по результатам испытаний в соответствии с требованиями EN 1052-2. В 2017 году европейский стандарт был переведен на русский язык и утвержден в качестве российского стандарта Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии. Утвержденный российский стандарт — ГОСТ Р 57350-2016 / EN 1052-2: 1999. Кладка каменная. Метод определения предела прочности при изгибе.

Значения f_{xk1} и f_{xk2} устанавливаются в Национальном приложении к [5]. Допускается нормативное сопротивление каменной кладки растяжению при изгибе определять по таблицам 5 и 6 (соответствуют таблицам примечания 2 и примечания 3 п. 3.6.3 (3) [5]). При этом должны быть учтены требования примечаний 2, 3 и 4 п. 3.6.3 (3) [5].

Таблица 5 — Значения f_{xk1} , неперевязанное сечение — плоскость излома параллельна горизонтальным швам

Камни и блоки	f_{xk1} , Н/мм ²			
	Раствор общего назначения		Раствор, укладываемый тонким слоем	Легкий раствор
	$f_m < 5$ Н/мм ²	$f_m \geq 5$ Н/мм ²		
Кирпич	0,10	0,10	0,15	0,10
Силикатный блок	0,05	0,10	0,20	Не применяют
Бетонный блок	0,05	0,10	0,20	Не применяют
Блок из ячеистого бетона	0,05	0,10	0,15	0,10
Бетонный блок заводского изготовления	0,05	0,10	Не применяют	Не применяют
Блок из природного камня	0,05	0,10	0,15	Не применяют

Таблица 6 — Значения f_{xk2} , перевязанное сечение — плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам

Камни и блоки		f_{xk2} , Н/мм ²			
		Раствор общего назначения		Раствор, укладываемый тонким слоем	Легкий раствор
		$f_m < 5$ Н/мм ²	$f_m \geq 5$ Н/мм ²		
Кирпич		0,20	0,40	0,15	0,10
Силикатный блок		0,20	0,40	0,30	Не применяют
Бетонный блок		0,20	0,40	0,30	Не применяют
Блок из ячеистого бетона	$\rho_d < 400$ кг/м ³	0,20	0,40	0,20	0,15
	$\rho_d \geq 400$ кг/м ³	0,20	0,40	0,30	0,15
Бетонный блок заводского изготовления		0,20	0,40	Не применяют	Не применяют
Блок из природного камня		0,20	0,40	0,15	Не применяют

Примечание:

Проектирование подпорных стен каменной кладки, испытывающих давление грунта или воды, выполняется в соответствии с п. 6.3.4 [5]. Согласно примечанию 1 данного пункта, конструирование таких стен допускается только с работой по перевязанному сечению кладки.

1.5. Расчетное сопротивление материалов каменной кладки

Расчетное значение показателя материала получают делением нормативного значения на соответствующий коэффициент надежности для материала. Значения γ_m устанавливаются в национальном приложении к [5]. Рекомендованные значения γ_m , установленные для разных классов конструкций или их частей в зависимости от проектного срока эксплуатации и уровня контроля при производстве работ, приведены в табл. 7.

Таблица 7 – Коэффициент надежности для материала

Материал		γ_m				
		Класс				
		1	2	3	4	5
	Кладка из:					
A	камней и блоков категории I на кладочном растворе по оценке пригодности ^{a)}	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	камней и блоков категории I на предписанном по рецептуре кладочном растворе ^{b)}	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	камней и блоков категории II ^{a), b), e)}	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Анкеровка арматурной стали	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Арматурная сталь и сталь для напряженных элементов	1,15				
F	Вспомогательные элементы ^{c), d)}	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	Перемычки по EN 845-2	От 1,5 до 2,5				

^{a)} Требования к раствору по оценке пригодности установлены в EN 998-2 и EN 1996-2;

^{b)} Требования к раствору по рецептуре установлены в EN 998-2 и EN 1996-2;

^{c)} Заявленные значения являются средними значениями;

^{d)} При учете изменений прочности материала вследствие влажностных воздействий распространяется также γ_m ;

^{e)} Если коэффициент вариации блоков категории II не более 25 %.

Проектный срок службы для разных классов конструкций устанавливается в национальном приложении к [1]. Рекомендуемые сроки службы приведены в таблице 8 (соответствует табл. 2.1 [1]).

Таблица 8 — Проектный срок службы конструкций

Класс проектного срока эксплуатации	Проектный срок эксплуатации (в годах)	Примеры
1	10	Несущие конструкции с ограниченным временем эксплуатации ^{a)}
2	От 10 до 25	Заменяемые участки несущей конструкции, например, подкрановые балки, опоры
3	От 15 до 30	Несущие конструкции, применяемые в сельском хозяйстве и аналогичные
4	50	Здания и другие обычные несущие конструкции
5	100	Монументальные здания, мосты и другие инженерные сооружения

а) Несущие конструкции или части несущей конструкции, демонтируемые с целью повторного использования, не должны рассматриваться как несущие конструкции с ограниченным временем эксплуатации.

Категория каменного блока определяется уровнем производственного контроля сопротивления сжатию блоков. Блоки категории I — это блоки с гарантируемой (нормативной) прочностью сжатию, определяемой с доверительной вероятностью 95 % (меньшая прочность сжатию наблюдается не более чем у 5 % испытываемых блоков). Блоки категории II — это блоки, которые не удовлетворяют требованиям, предъявляемым к блокам категории I. Для блоков категории I производитель может заявлять среднее значение прочности сжатию (определяемой с доверительной вероятностью 50 %) или нормативное сопротивление сжатию (определяемое с доверительной вероятностью 95 %). Для блоков категории II производитель заявляет только среднее значение прочности сжатию (определяемой с доверительной вероятностью 50 %). Для определения приведенного среднего значения прочности блока на сжатие необходимо знать среднее значение прочности блока на сжатие. Поэтому, если производитель заявляет только нормативное сопротивление блока сжатию, то проектировщику необходимо по стандартной методике перевести нормативное сопротивление блока сжатию в среднее значение прочности блока сжатию. При этом проектировщик должен иметь данные испытаний блоков (количество испытанных блоков и среднее квадратическое отклонение результатов испытания блоков), что не всегда возможно. Поэтому, наиболее целесообразно, если производитель блоков категории I будет заявлять, как нормативное сопротивление блока сжатию, так и среднее значение прочности блока сжатию.

1.6. Предельные состояния по несущей способности

В качестве коэффициентов надежности к нагрузкам для предельных состояний по несущей способности из [1, табл. А.1.2(В)] (см. ниже ULS-STR) приняты следующие значения: для постоянных нагрузок $\gamma_G = 1,35$; для временных нагрузок $\gamma_Q = 1,5$.

В общем случае Еврокод EN 1990 [1] при расчете по предельным состояниям несущей способности (ULS) устанавливает следующие предельные состояния для конструкций (п.6.4.1):

EQU — потеря устойчивости положения несущей конструкции (например, опрокидывание конструкции под действием ветровой нагрузки). Для расчета применяются частные коэффициенты надежности из [1, табл. А.1.2(А)];

STR — достижение предельного сопротивления поперечного сечения конструкции, не испытывающей геотехнических воздействий. Для расчета применяются частные коэффициенты надежности из [1, табл. А.1.2(В)];

STR/GEO — достижение предельного сопротивления поперечного сечения конструкции, испытывающей геотехнические воздействия (например, фундамент или стенка подвала). Для расчета применяются частные коэффициенты надежности из [1, табл. А.1.2(В) и табл. А.1.2(С)];

GEO — достижение предельного сопротивления или предельных деформаций грунтового основания здания. Расчеты производятся в соответствии с EN 1997;

FAT — разрушение от потери выносливости конструкции или ее части. Расчеты выполняются на специальные сочетания воздействий.

Примечание.

Для каменных конструкций при расчете несущей способности, как правило, рассматриваются только предельные состояния EQU и STR.

1.7. Предельные состояния по эксплуатационной пригодности

В общем случае расчет элементов каменных конструкций по деформациям, в зависимости от назначения конструкций, выполняется с учетом одного из трех, установленных Еврокодом EN 1990 [1], сочетаний нагрузок:

- нормативное (характеристическое) сочетание — данная комбинация применяется, как правило, для необратимых влияний на несущую конструкцию (например, расчеты трещиностойкости ненапрягаемых конструкций);
- пониженное (частое) сочетание — данная комбинация применяется, как правило, для обратимых влияний на несущую конструкцию (например, для расчета трещиностойкости предварительно напряженной балки со сцеплением арматуры с бетоном);
- длительное (квазипостоянное) сочетание — данная комбинация, как правило, применяется для оценки длительных эффектов (например, эффектов ползучести и усадки в конструкциях, для расчета прогибов из условия эстетико-психологических требований).

Комбинация воздействий выбирается в зависимости от требований пригодности к эксплуатации конструкции, заданных Заказчиком или соответствующим национальным компетентным органом.

Для неармированной каменной кладки и элементов каменной кладки в обойме расчеты по трещиностойкости и деформациям не выполняются, если прочность конструкций обеспечена (п. 7.2(2) и п. 7.5(2) Р [5]). Для армированной каменной кладки, в том числе и с напрягаемой арматурой, выполняются расчеты по трещиностойкости и деформациям (п. 7.3(1) Р и п. 7.4(1) Р [5]).

Примечание:

В российском стандарте [10] случаи расчета каменных конструкций по трещиностойкости и деформациям оговорены в п.8.1. Применение предварительного напряжения каменных конструкций [10] не регламентирует.

При проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности, значение коэффициентов надежности для материалов принимаются равными 1,0 [1, п. 2.4].

Для предельных состояний по эксплуатационной пригодности для нагрузок следует применять коэффициенты надежности, равные 1,0 [1, п. А.1.4.1].

1.8. Жесткая и упругая конструктивная схема зданий и сооружений

В соответствии с п. 5.4 [5] в сооружениях, включающих несущие конструкции, стены и столбы из каменной кладки, а также конструкции каркаса, связевые конструкции, диски перекрытий, узлы соединений конструкций, анкеровка стен и столбов с дисками перекрытий должны быть спроектированы таким образом, чтобы не учитывать в расчетах перемещения сооружения в горизонтальном направлении (несмещаемые каркасы) либо ограничить величины перемещений расчетами (смещаемые или податливые каркасы).

Учет горизонтальных перемещений конструкции на уровне дисков перекрытий (верха сооружения) не требуется, если вертикальные конструкции, обеспечивающие жесткость сооружения в соответствующем направлении, удовлетворяют следующим условиям:

$$h_{tot} \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}}, \text{ причём } \leq 0,6 \text{ для } n \geq 4 \text{ и } \leq 0,2 + 0,1n \text{ для } 1 \leq n \leq 4,$$

где h_{tot} — высота конструкции от верха фундамента;

N_{Ed} — суммарное расчетное значение действующих на сооружение вертикальных воздействий (в основании здания);

$\sum EI$ — суммарное значение жесткостей при изгибе всех вертикальных конструкций, обеспечивающих жесткость сооружения в соответствующем направлении. (Проемы в вертикальных несущих конструкциях (например, стенах) площадью менее 2 м^2 и высотой не более $0,6h$ допускается не учитывать (h — высота стены в свету);

n — количество этажей.

Примечание.

В российском стандарте [10], при расчете на горизонтальные нагрузки каменных стен и столбов, отнесение их опор (междуэтажных перекрытий, покрытий и поперечных стен) к жестким (несмещаемым) или упругим (смещаемым) выполняется без расчета в соответствии с указаниями п. 9.7.

При податливых (упругих) опорах производится расчет рамной системы, стойками которой являются стены и столбы, а ригелями являются перекрытия и покрытия. При этом принимается, что стойки жестко защемлены в опорных сечениях, а ригели шарнирно связаны со стойками.

Немного истории.

Каменные постройки древней Индии

В истории строительства древней Индии выделяется 3 основных периода:

- древнейший период, включающий высокоразвитую городскую цивилизацию Хараппы, процветавшую примерно с XXXIII в. до н. э. по XV в. до н. э.;
- ведический период с XV по VI в. до н. э. известный главным образом по литературным источникам;
- период расцвета рабовладельческих государств с VI в. до н. э. по V в. н. э., связанный с развитием монументального каменного зодчества в Индии.

В жилищном строительстве Харappy (рис. 6), в основном, использовался обожженный кирпич, что объясняется сильной влажностью климата. Обожженный плотный кирпич многократно использовался в строительстве различных зданий, так как для кирпичной кладки применялся раствор, приготовленный из местных речных наносов. Раствор не обладал хорошим сцеплением, поэтому здания, сложенные из кирпича на илистом растворе, легко разбирались, и кирпич мог быть вновь использован. Известковый раствор в строительстве, как правило, не применялся. Он употреблялся только в нижних рядах кладки зданий, а вышележащие ряды кладки выкладывались на илистом растворе. Размеры стандартного обожженного кирпича $28 \times 13,3 \times 5,7$ см или $26 \times 12,7 \times 5,7$ см. Крупный кирпич размером $52 \times 21,6 \times 5,7$ см использовался для перекрытия канализационных каналов или оконных проемов.

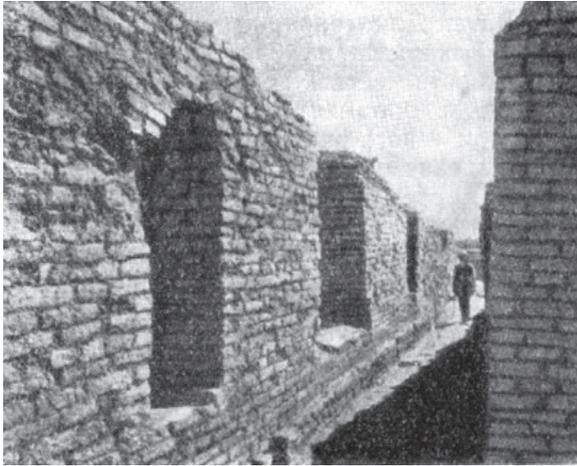


Рис. 6. Город Мохенджо-Даро. Виды улиц

В постройках Харappy фундаменты под стенами зданий, как правило, возводились из кирпича-сырца. В строительстве Харappy использовалась стандартизация. На территории этого государства насчитывается более 40 городских, одинаковых по архитектурно-планировочному решению, поселений со стандартными домами из стандартного обожженного кирпича. В Харappy также применялась стандартная весовая система и стандартные типы гончарных изделий.

В строительстве ведического периода Древней Индии основным строительным материалом было дерево. В городском строительстве в не широком масштабе применялся обожженный кирпич. Обожженный кирпич

использовался при возведении плотин и резервуаров для воды. В этих случаях водонепроницаемым материалом служил битум. Камень в строительстве применялся тогда, когда отсутствовали глина и дерево. В основном, камень в форме булыг, гальки и щебня использовался для фундаментов зданий и плотин. Еще одним образцом древней архитектуры Индии являются ступы (рис. 7) — отдельно стоящие массивные каменные или кирпичные сооружения, используемые как хранилища реликвий, а также как мемориалы в честь лиц или событий, чтимых буддистами.

Изначально это были самые простые постройки в форме перевернутой «миски Будды» для сбора подаяний. Каждая ступа имела ограду с воротами по четырем сторонам света. С течением веков выработалась ставшая распространенной форма ступа в виде монолитной полусферы на квадратном возвышении. Сверху ступа завершался реликварием и символическими зонтами (одним или несколькими).



Рис. 7. Большая каменная ступа в Санчи

В период расцвета рабовладельческих государств (со II века до н. э.) в городах Индии развернулось строительство крупных буддийских скальных храмовых комплексов (рис. 8). В западных Гхатах было построено 10 скальных храмовых комплексов.



Рис. 8. Скальный храмовый комплекс Аджанты (III век до н. э. – II век н. э.)

Выполненные в монолите скалы, храмы сохранились в неизменном виде, не подвергаясь переделкам, навечно запечатлев конструктивно-архитектурные формы древней Индии, которые не сохранились в более недолговечных материалах (дерево, глина, кирпич).

Индийская деревня Эллора известна на весь мир своим многоэтажным пещерным комплексом храмов. Самым грандиозным из всех пещерных сооружений Эллоры является Кайлаш — самая большая в мире монолитная структура, высеченная в скале. Считается, что храм посвящен горе Кайлас в Тибете (рис. 9), являющейся по поверьям обителью бога Шивы (у индуистов) или Будды (у буддистов). Интересно, что грани горы Кайлас ориентированы почти точно по сторонам света. В 30 км от горы Кайлас находятся два почитаемых верующими озера — Манасаровар (пресное «озеро жизни») и Ланга-Цо (солончатое «озеро смерти»). Сразу вспоминаются русские народные сказки с упоминанием «мертвой» и «живой» воды. Возможно, что именно священная гора Кайлас оказала влияние на форму, ориентацию граней по частям света и ритуальное назначение всех известных в настоящее время древних пирамид — китайских, майя, египетских, а также недавно обнаруженных пирамид на Кольском полуострове и в Крыму.



Рис. 9. Священная гора Кайлас в Тибете

Пирамидальная форма горы с гранями, ориентированными по частям света, далеко не случайна. Солнце нагревает сначала одну сторону горы, а затем — противоположную. Соответственно, остывает сначала одна сторона горы, а затем — другая. Повторяющийся миллиарды раз цикл «нагревание-охлаждение» вызывает растрескивание поверхности горы и осыпание камней до тех пор, пока на горе не образуется естественный откос. Наличие в Антарктиде недавно обнаруженных пирамидальных гор с более острыми гранями, чем на горе Кайлас в Тибете, свидетельствует о том, что эти горы значительно старше горы Кайлас.

Часть ученых считает, что храм Кайлаш (рис. 10) был построен в VI–IX веках, при этом 100 лет ушло на строительство самого храма, а 200 лет — на внутреннюю отделку храма. Другая часть ученых считает, что храм был построен намного раньше, а в указанный выше период времени в храме велись реконструкционные работы. На строительстве храма могло работать до 7 тысяч каменщиков одновременно. Ученые не нашли никаких дат и даже малейших следов описания конструкции. Храм Кайлаш не построен, а высечен из скалы, причем скальный массив при строительстве храма обрабатывался сверху вниз.



Рис. 10. Храм Кайлаш. Эллора

Храм размерами 55×36 метров расположен в центре вырубленного в скале двора размерами 58×51 метр и уходящего в глубь скалы на 33 метра. Нижняя часть храма представляет собой пьедестал высотой 8 метров, на котором стоят 3-метровые изваяния слонов и львов. Храм Кайлаш буквально весь покрыт очень сложной каменной резьбой. Как и египетские пирамиды, храм ориентирован по частям света. Имеющиеся в Эллоре 34 пещеры также были вырублены предположительно вручную в монолитной скале.

В более поздний период времени на архитектуру Индии значительное влияние оказала архитектура ислама. Одно из семи чудес света расположено в Агре — белый мраморный мавзолей Тадж-Махал (рис. 11), который был построен императором Шах-Джаханом в память о его третьей жене Мумтаз. Город Агра стал самым посещаемым туристами местом в Индии благодаря этому историческому памятнику любви. Мавзолей внесен в список объектов всемирного наследия ЮНЕСКО.



Рис. 11. Мавзолей Тадж-Махал в Агре

Строительство Тадж-Махала заняло 20 лет и началось в 1632 году. Над возведением мавзолея работало около 20000 человек, а для перевозки материалов использовали 1000 слонов. Архитектурный стиль Тадж-Махала сочетает в себе исламскую, персидскую, османскую, турецкую и индийскую архитектуру. Четыре стороны Тадж-Махала совершенно идентичны. Мавзолей принимает разную окраску в разное время дня: розоватый оттенок утром, молочно-белый вечером и золотистый ночью.

Глава 2.

Примеры расчета каменных и армокаменных конструкций

2.1. Расчет неармированной каменной кладки на действие вертикальной нагрузки

В отличие от российского стандарта [10], в котором на действие вертикальной нагрузки приводятся различные методики расчета каменных конструкций при центральном и внецентренном сжатии, в EN 1996-1-1 случай центрального сжатия каменных конструкций не рассматривается, а дается единая методика расчета каменной кладки на действие вертикальной нагрузки. Особенности расчета каменной кладки на действие вертикальной нагрузки в соответствии с [5] рассматриваются в приведенных ниже примерах. Данные примера 7 соответствуют по российским нормам случаю расчета каменной кладки на центральное сжатие, а данные примера 8 по российским нормам соответствуют случаю расчета каменной кладки на внецентренное сжатие.

Пример 7. Проверить несущую способность внутреннего кирпичного столба под перекрытием антресольного этажа кирпичного здания. Проектный срок эксплуатации здания 50 лет. Сборные железобетонные балки перекрытия антресоли опираются на столб симметрично с двух сторон (рис. 12). Горизонтальная ветровая нагрузка на антресоль не передается. Высота кирпичного столба 4 м, поперечное сечение столба 510×510 мм. Для каменной кладки столба используется керамический полнотелый кирпич категории II (производитель заявляет для кирпича только среднее значение прочности сжатию) размерами $250 \times 125 \times 65$ мм. Кирпич марки 150 (среднее значение прочности кирпича на сжатие 15 Н/мм^2). Применяется раствор общего назначения марки 150 (среднее значение прочности раствора на сжатие 15 Н/мм^2). Схема передачи постоянной (от веса конструкций перекрытия) и временной (технологической) нагрузок на столб приводится на рис. 12, б.

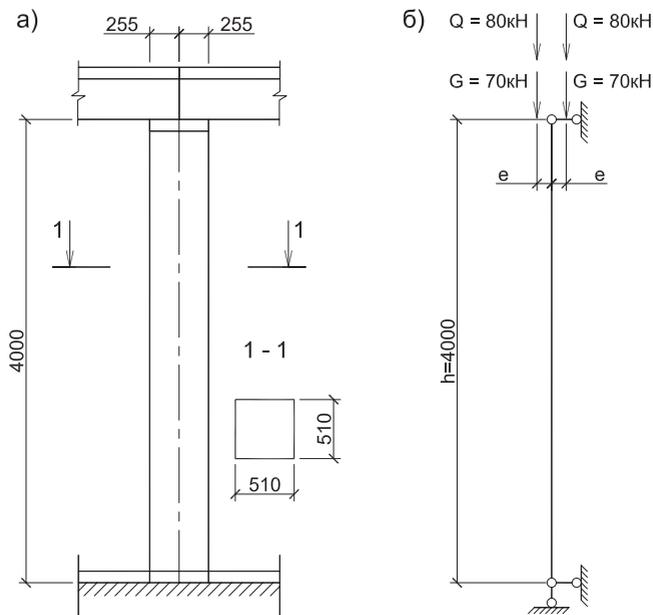


Рис. 12. Конструктивная схема кирпичного столба (а) и схема передачи нагрузок (б) при опирании балок перекрытия с двух сторон. e — эксцентриситет вертикальной нагрузки. Размеры в мм.

Приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие:

$$f_b = CF \cdot d \cdot 15 = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 15 = 12 \text{ Н/мм}^2$$

где $CF = 1,0$ — для всех видов кирпичей и блоков, кроме силикатных;

$d = 0,8$ — по таблице 2 при высоте кирпича 65 мм и ширине 125 мм.

Для определения нормативного сопротивления кладки сжатию используется зависимость:

$$f_k = K f_b^{0,7} \times f_m^{0,3},$$

где $K = 0,8 \cdot 0,55 = 0,44$,

здесь 0,8 — коэффициент для многорядной кладки (п. 3.6.1.2(6) [5]);

0,55 — константа из табл. 3 данного пособия для кирпича группы 1 (полнотелый кирпич по табл. 1 данного пособия);

$f_b = 12 \text{ Н/мм}^2$ — приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие;

$f_m = 15 \text{ Н/мм}^2$ — средняя прочность раствора М150 на сжатие.

$$f_k = 0,44 \cdot 12^{0,7} \cdot 15^{0,3} = 5,65 \text{ Н/мм}^2$$

Коэффициент надежности γ_m для кладки из кирпича категории II при сроке эксплуатации здания 50 лет (класс 4 по таблице 8) в соответствии с табл. 7 принимается $\gamma_m = 2,7$.

Расчетное сопротивление кладки сжатию:

$$f_d = f_k / \gamma_m = 5,65 / 2,7 = 2,09 \text{ Н/мм}^2$$

В соответствии с п. 6.1.2.1 (2) [5] несущая способность поперечного сечения столба (на единицу ширины, то есть на 1 см) определяется по зависимости (6.2):

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d,$$

где Φ — понижающий коэффициент для верха или основания столба, или средней части столба, определяемый в соответствии с п. 6.1.2.2 [5];

t — высота (толщина) сечения столба;

f_d — расчетное сопротивление каменной кладки столба сжатию.

Понижающий коэффициент Φ_i в верхней части столба и в его основании определяется по формуле 6.4 [5]:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t},$$

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

здесь M_{id} — расчетное значение изгибающего момента вследствие эксцентриситета нагрузки на столб от перекрытия согласно п. 5.5.1 [5] на уровне верха и в основании столба (рис. 6.1 [5]);

N_{id} — расчетное значение вертикальной нагрузки, действующей на уровне верха и в основании столба (суммарное значение);

e_{he} — эксцентриситет на уровне верха и в основании столба вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок, если имеются (например, ветра), вычисленный по усилию N_{id} ;

e_{mit} — случайный эксцентриситет, определяемый в соответствии с п. 5.5.1.1 [5].

В рассматриваемом примере M_{id} и e_{he} равны нулю.

Случайный эксцентриситет в соответствии с п. 5.5.1.1, (3Р) и (4) [5]:

$$e_{mit} = h_{ef} / 450 = 400 / 450 = 0,89 \text{ см,}$$

где h_{ef} — расчетная (эффективная) высота столба, определяемая в соответствии с п. 5.5.1.2 (10) [5]:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 1,0 \cdot 400 = 400 \text{ см,}$$

здесь $\rho_n = \rho_2 = 1,0$ — понижающий коэффициент в соответствии с п. 5.5.1.2 (11 i) [5] при эксцентриситете нагрузки равном нулю;

$h = 400$ см — высота столба в свету.

Так как $e_i = e_{mit} = 0,89 \text{ см} < 0,05t = 0,05 \cdot 51 = 2,55 \text{ см}$, принимается $e_i = 2,55 \text{ см}$.

Понижающий коэффициент Φ_i в верхней части столба и в его основании:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{2,55}{51} = 0,9.$$

Понижающий коэффициент Φ_m в средней части столба в соответствии с п. 6.1.2.2 (1 ii) [5] допускается определять упрощенно в соответствии с приложением G [5]. Однако в этом приложении дается только общая схема определения понижающего коэффициента Φ_m , а конкретные данные приведены в приложении 4 [8], которому соответствует приложение А данного пособия.

Для пользования таблицами приложения А данного пособия (или прил. 4 [8]) необходимо предварительно определить упругую характеристику каменной кладки столба. В соответствии с табл. 16 [10] для кладки из полнотелого керамического кирпича на растворе марки 150 упругая характеристика кладки $\alpha = 1000$. Следовательно, при $E = \alpha f_k = 1000 f_k$ необходимо пользоваться табл. А.1 приложения А (или табл. 4.1 приложения 4 [8]).

При $h_{ef} / t_{ef} = 400/51 = 7,84$ (здесь $t_{ef} = t = 51$ см в соответствии с п. 5.5.1.3 (1) [5]) и $e_{mk} = e_i = 0,05t$ понижающий коэффициент $\Phi_m \approx 0,86 < \Phi_i = 0,9$.

Несущая способность столба определяется для его средней части при ширине столба 51 см:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \cdot 51 = 0,86 \cdot 51 \cdot 0,209 \cdot 51 = 467,5 \text{ кН.}$$

Величина расчетной вертикальной нагрузки на столб:

$$N_{Ed} = 2G\gamma_G + 2Q\gamma_Q = 2 \cdot 70 \cdot 1,35 + 2 \cdot 80 \cdot 1,5 = 429 \text{ кН} < N_{Rd} = 467,5 \text{ кН.}$$

Несущая способность кирпичного столба обеспечена.

Пример 8. По данным примера 7 проверить несущую способность внутреннего кирпичного столба под перекрытием антресольного этажа кирпичного здания для случая, когда сборная железобетонная балка перекрытия антресоли опирается на столб с одной стороны (рис. 13). Схема передачи постоянной (от веса конструкций перекрытия) и временной (технологической) нагрузок на столб приводится на рис. 13, б.

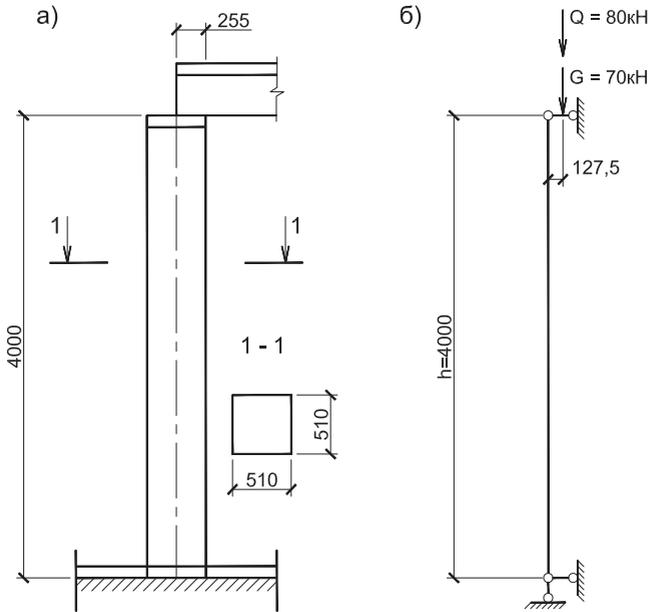


Рис. 13. Конструктивная схема кирпичного столба (а) и схема передачи нагрузок (б) при опирании балки перекрытия с одной стороны. Размеры в мм.

Вычисляется эксцентриситет e_i для верхней части столба и его основания (формула (6.5) [5]):

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} = 12,75 + 0,89 = 13,64 \text{ см} > 0,05t = 0,05 \cdot 51 = 2,55 \text{ см},$$

здесь $\frac{M_{id}}{N_{id}} = 12,75 \text{ см}, e_{he} = 0.$

В данном случае эксцентриситет от нагрузки определялся в соответствии со схемой, приведенной на рис. 35 данного пособия, при $N_{Edu} = 0$ и $a = 255$ мм. Возможность использования указанной схемы для рассматриваемого случая не является бесспорной (см. примечание ниже).

Понижающий коэффициент Φ_i в верхней части столба и в его основании (формула (6.4) [5]):

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{13,64}{51} = 0,465.$$

Понижающий коэффициент Φ_m в средней части столба определяется по таблице А.1 приложения А (или по табл. 4.1 приложения 4 [8]) при $e_{mk} = e_i = 13,64$ см и $h_{ef} / t_{ef} = 400/51 = 7,84$.

Величина коэффициента Φ_m определяется по интерполяции между значениями $e_{mk} = 0,25t = 0,25 \cdot 51 = 12,75$ см и $e_{mk} = 0,3t = 0,3 \cdot 51 = 15,3$ см, $\Phi_m \approx 0,42$.

Несущая способность столба определяется для его средней части при ширине столба 51 см:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \cdot 51 = 0,42 \cdot 51 \cdot 0,209 \cdot 51 = 228,3 \text{ кН.}$$

Величина расчетной вертикальной нагрузки на столб:

$$N_{Ed} = G\gamma_G + Q\gamma_Q = 70 \cdot 1,35 + 80 \cdot 1,5 = 214,5 \text{ кН} < N_{Rd} = 228,3 \text{ кН.}$$

Несущая способность кирпичного столба обеспечена.

Примечание.

Более жесткий подход при определении эксцентриситета от нагрузки заключается в применении «классической» российской или английской методики, когда этюра давления на участке опирания перекрытия принимается треугольной, и опорная реакция под перекрытием принимается на расстоянии одной трети глубины опирания от внутренней грани стены. В рассматриваемом случае рекомендуется применить именно этот подход.

В этом случае эксцентриситет от нагрузки

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 51/2 - 25,5/3 = 17 \text{ см,}$$

$$\text{и } e_i = 17 + 0,89 = 17,89 \text{ см.}$$

Понижающий коэффициент Φ_m в средней части столба определяется по таблице А.1 приложения А (или по табл. А4.1 приложения 4 [8]) при

$$e_{mk} = 17,89 \text{ см} = 0,35t \text{ и } h_{ef}/t_{ef} = 400/51 = 7,84. \quad \Phi_m = 0,25.$$

Несущая способность столба для его средней части

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \cdot 51 = 0,25 \cdot 51 \cdot 0,209 \cdot 51 = 135,93 \text{ кН} < N_{Ed} = 214,5 \text{ кН.}$$

Несущая способность кирпичного столба не обеспечена. Следует увеличить размеры поперечного сечения столба или применить кирпич и раствор с более высокой прочностью.

Немного истории.

Каменные постройки древнего Китая

Немногие знают о древних китайских пирамидах. В Китае, по последним данным, обнаружено несколько сот пирамид, но о них мало что известно. В старинных китайских книгах написано, что пирамиды древние, а это значит, что им больше пяти тысяч лет и они старше египетских пирамид. Считается, что пирамиды держатся Китаем в тайне потому, что у них нет объяснения происхождения этих сооружений, но ясно, что пирамиды построены не китайцами. Наибольшее число пирамид, восемнадцать, обнаружено вокруг Цияньняня. Пирамиды стоят поодиночке, попарно или рядами. В нескольких километрах от «города пирамид» находится пирамида с плоской вершиной (рис. 14), похожая на знаменитую древнюю пирамиду майя Теотиуакан в Мексике. Вот краткое описание одной из пирамид, сделанное в 1912 году торговцем из Австралии Ф. Шпродером: «Четыре стороны китайской пирамиды с плоской вершиной строго сориентированы по частям света. Плоская вершина пирамиды засыпана желтой землей. Ступени из грубо отесанного камня, ведущие к вершине, завалены обломками камней, осыпавшимися сверху. Сама же пирамида, как и большинство построек Китая, глинобитная (из лесса). Вдоль стен пирамиды тянутся огромные желоба, также засыпанные камнями».



Рис. 14. Китайская пирамида с плоской вершиной

В истории последних четырех тысячелетий Северного Китая известны многочисленные случаи разлива с изменением русла реки Хуанхэ («скорбь Китая»), при которых погибало от 300 тысяч до 900 тысяч человек (имеются данные и о двух миллионах погибших, во время разлива реки, людей). Изменению русла реки Хуанхэ могла способствовать вырубка огромных участков леса под сельскохозяйственные угодья и для нужд строительства. Последними исследованиями, с использованием спутниковой съемки, установлено, что часть пирамид Северного Китая сориентирована по четырем сторонам света, а часть пирамид сориентирована с небольшим отклонением на северо-запад в сторону Гренландии. С учетом прецессии оси Земли подсчитано, что за 10,5 тысяч лет до н.э. Северный полюс располагался именно вблизи Гренландии. Следовательно, все пирамиды с такой северной ориентацией были построены примерно в это же время, а промежуток времени между строительством двух указанных групп пирамид составляет порядка 5–6 тысяч лет. Наличие двух групп пирамид, построенных в разное время, указывает на возможность дважды повторившегося случая катастрофического разлива реки Хуанхэ, в том числе и вследствие безответственного отношения к окружающей природе существовавшего древнего государства на территории Северного Китая. Сама идея ресурсозатратного и трудоемкого строительства пирамид, олицетворяющих перед простыми людьми божественность, могущество и непогрешимость существующей власти (сейчас во многих государствах эту роль выполняют СМИ и телевидение), как показывает история, является разрушительной для древних государств с относительно небольшой (до нескольких миллионов человек) численностью населения.

Древним памятником китайской архитектуры является Великая китайская стена (481–210 года до н. э.), предназначенная для укрепления границ Китая на севере. По имеющимся данным, протяженность Великой китайской стены составляет около 4000 км. Высота ее с зубцами, расположенными по наружной кромке боевого хода, равняется 9 м, а ширина доходит до 8 м в нижней части и около 5 м – в верхней (рис. 15). Башни высотой около 12–14 м, расположены вдоль стены и находятся одна от другой на расстоянии полета стрелы. Первоначально стена сооружалась только из щебня и земли, и лишь позднее была произведена облицовка ее камнем и кирпичом.

Это оборонное сооружение гармонично сливается с суровым горным пейзажем, опускаясь и поднимаясь вдоль горных хребтов и образуя с ними как бы одно неразрывное целое. Архитекторам и строителям удалось органично вписать стену в окружающую природу.

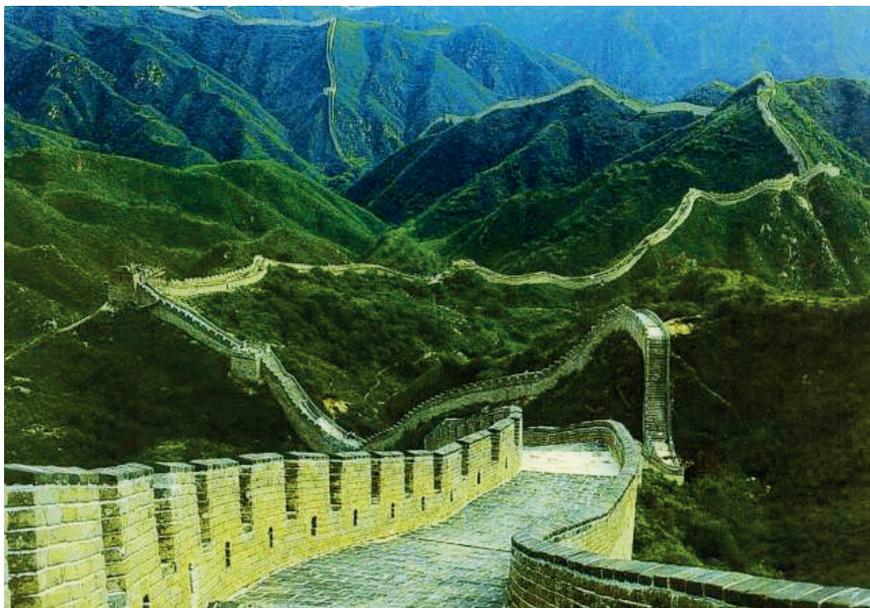


Рис. 15. Великая китайская стена

Немногочисленные пагоды из камня и кирпича в Китае начинают строить с V века н.э. Но предпочтение при строительстве пагод отдавалось дереву. В Китае этого периода считали, что камень остается живым до тех пор, пока не подвергается обработке: обработанный камень — «мертвый» камень. Возможно, это явилось наследственной памятью о пирамидах из обработанных камней, которые отождествлялись с разливами реки Хуанхэ и гибелью огромного количества людей. Поэтому впоследствии обработанные камни крайне редко использовали в строительстве. Иное дело — дерево. Оно не только не «умирает», но и одушевляет здание. В древнем Китае очень популярны были каменные сады с необработанными камнями (рис. 16). С естественным необработанным камнем связывали идею душевной чистоты, благородства и вечности. Очень ценились камни, омываемые прозрачными струями воды и покрытые седым мхом — символом старости и долголетия. Тихие сады с водоемами и естественными камнями олицетворяли гармонию природы и человеческих чувств. Японский сад камней появился в XV веке и отличается от китайских каменных садов тем, что вместо воды используется щебень, уложенный крутами вокруг больших камней неправильной формы.



Рис. 16. Китайский каменный сад

Конструктивные решения жилых домов в Китае сформировались в первом тысячелетии до н. э. и не менялись на протяжении последующих тысячелетий. Сыхэюань или «пекинский дворик» — традиционный китайский дом, немного напоминающий крепость. Он состоял из четырех одноэтажных зданий, ориентированных по разным частям света и образующих прямоугольник. Внешние стены имели маленькие окошки, а лицевыми фасадами считались внутренние стены, их окна выходили в общий для всех четырех домов сад. Сыхэюань предназначался для одной большой семьи. Главное здание находилось на севере, с окнами выходящими на юг, там больше света и тепла. В центре дома находился красивый сад (рис. 17).

Дома строились с применением дерева, кирпича-сырца и камня. Для основания или фундаментов здания использовались камни. Каркас и крыша здания выполнялись деревянными. Стены дома, как правило, не являлись несущими конструкциями и выполнялись из кирпича или самана. Кровля крыши выполнялась из черепицы. Крыша имела широкие загнутые свесы, защищающие стены от осадков и прямого солнечного света, а хозяев дома — от злых духов.



Рис. 17. Традиционный китайский дом

2.2. Расчет неармированной каменной кладки на действие горизонтальной нагрузки

Случаи проектирования каменной кладки на действие горизонтальной нагрузки встречаются достаточно редко. Например, ограждающие или подпорные каменные стены. Для ограждающих стен, при наличии опорных вертикальных конструкций, изгибающие моменты могут возникать в двух, взаимно перпендикулярных направлениях стены, и разрушение указанных стен от действия изгибающих моментов может происходить по неперевязанному (по горизонтальным швам кладки) или по перевязанному (вертикальному) сечению. Исключением является проектирование подпорных стен каменной кладки, испытывающих давление грунта или воды. Согласно примечанию 1 п. 6.3.4 [5] конструирование таких стен допускается только с работой по перевязанному сечению кладки.

В Еврокоде [5] для определения изгибающих моментов в стене с многосторонним опиранием приведены вспомогательные таблицы (приложение E), что существенно облегчает расчеты каменных стен на действие горизонтальных нагрузок.

Действующим российским стандартом [10] проектирование элементов каменных конструкций, работающих на изгиб по неперевязанному сечению, не допускается. Интересно, что это ограничение встречается еще в СНиП II-A.10–62 «Строительные конструкции» 1962 года. В [12] при расчете кирпичной кладки стены на изгиб приводятся два примера с часто расположенными (через 2–2,5 метра) вертикальными опорными конструкциями высоких стен, что предотвращает возможность разрушения каменной кладки стен по неперевязанному сечению.

Особенности расчета каменной кладки на действие горизонтальной нагрузки в соответствии с [5] рассматриваются в приведенных ниже примерах 9 и 10.

Пример 9. Проверить несущую способность кирпичной ограждающей стены пансионата (рис. 18) на действие ветровой нагрузки. Пансионат расположен на ровной местности. Высота стены 2 м, длина стены (расстояние между кирпичными столбами) 3 м. В нижней части стены выполнена гидроизоляция. Кладка стены многорядная с перевязкой ложковых рядов тычковыми через пять рядов. Толщина стены 250 мм. Для каменной кладки стены используется керамический полнотелый кирпич категории II (производитель заявляет для кирпича только среднее значение прочности сжатия) размерами $250 \times 125 \times 65$ мм. Кирпич марки 100 (среднее значение прочности кирпича на сжатие 10 Н/мм^2). Применяется раствор общего назначения марки 75 (среднее значение прочности раствора на сжатие $7,5 \text{ Н/мм}^2$). Ветровой район III (по табл. 11.1 [9]). Тип местности III по табл. 4.1 [3]. Проектный срок эксплуатации стены 25 лет.

Ветровая нагрузка на ограждающую стену пансионата определяется в соответствии с п. 4 [3].

Ветровое давление, действующее на внешние поверхности стены, определяется по формуле (5.1) [3]:

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe},$$

где: $q_p(z_e)$ — пиковое значение скоростного напора ветра;

c_{pe} — аэродинамический коэффициент внешнего давления.

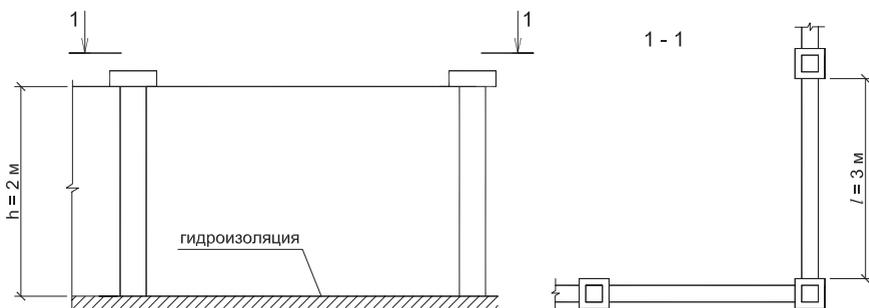


Рис. 18. Фрагмент кирпичной ограждающей стены пансионата

Примечание.

1. В соответствии с п. 4.5 [3] скоростной напор определяется по формуле (4.10) через значение нормативной скорости ветра. В проекте национального приложения к EN 1991-1-4 в табл. НП 4.1 приведена нормативная скорость ветра для ветровых районов по карте 3 [9]. При указанной нормативной скорости ветра и плотности воздуха $1,25 \text{ кг/м}^3$ (рекомендуется EN 1991-1-4) значение скоростного напора, вычисленного по формуле (4.10), соответствует величине нормативного ветрового давления по табл. 11.1 [9].

2. При проектировании объектов на территории РФ скоростной напор (нормативное значение ветрового давления) рекомендуется определять в соответствии с методикой, приведенной в приложении R2 проекта национального приложения к EN 1991-1-4.

На рис. 19 приводится блок-схема определения нормативного значения ветровой нагрузки (пикового значения скоростного напора ветра) в общем случае с учетом орографии (орография — от греч. *oros* — гора и *grapho* — пишу, описание гор) местности [3]. Проектируемое ограждение расположено на ровной местности (не на отдельно стоящем холме), поэтому определение ветровой нагрузки выполняется без учета орографии местности ([3], приложение А, п. А.3(3)). Для ровной местности пиковое значение скоростного напора ветра вычисляется в соответствии с формулой (4.8) [3]:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b,$$

где: q_b — нормативное давление (для III ветрового района по табл. 11.1 [9] $q_b = 0,38 \text{ кН/м}^2$);

$c_e(z)$ — общий высотный коэффициент (рис. 20 данного раздела или рис. 4.2 [3]).

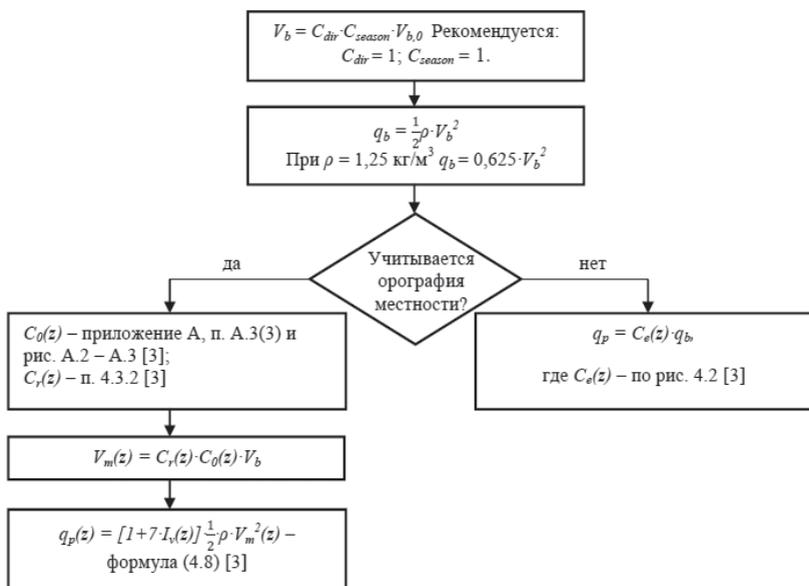


Рис. 19. Блок-схема определения нормативной ветровой нагрузки с учетом орографии местности

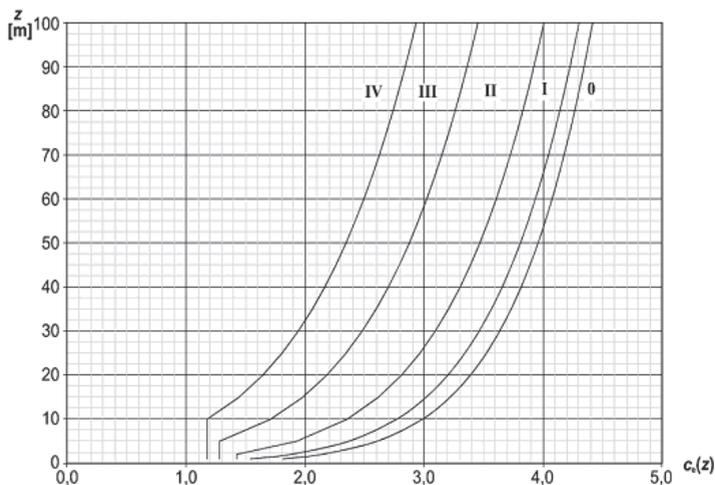


Рис. 20. Графическое представление общего высотного коэффициента $c_e(z)$ для $c_0 = 1,0$ и $k_i = 1,0$ (коэффициент турбулентности) по рис. 4.2 [3]

Для типа местности III по табл. 4.1 [3] и высоты $z = 2$ м (рис. 20):

$$c_e(2\text{м}) = 1,28.$$

Пиковое значение скоростного напора ветра:

$$q_p(2\text{м}) = 1,28 \cdot 0,38 = 0,486 \text{ кН/м}^2$$

Примечание.

Примеры определения нормативного значения ветровой нагрузки (пикового значения скоростного напора ветра) с учетом орографии местности приводятся в главе 3 [14].

Следует отметить, что учет орографии местности при проектировании новых зданий или обследовании существующих зданий встречается редко. Однако в практике авторов данной книги имелся случай, когда именно учет орографии местности позволил объяснить причину образования трещин в швах между железобетонными стеновыми панелями в многоэтажном жилом доме в г. Новокузнецке (Кемеровская область). В российском стандарте [9] влияние орографии местности на ветровую нагрузку не учитывается.

Аэродинамические коэффициенты внешнего давления принимаются по табл. 7.1 [3]:

- для активного давления: $w_e(2\text{м}) = 0,486 \cdot 0,8 = 0,389 \text{ кН/м}^2$;
- от поверхности (отсос): $w_e(2\text{м}) = 0,486 \cdot 0,5 = 0,243 \text{ кН/м}^2$

Усилие, действующее на внешнюю (наружную) поверхность здания:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum w_e A_{ref}$$

где $c_s c_d$ — пульсационный параметр воздействия. Высота стены не превышает 15 м, в соответствии с п. 6.2 [3] для $h < 15$ м принимается $c_s c_d = 1$;
 A_{ref} — базовая площадь.

Нормативное значение погонной ветровой нагрузки на 1 м длины стены:

- активное: $q_1 = 1 \cdot 0,389 = 0,389 \text{ кН/м}$;
- от поверхности (отсос): $q_2 = 1 \cdot 0,243 = 0,243 \text{ кН/м}$.

Схема ветровой нагрузки на ограждающую стену пансионата приведена на рис. 21.

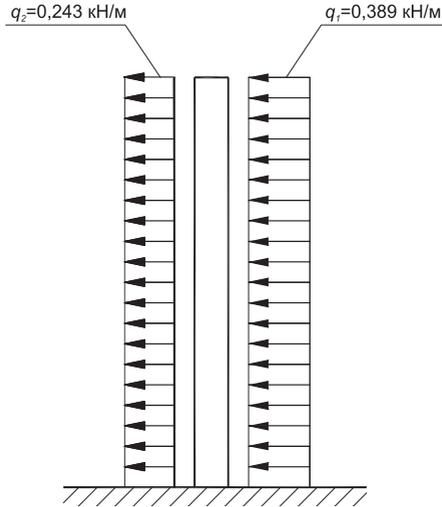


Рис. 21. Схема ветровой нагрузки на ограждающую стену

Ограждающая кирпичная стена выполняется из двух слоев ложковых рядов кирпича, перевязанных тычковыми рядами кирпича. В соответствии с п. 5.5.5(6) [5] в двухслойных стенах допускается учитывать совместную работу обоих слоев при наличии связей между слоями. В рассматриваемом случае роль связей играют тычковые ряды кирпичей.

В случае, если стена опирается на три или четыре стороны, несущая способность стены по моменту рассчитывается в соответствии с п. 5.5.5 (7) [5]:

- если плоскость излома стены параллельна горизонтальным швам (по неперевазанному сечению), т. е. в направлении f_{xk1} (см. табл. 5),

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

или

- если плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам (по перевазанному сечению), т. е. в направлении f_{xk2} (см. табл. 6),

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

где α_1, α_2 — коэффициенты изгибающего момента, определенные с учетом степени закрепления стены по краям и отношения сторон стены. Они могут быть получены теоретически;

l — длина стены между опорами;

W_{Ed} — расчетное значение поперечной нагрузки на единицу площади.

Примечание.

Значения коэффициентов момента α_1, α_2 для однослойных стен толщиной не более 250 мм указаны в приложении Б данного пособия (соответствует прил. Е [5]), при этом $\alpha_1 = \mu \alpha_2$,

где μ — коэффициент отношения прочностей на растяжение при изгибе каменной кладки при расчете прочности на изгиб, при действии моментов в двух ортогональных направлениях: f_{xd1}/f_{xd2} , см. п. 3.6.3 [5]; или $f_{xd1, app}/f_{xd2}$, см. п. 6.3.1(4) [5]; или $f_{xd1}/f_{xd2, app}$, см. п. 6.6.2(9) [5].

Определяется коэффициент μ :

$$\mu = f_{xd1}/f_{xd2} = \frac{(0,1/2,2)}{(0,4/2,2)} = 0,25,$$

где $f_{xd1} = f_{xk1}/\gamma_m = 0,1/2,2$ Н/мм²;

$f_{xd1} = f_{xk2}/\gamma_m = 0,4/2,2$ Н/мм²;

здесь f_{xk1} и f_{xk2} определяются по табл. 5 и 6 данного пособия соответственно;

$\gamma_m = 2,2$ для кирпича категории II и сроке эксплуатации стены 25 лет (см. табл. 7 и 8 данного пособия).

В соответствии с приложением Б данного пособия (соответствует прил. Е [5]) для условия закрепления стены по краям «С» (гидроизоляция стены рассматривается как шарнирное закрепление) при $\mu = 0,25$ и $h/l = 2/3 = 0,67$ коэффициент $\alpha_1 = 0,046$. При условно шарнирном закреплении стены в нижней части изгибающий момент в коротком направлении (в направлении высоты стены) не рассматривается.

Изгибающий момент в направлении длины стены:

$$M_{Edl} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 = \alpha_1 (q_1 + q_2) \gamma_Q l^2 = 0,046 \cdot (0,389 + 0,243) \cdot 1,5 \cdot 3^2 = 0,392 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Несущая способность стены на единицу длины определяется по формуле (6.15) в соответствии с п. 6.3.1(3) [5]:

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z$$

где f_{xd} — расчетное сопротивление растяжению при изгибе кладки стены в соответствующем направлении изгиба;

Z — упругий момент сопротивления сечения на единицу длины стены.

Расчетное сопротивление растяжению при изгибе:

$$f_{xd2} = f_{xk2}/\gamma_m = 0,4/2,2 = 0,182 \text{ Н/мм}^2 = 0,0182 \text{ кН/см}^2,$$

где $f_{xk2} = 0,4$ Н/мм² — сопротивление растяжению при изгибе для перевязанного сечения кладки стены по табл. 6 данного пособия;

$\gamma_m = 2,2$ для кирпича категории II и сроке эксплуатации стены 25 лет (см. табл. 7 и 8).

Упругий момент сопротивления на 1 м длины стены:

$$Z = \frac{100 \cdot 25^2}{6} = 10416,7 \text{ см}^3$$

Проверяется условие:

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z = 0,0182 \cdot 10416,7 = 189,6 \text{ кН} \cdot \text{см} = 1,896 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed1} = 0,392 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Несущая способность кирпичной стены на изгиб по перевязанному сечению на действие ветровой нагрузки обеспечена.

Стену, на которую действует поперечная горизонтальная нагрузка, в случае, если ее несущая способность обеспечена, допускается считать отвечающей требованиям нормальной эксплуатации в соответствии с (п. 7.2(5) [5]), если размеры стены ограничены в соответствии с требованиями приложения В данного пособия (соответствует прил. F [5]).

В рассматриваемом примере $h/t = 200/25 = 8$ и $l/t = 300/25 = 12$, что удовлетворяет ограничениям графика на рис. В.3 приложения В.

Пример 10. Проверить несущую способность на изгиб подпорной стены из сплошных бетонных блоков II категории размером $398 \times 198 \times 188$ мм (рис. 22). Перевязка блоков в кладке цепная с чередованием ложковых и тычковых рядов. Подпорная стена имеет контрфорсы, выполненные с шагом 1,5 м. Высота стены 4 м. Толщина стены и контрфорсов 400 мм. Бетонные блоки имеют среднее значение прочности бетона на сжатие 20 Н/мм^2 (заявлено производителем). Применяется раствор общего назначения марки 100 (среднее значение прочности раствора на сжатие 10 Н/мм^2). Объемный вес грунта $\gamma_k = 21 \text{ кН/м}^3$. Угол внутреннего трения грунта $\varphi'_k = 30^\circ$. Поверхность грунта имеет незначительный уклон и им можно пренебречь. Проектный срок эксплуатации подпорной стены 25 лет.

Проектирование стен каменной кладки, испытывающих давление грунта или воды, выполняется в соответствии с п. 6.3.4 [5]. Согласно примечанию 1 данного пункта, конструирование таких стен допускается только с работой по перевязанному сечению кладки.

Длина подпорной стены в свету между контрфорсами составляет (рис. 22):

$$l = 1500 - 400 = 1100 \text{ мм.}$$

Отношение высоты стены к ее длине:

$$h/l = 4000/1100 = 3,64 > 2.$$

В этом случае стена рассчитывается в коротком направлении (раздел 11.1 [15]), то есть только по перевязанному сечению кладки.

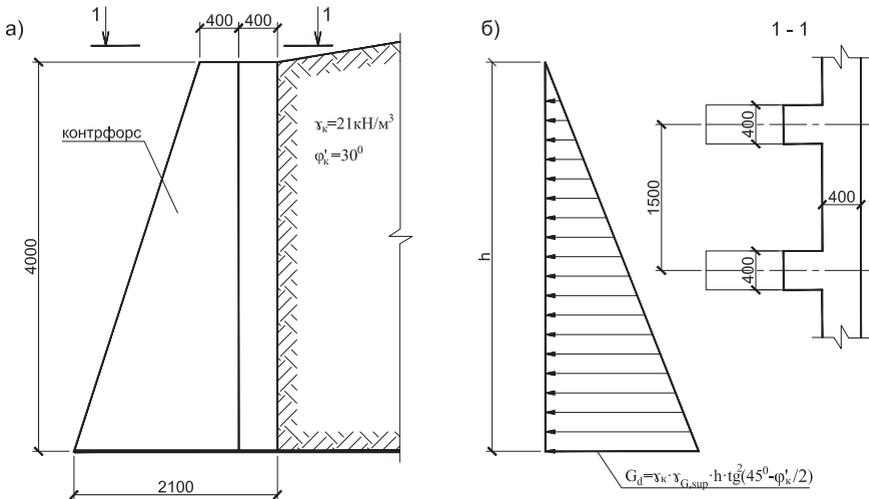


Рис. 22. Конструктивное решение подпорной стены (а) и эпюра давления грунта на стену (б). Размеры в мм, (фундамент условно не показан)

Горизонтальное давление от грунта у основания стены определяется по формуле (п. 7.216 [11]):

$$G_d = \gamma_k \cdot \gamma_{G,sup} \cdot h \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_k}{2} \right) = 21 \cdot 1,35 \cdot 4 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 37,762 \text{ кН/м}^2$$

где $\gamma_k = 21 \text{ кН/м}^3$ — объемный вес грунта;

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ — коэффициент надежности для постоянной нагрузки от грунта (приложение А.1, табл. А.1.2 (В) [1]);

$\varphi'_k = 30^\circ$ — угол внутреннего трения грунта.

Расчетный пролет стены и величина изгибающего момента определяется в соответствии с указаниями к примеру 25 [12].

Расчетный пролет стены в горизонтальном направлении:

$$l_{ef} = \mu l = 1,05 \cdot 1,1 = 1,155 \text{ м,}$$

где $l = 1500 - 400 = 1100 \text{ мм}$ — длина подпорной стены в свету между контрфорсами;

$\mu = 1,05$ — коэффициент расчетной длины.

Изгибающий момент (с некоторым запасом) как в частично защемленной балке пролетом $l_{ef} = 1,155 \text{ м}$ определяется по формуле:

$$M_{Ed} = \frac{g_d l_{ef}^2}{11} = \frac{37,762 \cdot 1,155^2}{11} = 4,58 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

где $g_d = G_d \cdot 1 = 37,762 \cdot 1 = 37,762$ — давление от грунта у основания стены на единицу длины 1 м.

Несущая способность стены на единицу длины определяется по формуле (6.15) в соответствии с п. 6.3.1 (3) [5]:

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z$$

где f_{xd} — расчетное сопротивление растяжению при изгибе кладки стены в соответствующем направлении изгиба. В данном случае, при изгибающем моменте в направлении длины стены, кладка стены работает по перевязанному сечению;

Z — упругий момент сопротивления сечения на единицу длины стены.

Расчетное сопротивление растяжению при изгибе:

$$f_{xd2} = f_{xk2} / \gamma_m = 0,4 / 2,2 = 0,182 \text{ Н/мм}^2 = 0,0182 \text{ кН/см}^2,$$

где $f_{xk2} = 0,4 \text{ Н/мм}^2$ — сопротивление растяжению при изгибе для перевязанного сечения кладки стены по табл. 6 данного пособия;

$\gamma_m = 2,2$ для бетонного блока категории II при сроке эксплуатации стены 25 лет (см. табл. 7 и 8).

Упругий момент сопротивления на 1 м ширины стены:

$$Z = \frac{100 \cdot 40^2}{6} = 26667 \text{ см}^3.$$

Проверяется условие:

$$M_{Rd} = f_{xd2} \cdot Z = 0,0182 \cdot 26667 = 485,3 \text{ кН}\cdot\text{см} = 4,853 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed} = 4,58 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Несущая способность подпорной стены на изгиб по перевязанному сечению кладки на горизонтальное давление грунта обеспечена.

2.3. Расчет неармированной каменной кладки на срез

Порядок определения нормативного сопротивления каменной кладки срезу приводится в п. 1.3 данного пособия.

Пример 11. По данным примера 10 проверить несущую способность подпорной стены на срез. Размеры проверяемого участка подпорной стены с конترفормом приводятся на рис. 23. Объемный вес бетона блоков $\gamma = 22 \text{ кН/м}^3$.

Несущая способность стены из каменной кладки на срез определяется по формуле (6.13) в соответствии с п. 6.2(2) [5]:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c,$$

где f_{vd} — расчетное сопротивление срезу каменной кладки согласно п. 2.4.1 и 3.6.2 [5] при применении среднего значения вертикального сжимающего напряжения, вычисленного по сжатой вертикальными усилиями

площади сечения стены. Площадь растянутой части сечения и прочность каменной кладки на растяжение не учитывают;

t — толщина стены;

l_c — длина сжатой части стены без учета длины частей стены по плоскости среза, растянутых при внецентренном сжатии (изгибе).

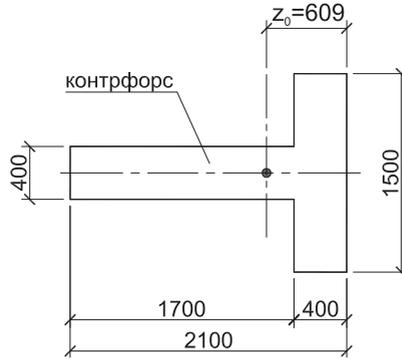


Рис. 23. Размеры поперечного сечения участка подпорной стены с контрфорсом, проверяемого на срез.

z_0 — координата центра тяжести сечения

Определение сжатой части сечения стены с контрфорсом выполняется в следующем порядке:

1) Определяется координата центра тяжести для сечения стены с контрфорсом, приведенного на рис. 23. Определение координаты центра тяжести сечения z_0 выполняется с использованием графика А приложения 5, [11].

$$\text{При } \beta = \frac{b_0}{b} = \frac{400}{1500} = 0,267 \text{ и } \alpha = \frac{h_0}{h} = \frac{400}{2100} = 0,19 \text{ коэффициент } \chi = 0,29$$

и $z_0 = \chi h = 0,29 \cdot 2100 = 609$ мм.

Здесь все обозначения приняты в соответствии с рисунком к графику А приложения 5 [11];

2) В соответствии со схемой на рис. 24 определяется центр тяжести сжатой части сечения стены с контрфорсом.

Вначале определяются составляющие собственного веса участка подпорной стены с контрфорсом (рис. 24):

$$N_1 = 0,4 \cdot b h \gamma_{G,sup} = 0,4 \cdot 1,5 \cdot 4 \cdot 22 \cdot 1,35 = 71,28 \text{ кН};$$

$$N_2 = 0,4 \cdot 0,4 \cdot h \gamma_{G,sup} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4 \cdot 22 \cdot 1,35 = 19 \text{ кН};$$

$$N_3 = 0,4 \cdot (0,5 a h) \cdot \gamma_{G,sup} = 0,4 \cdot 0,5 \cdot 1,3 \cdot 4 \cdot 22 \cdot 1,35 = 30,9 \text{ кН},$$

где $\gamma = 22 \text{ кН/м}^3$ — объемный вес бетона блоков;

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ — коэффициент надежности для постоянной нагрузки от собственного веса блоков (приложение А.1, табл. А.1.2 (В) [1]);

a, b, h — размеры в соответствии с рис. 24.

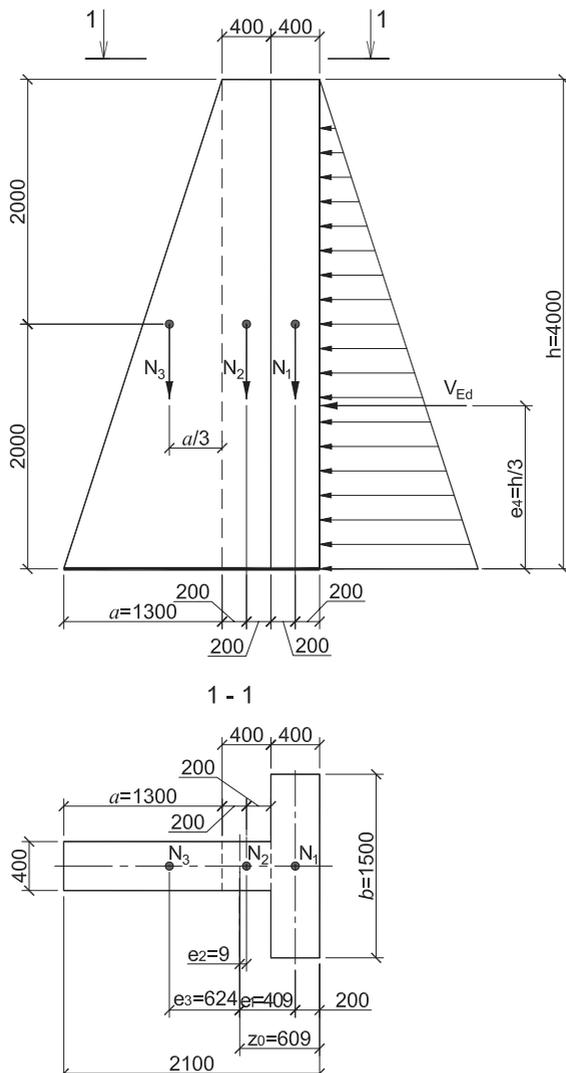


Рис. 24. Схема для определения центра тяжести сжатой части сечения подпорной стены с контрфорсом. Размеры в мм (фундамент условно не показан)

Суммарный вес участка подпорной стены:

$$\sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 = 71,28 + 19,0 + 30,9 = 121,18 \text{ кН.}$$

Горизонтальная сила давления грунта на подпорную стену:

$$V_{Ed} = 0,5G_d h \gamma_{Q,sup} = 0,5 \cdot 37,762 \cdot 4 \cdot 1,5 = 113,3 \text{ кН}$$

где $G_d = 37,762 \text{ кН/м}^2$ — горизонтальное давление от грунта у основания стены (см. пример 10);

$\gamma_{Q,sup} = 1,5$ — коэффициент надежности для временной нагрузки (приложение А.1, табл. А.1.2 (В) [1]).

Изгибающий момент в подпорной стене:

$$\sum M_i = N_1 e_1 + N_2 e_2 - N_3 e_3 - V_{Ed} e_4 = 71,28 \cdot 0,409 + 19 \cdot 0,009 - 30,9 \cdot 0,624 - 113,3 \cdot 4/3 = -141 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Результирующий эксцентриситет:

$$e = \frac{\sum M_i}{\sum N_i} = -\frac{141}{121,18} = -1,164 \text{ м.}$$

Расстояние от края контрфорса до центра тяжести сжатой части сечения (рис. 25):

$$0,5t = 2100 - z_0 - e = 2100 - 609 - 1164 = 327 \text{ мм.}$$

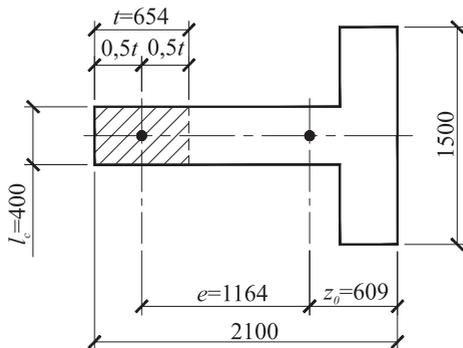


Рис. 25. Сжатая часть поперечного сечения подпорной стены с контрфорсом

Нормативное сопротивление каменной кладки срезу на растворе общего назначения, легком растворе и растворе, укладываемым тонким слоем, с полностью заполненными швами, определяется по формуле 3.5 [5]:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d, \text{ но не более } 0,065f_b \text{ или } f_{vlt},$$

где f_{vk0} — начальное нормативное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки (при отсутствии сжимающей нагрузки);

f_{vlt} — предельное значение f_{vk} ;

σ_d — расчетное напряжение сжатия, перпендикулярное усилию среза (сдвига), в элементе в рассматриваемом уровне, вычисленное как среднее по эпюре напряжений в сжатой части сечения при соответствующем сочетании нагрузок;

f_b — приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию камня (блока) f_b согласно п. 3.1.2.1 [5] в направлении усилия среза, т. е. при нагружении испытываемых образцов перпендикулярно горизонтальному шву.

Примечание:

Требование по применению в конкретной стране значения $0,065f_b$ или f_{vlt} , параметра или функции f_{vlt} регламентируется в национальном приложении.

Для бетонных блоков по табл. 3.4 [5] $f_{vk0} = 0,2 \text{ Н/мм}^2 = 0,02 \text{ кН/см}^2$.

Расчетное напряжение сжатия:

$$\sigma_d = \frac{\sum N_i}{l_c} = \frac{121,18}{65,4 \cdot 40} = 0,0463 \text{ кН / см}^2,$$

где $t = 65,4 \text{ см}$, $l_c = 40 \text{ см}$ — размеры сжатой части стены по рис. 25.

Нормативное сопротивление кладки срезу:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d = 0,02 + 0,4 \cdot 0,0463 = 0,0385 \text{ кН/см}^2 < 0,065f_b = 0,065 \cdot 2,3 = 0,1495 \text{ кН/см}^2,$$

где $f_b = CF \cdot d \cdot 20 = 1,0 \cdot 1,15 \cdot 20 = 23 \text{ Н/мм}^2 = 2,3 \text{ кН/см}^2$ — приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие,

здесь $CF = 1,0$ — для всех видов кирпичей и блоков, кроме силикатных;

$d = 1,15$ — по таблице 2 при высоте блока 188 мм и ширине 198 мм;

20 Н/мм^2 — среднее значение прочности бетона на сжатие.

Несущая способность сжатого участка стены с контрфорсом на срез:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c = 0,0175 \cdot 40 \cdot 65,4 = 45,78 \text{ кН} < V_{Ed} = 113,3 \text{ кН},$$

где $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m = 0,0385 / 2,2 = 0,0175 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки;

$\gamma_m = 2,2$ для блоков категории II и сроке эксплуатации стены 25 лет (см. табл. 7 и 8 данного пособия).

Несущая способность каменной кладки с контрфорсами на срез не обеспечена.

Очевидно, что для обеспечения несущей способности стены на срез необходимо значительное увеличение размеров контрфорсов, что является нерациональным с точки зрения расхода материалов.

Данный пример показывает, что применять каменную кладку для подпорных стен следует только в исключительных случаях. Например, при невозможности использования тяжелых сборных железобетонных конструкций или при невозможности использования технологического оборудования для производства монолитного бетона. На практике известны лишь немногочисленные случаи применения армированных каменных подпорных стен.

Примечание.

В рассматриваемом случае можно использовать комбинированную подпорную стенку, состоящую из железобетонных свай (вместо контрфорсов) и каменной стены. Железобетонные сваи будут воспринимать все усилие среза. Соответствующие расчеты приводятся в примере 16 раздела 3.2 данного пособия.

Немного истории. Каменные постройки Древней Греции

Технологии, связанные с обработкой камня и его использованием для общественных сооружений (рис. 26) начинают развиваться в Греции в VII веке до н.э. Монументальные сооружения строятся, как правило, из мягких пород камня, преимущественно из известняка. Применялся и камень более твердых пород: мраморы и реже трахит. Камень добывался в карьерах. Добываемые таким образом массивные блоки весили до 18 т. Для транспортирования эти блоки заделывались в колеса-катки.

Инструментами каменотеса служили молотки, кирки, тесла, пилы (беззубые), сверла. При разметке блоков применялись отвесы, ватерпасы, шнуры и наугольники. Когда требовалось обтесать широкую ровную поверхность камня, прибегали к работе «по красному». В этом случае поверхность плоской плиты натиралась краской и прикладывалась к постели или вертикальной грани обрабатываемого камня, который затем обтесывался по полученным отметкам.

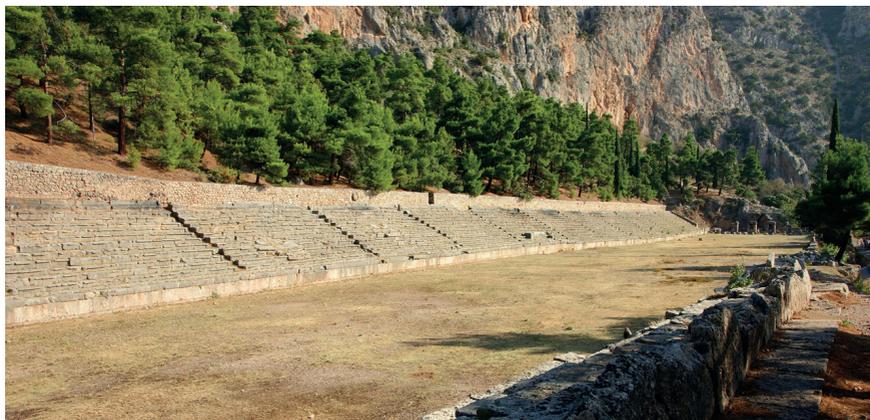


Рис. 26. Стадион в Дельфах

Тщательно выравнивались только наружные поверхности камней. У внутренних сторон старательно обтесывались только выступающие края; остальная поверхность слегка заглаблялась, оставаясь отделанной более грубо. Такая техника облегчала подгонку камней и уменьшала трудоемкость работы. При строительстве применялись квадратная кладка и более сложная полигональная кладка (рис. 27), из камней различной формы и размеров, подбиравшихся, но не притесывавшихся один к другому (такая кладка применялась еще в крепостных сооружениях предшествующей микенской эпохи).

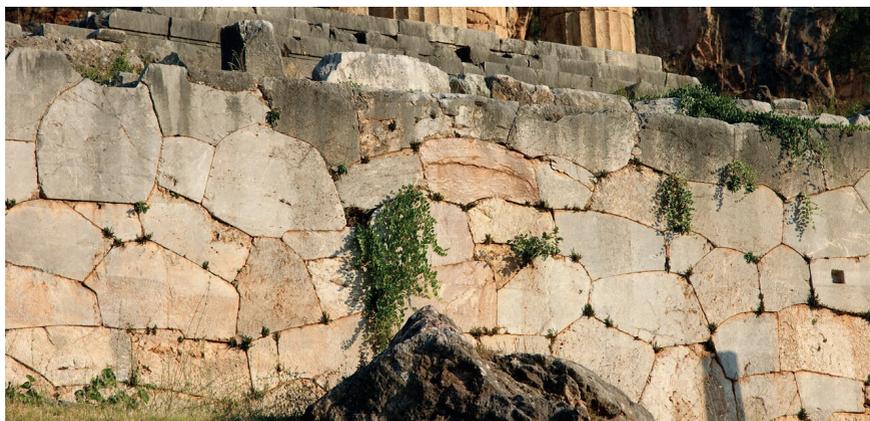


Рис. 27. Подпорная стенка, построенная подгонкой камня к камню без раствора

Жилые постройки возводились из сырцового и обожженного кирпича. Для повышения сейсмостойкости зданий применялись сейсмоизолирующие слои из камней (рис. 28).



Рис. 28. Сейсмоизолирующий слой в каменной кладке стены

Колонны храмов первоначально вырубались из камня целиком, а в более поздний период они монтировались из отдельных частей (барабанов). Плотнo пришлифовывались только края постелей барабанов, а середина для экономии труда заглублялась, сохраняя грубо обработанную поверхность. В центре барабанов в специальном гнезде ставился деревянный штырь, облегчавший пришлифовку посредством вращения барабанов. Каннелюры намечались на нижнем барабане и на шейке капители; на остальных барабанах каннелюры вытесывались только после их установки на место. Применялись и колонны-скульптуры (рис. 29).

Как правило, стволы греческих колонн имели каннелюры. На колонну сверху опускался архитрав (главная балка). Над архитравом располагалась треугольная стена — аттик (рис. 30). Крыши зданий выполнялись двускатными. Деревянные стропила опирались на верхние части антаблемента. По стропилам выполнялась деревянная обрешетка. Кровля выстилалась черепицей из обожженной глины или, в редких случаях, из мрамора. Большие по размерам мраморные черепицы укладывались непосредственно на стропила.



Рис. 29. Кариатиды — один из видов колонн-скульптур. Акрополь. Афины



Рис. 30. Парфенон. Акрополь. Афины

2.4. Расчет неармированной каменной кладки на действие комбинированной вертикальной и горизонтальной нагрузки

Комбинированное воздействие вертикальной и горизонтальной нагрузки характерно, главным образом, для каменных стен многоэтажных зданий. Горизонтальной нагрузкой для каменных стен, как правило, является ветровая нагрузка. Изгибающие моменты в сечениях каменных стен от ветровой нагрузки определяются в зависимости от того, какая конструктивная схема здания (жесткая или упругая) принимается для расчета. При жесткой конструктивной схеме каменная стена рассчитывается на ветровую нагрузку как многопролетная неразрезная балка, при упругой конструктивной схеме изгибающие моменты в сечениях стены от ветровой нагрузки определяются из расчета рамной конструкции здания.

Определение изгибающих моментов в сечениях каменной стены от вертикальной нагрузки зависит от выбора проектировщиком расчетной модели стены. В свою очередь, выбор расчетной модели зависит от того, будет ли каменная стена иметь двухзначную или одинарную кривизну. Рекомендуемые п. 6.1.2.2 [8] расчетные модели для каменных стен здания, в зависимости от технологии устройства перекрытий, приводятся на рис. 31.

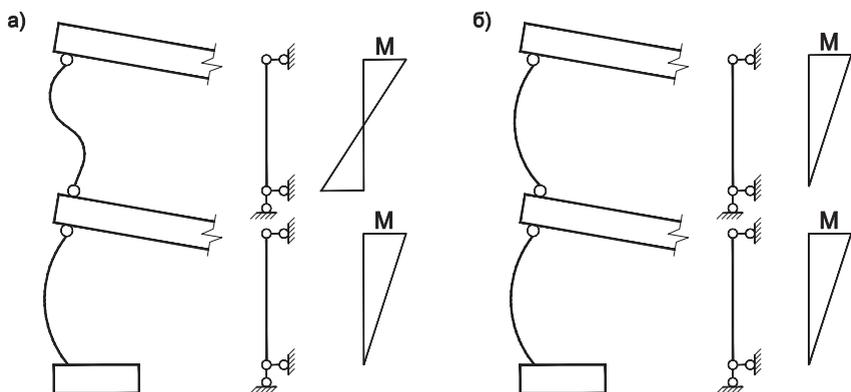


Рис. 31. Расчетные модели каменной стены при монолитных железобетонных перекрытиях (а) и сборных железобетонных перекрытиях (б)

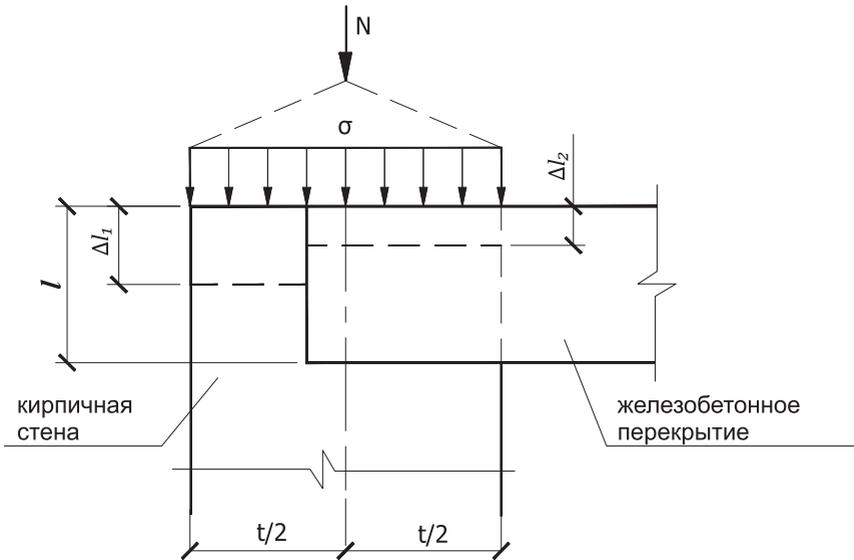
Монолитные железобетонные перекрытия после снятия опалубки (и подпорных стоек) искривляются и вызывают появление изгибающих моментов в верхних и нижних сечениях стен второго и вышележащих этажей здания. В этом случае каменная стена имеет двухзначную кривизну. Монтаж сборных железобетонных конструкций перекрытий вызывает появление изгибающих моментов только в верхних сечениях стен. В этом случае каменные стены второго и вышележащих этажей здания имеют одинарную кривизну. Стена первого этажа здания, опирающаяся в нижней части на жесткий не искривляемый фундамент, при любом виде железобетонных перекрытий имеет одинарную кривизну. Более подробные комментарии для выбора расчетной модели каменных стен приводятся в [8] (стр. 125–126).

Российский стандарт [10] для расчета каменных стен многоэтажных зданий допускает использовать модель с одинарной кривизной для всех этажей здания (п. 9.10 стандарта). При этом изгибающий момент в верхней части стены определяется с учетом того, что расстояние от точки приложения опорной реакции конструкции перекрытия, опирающейся на стену, до внутренней грани стены, принимается равным одной трети глубины опирания, но не более 7 см. Формулы для определения изгибающих моментов, с учетом принятых допущений, приводятся в табл. 12 [11], а соответствующие примеры расчета каменных стен зданий приводятся в [12] (примеры 54–58). Упрощенный подход российского стандарта [10] вызывает определенные сомнения, так как нагрузка от верхних этажей здания не учитывается в опорной реакции конструкции нижерасположенного перекрытия. В то же время распределение нагрузки от верхних этажей здания между кирпичной кладкой и (как правило) железобетонной конструкцией перекрытия, имеющих разные модули деформации материалов (отличающихся на порядок), приводит к значительному увеличению опорной реакции конструкции перекрытия (рис. 32).

Интересно, что в Великобритании подобный подход считается «традиционным» для практики проектирования каменных стен ([8], стр. 129), когда нагрузка от верхних этажей или от других конструкций учитывается при определении эксцентриситета опорной реакции конструкции перекрытия (ответ 2 примера А.5.2 приложения 5 [8]).

Приближенный подход российского стандарта [10] вряд ли будет приемлем при проектировании каменных стен зданий с использованием Еврокодов за пределами России и, очевидно, требует корректировки. Поэтому рассмотрим рекомендуемый в приложении С [5] несколько более сложный, но при этом также упрощенный метод определения изгибающих моментов в сечениях каменной стены многоэтажного здания. Упрощенная модель

рамы для определения изгибающих моментов в сечениях каменной стены приводится на рис. 33 (соответствует рис. С.1 приложения С [5]).



$$\Delta l_1 = \frac{\sigma \cdot l}{E_1}; \quad \Delta l_2 = \frac{\sigma \cdot l}{E_2}, \quad \text{причем } E_1 \gg E_2$$

Рис. 32. Схема распределения нагрузки от вышележащих этажей здания между кладкой стены и опорным участком конструкции перекрытия

Изгибающий момент в верхнем сечении каменной стены M_1 определяется по формуле С.1 приложения С [5] (изгибающий момент в нижнем сечении стены M_2 рассчитывают аналогично, только с применением выражения $E_2 J_2 / h_2$ в числителе вместо $E_1 J_1 / h_1$):

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 J_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 J_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 J_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 J_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 J_4}{l_4}} \left[\frac{w_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right],$$

где n_i — коэффициент жесткости стержня (он равен 4 в случае жесткого закрепления стержней в обоих узлах и 3 — в остальных случаях);

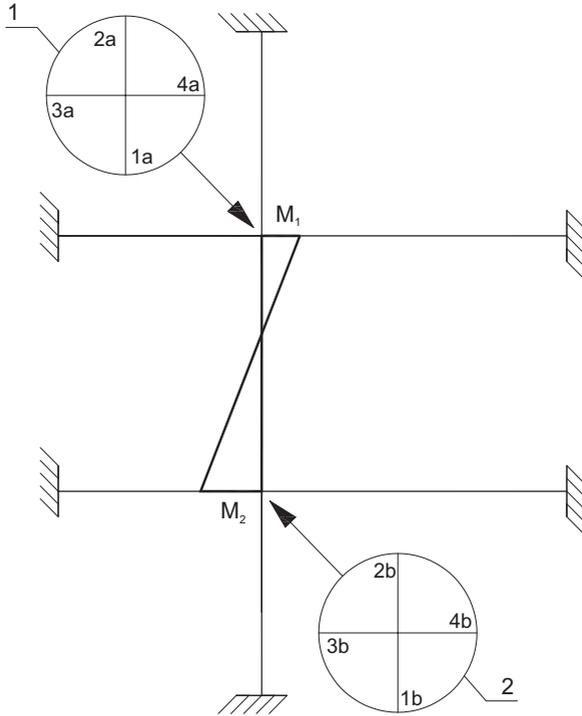


Рис. 33. Упрощенная модель рамы: 1 — рама а; 2 — рама б; Изгибающий момент M_1 определяют на раме а; изгибающий момент M_2 — на раме б

E_i — модуль упругости стержня i , при $i = 1, 2, 3$ или 4 (как правило, для всех видов камней (блоков) допускается применять $E = 1000f_k$);

J_i — момент инерции стержня i , при $i = 1, 2, 3$ или 4 (в двухслойной каменной кладке с воздушным слоем, в которой под нагрузкой только один слой стены, в качестве J_i применяют момент инерции только несущего слоя);

h_1, h_2 — высота в свету стержня 1 и 2 соответственно;

l_3, l_4 — пролет в свету стержня 3 и 4 соответственно;

w_3, w_4 — равномерно распределенная расчетная нагрузка на стержень 3 и 4 соответственно с применением частных коэффициентов безопасности согласно EN 1990 [1] для неблагоприятного воздействия.

Примечание.

Описанная упрощенная модель рамы на рис. 33 неприменима при наличии перекрытия из деревянных балок.

При расчете эксцентриситет допускается уменьшить на коэффициент η . Значение η можно определить экспериментально или принимать $(1 - k_m/4)$, где k_m определяется по формуле С.2 приложения С [5]:

$$k_m = \frac{n_3 \cdot \frac{E_3 J_3}{l_3} + n_4 \cdot \frac{E_4 J_4}{l_4}}{n_1 \cdot \frac{E_1 J_1}{h_1} + n_2 \cdot \frac{E_2 J_2}{h_2}} \leq 2.$$

При применении в перекрытии здания деревянных балок длина опирания балки на стену, учитываемая в расчете, не должна превышать 0,1 толщины стены. При этом в пределах принимаемой длины опирания балки в расчете учитывается расчетное сопротивление каменной кладки стены (рис. 34, соответствует рис. С.2 приложения С [5]).

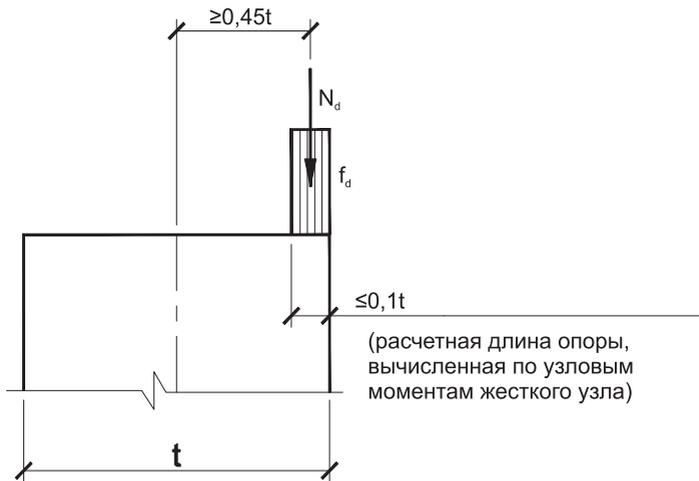


Рис. 34. Эксцентриситет расчетной нагрузки при жестком узле «стена-перекрытие»

В случае, если перекрытие опирается на часть стены, то изгибающие моменты выше и ниже перекрытия допускается определять по формулам С.3 и С.4 приложения С [5] и в соответствии с рис. 35 (соответствует рис. С.3 приложения С [5]). В случае, если вычисленные моменты превышают величины моментов, вычисленных с использованием формулы С.1 приложения С [5], то в расчете учитываются последние.

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

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

где N_{Edu} — расчетное значение нагрузки в верхней стене;

N_{Edf} — расчетное значение нагрузки, передаваемое перекрытием;

a — расстояние от внешней плоскости стены до торца перекрытия.

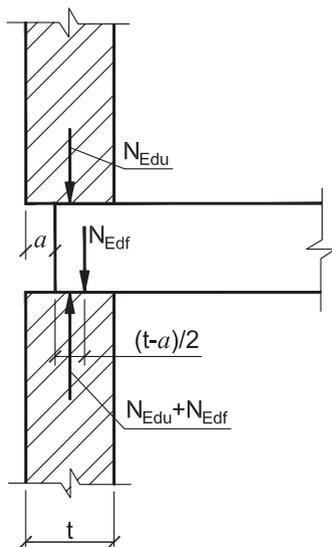


Рис. 35. Усилия в зоне узла плит перекрытия, частично опирающихся на стену

Пример 12. Проверить несущую способность простенка первого этажа трехэтажного промышленного здания с каменными наружными стенами и монолитными железобетонными перекрытиями, покрытием и колоннами (рис. 36). Здание имеет жесткую конструктивную схему (горизонтальные перемещения здания при проверке прочности каменных конструкций не учитываются). Длина опирания главных балок монолитного железобетонного перекрытия на стену 380 мм. Кладка стен многорядная с перевязкой ложковых рядов тычковыми через пять рядов. Толщина стены 510 мм. Для каменной кладки стены используется керамический полнотелый кирпич категории II (производитель заявляет для кирпича только среднее значение

прочности сжатию) размерами $250 \times 125 \times 65$ мм. Кирпич марки 100 (среднее значение прочности кирпича на сжатие 10 Н/мм^2). Применяется раствор общего назначения марки 75 (среднее значение прочности раствора на сжатие $7,5 \text{ Н/мм}^2$). Монолитное железобетонное перекрытие выполнено из бетона класса С25/30 (табл. 3.1 [4]). Ветровой район III (по табл. 11.1 [9]). Тип местности III по табл. 4.1 [3]. Снеговой район II по табл. 10.1 [9]. Проектный срок эксплуатации здания 50 лет. Нагрузка от веса перекрытия с полом и веса покрытия с кровлей $g = 3 \text{ кН/м}^2$, технологическая нагрузка на перекрытие $q = 5 \text{ кН/м}^2$.

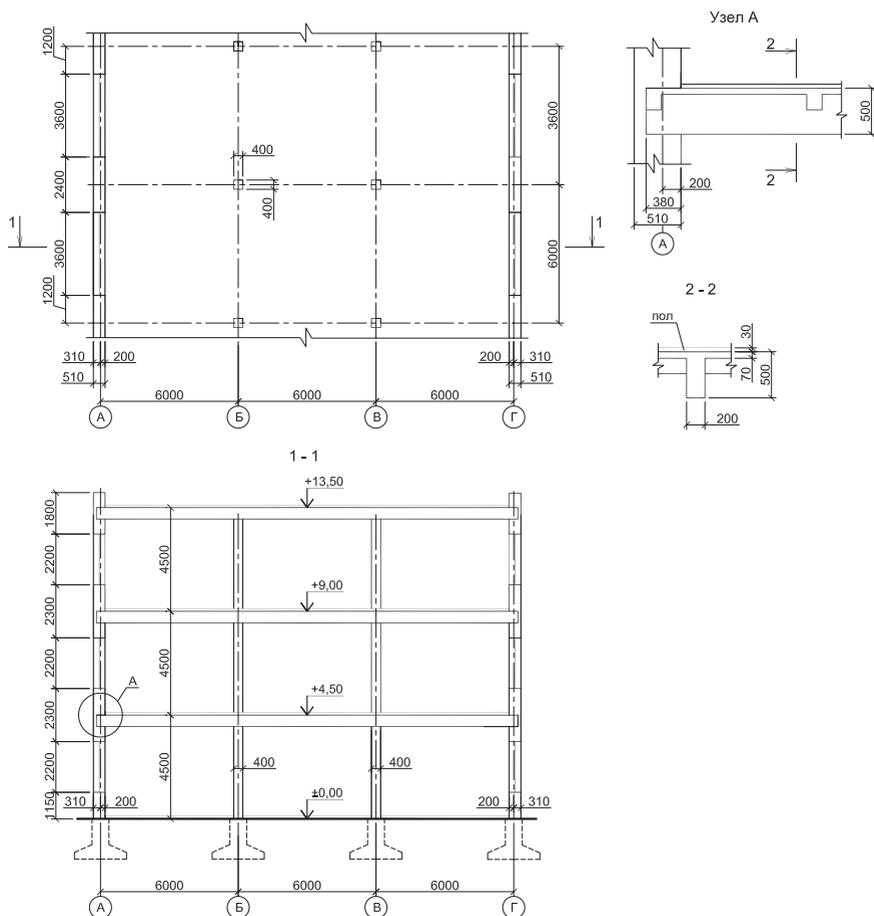


Рис. 36. Фрагмент плана и поперечный разрез здания

Примечание.

Для сочетания нагрузок предельного состояния STR (п. 1.6 данного пособия) в проекте российского Национального приложения к EN 1990 ([1]) принята формула (6.10), подробно рассмотренная ниже. Но необходимо отметить, что Еврокодом EN 1990 в качестве альтернативного варианта для предельных состояний STR и GEO в Национальном приложении допускается вместо формулы (6.10) применять наименее благоприятное из двух выражений:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}; \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (6.10b)$$

где ξ — понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных воздействий (0,85 ÷ 1,0).

Отмечается, что использование формулы (6.10), возможно, является менее предпочтительным с экономической точки зрения по сравнению с формулами (6.10a) и (6.10b), но применительно к железобетонным конструкциям ее использование может обеспечивать выполнение условий для нескольких видов предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

В соответствии с формулой 6.10 [1] выражение для сочетания нагрузок имеет вид:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

где «+» обозначает «быть сочетаемым с»;

Σ — обозначает «эффект в комбинации»;

P — воздействие предварительного обжатия.

При отсутствии предварительного напряжения и равенстве всех коэффициентов $\gamma_{Q,i}$, выражение (6.10) принимает вид:

$$\sum \gamma_{G,j,\text{sup}} G_{k,j,\text{sup}} + \sum \gamma_{G,j,\text{inf}} G_{k,j,\text{inf}} + \gamma_Q \left\{ Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}.$$

В формуле учтена зависимость прочности конструкций от возможных изменений собственного веса в соответствии с [1, табл. А.1.2(В)]. Значения частных коэффициентов надежности рекомендованы в [1, приложение А1]. Коэффициенты Ψ_0 приводятся в [1, табл. А.1.1].

В расчетах учтены следующие частные коэффициенты надежности:

$$\gamma_{G,j,inf} = 1,0; \gamma_{G,j,sup} = 1,35; \gamma_Q = 1,5.$$

Значения коэффициента ψ_0 :

$\psi_0 = 0,7$ — для жилых помещений;

$\psi_0 = 0,6$ — для ветровой нагрузки на здание;

$\psi_0 = 0,7$ — для снеговой нагрузки на здание.

Приведенная выше формула может быть описана следующим образом: «конкретное сочетание воздействий включает в себя: все постоянные нагрузки (с $\gamma_{G,j,inf} = 1,0$ или $\gamma_{G,j,sup} = 1,35$) + ведущая временная нагрузка (с $\gamma_Q = 1,5$) + соизлучающие временные нагрузки (с $\gamma_Q = 1,5 \cdot \psi_0$)».

Для составления сочетания воздействий в [1] установлено правило, при котором одно определенное временное воздействие выбирается как ведущее в комбинации воздействий. На практике почти всегда ведущее воздействие не является очевидным, в этом случае необходимо по очереди каждое временное воздействие рассматривать как ведущее. Сочетание нагрузок для одноэтажного производственного здания с мостовыми краями рассмотрено в [13].

В рассматриваемом примере наиболее опасным является сочетание нагрузок, когда ведущей временной нагрузкой является технологическая нагрузка на перекрытия здания. Поэтому технологическая нагрузка в рассматриваемом сочетании принимается без понижающего коэффициента, а снеговая и ветровая нагрузки принимаются с соответствующими понижающими коэффициентами ψ_0 . Другие сочетания нагрузок не рассматриваются.

Так как главные балки перекрытия опираются на часть стены, то изгибающие моменты выше и ниже перекрытия допускается определять по формулам С.3 и С.4 приложения С [5] и в соответствии с рис. 35. Но, при этом вычисленные моменты не должны превышать величины моментов, вычисленных с использованием формулы С.1 приложения С [5]. Поэтому первоначально вычислим изгибающие моменты в сечениях простенка в соответствии с расчетной моделью, приведенной на рис. 33. Так как рассматривается простенок первого этажа здания, то для определения изгибающих моментов допускается использовать модель с одинарной кривизной и вычислить момент M_1 только в верхней части стены.

Предварительно определяется нормативное сопротивление кладки стены сжатию. Приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие:

$$f_b = CF \cdot d \cdot 10 = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 10 = 8 \text{ Н/мм}^2.$$

где $CF = 1,0$ — для всех видов кирпичей и блоков, кроме силикатных;

$d = 0,8$ — по таблице 2 при высоте кирпича 65 мм и ширине 125 мм.

Для определения нормативного сопротивления кладки сжатию используется зависимость:

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3},$$

где $K = 0,8 \cdot 0,55 = 0,44$,

здесь 0,8 — коэффициент для многорядной кладки (п. 3.6.1.2(6) [5]);

0,55 — константа из табл. 3 для кирпича группы 1 (полнотелый кирпич по табл. 1);

$f_b = 8 \text{ Н/мм}^2$ — приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие;

$f_m = 7,5 \text{ Н/мм}^2$ — средняя прочность раствора М75 на сжатие.

$$f_k = 0,44 \cdot 8^{0,7} \cdot 7,5^{0,3} = 3,452 \text{ Н/мм}^2 = 0,3452 \text{ кН/см}^2.$$

Вычисляются параметры, входящие в формулу С.1 приложения С [5], необходимые для определения изгибающего момента в верхнем сечении стены первого этажа здания.

Для элементов 1 и 2 (рис. 33 и 36) вычисляется момент инерции и модуль упругости:

$$J_1 = J_2 = \frac{600 \cdot 51^3}{12} = 6632550 \text{ см}^4;$$

$E_1 = E_2 = 1000 f_k = 1000 \cdot 0,3452 = 345,2 \text{ кН/см}^2$ (данная зависимость применяется, как правило, для всех видов камней (блоков) согласно примечания к формуле С.1 приложения С [5]).

Для элемента 4 — железобетонного перекрытия (по рис. 33) момент инерции J_4 вычисляется в соответствии с рис. 37.

Координата центра тяжести поперечного сечения железобетонного перекрытия:

$$z_{ц.т.} = \frac{S_{y_0}}{A} = \frac{600 \cdot 7(50 - 0,5 \cdot 7) + 0,5 \cdot 20 \cdot 43^2}{600 \cdot 7 + 20 \cdot 43} = 42,25 \text{ см};$$

Момент инерции относительно центра тяжести (оси у):

$$J_4 = \frac{600 \cdot 7^3}{12} + 600 \cdot 7 [0,5 \cdot 7 + (43 - 42,25)]^2 + \frac{20 \cdot 43^3}{12} + 20 \cdot 43 (42,25 - 0,5 \cdot 43)^2 = 595808 \text{ см}^4;$$

Модуль упругости для железобетонного перекрытия:

$E_4 = E_{cm} = 3100 \text{ кН/см}^2$ — для бетона С25/30 по табл. 3.1 EN 1992-1-1.

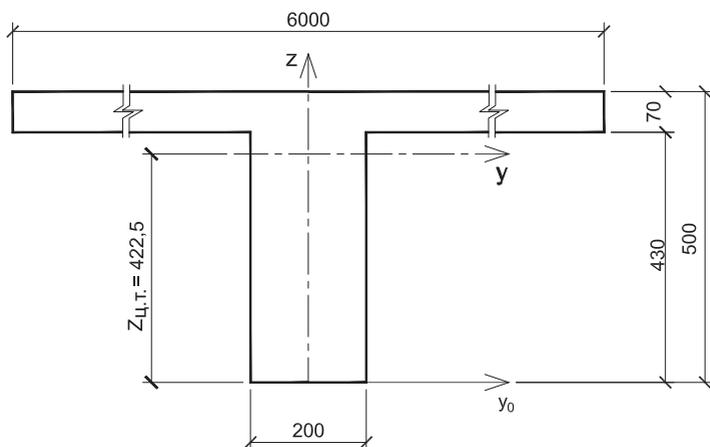


Рис. 37. Схема железобетонного перекрытия для определения J_4 (размеры в мм)

Вычисляются составляющие формулы С.1:

$$\frac{n_1 E_1 J_1}{l_4} = \frac{n_2 E_2 J_2}{560} = \frac{3 \cdot 345,2 \cdot 6632550}{560} = 17171672 \text{ кН}\cdot\text{см} = 171716,72 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\frac{n_4 E_4 J_4}{l_4} = \frac{3 \cdot 3100 \cdot 595808}{560} = 9894669 \text{ кН}\cdot\text{см} = 98946,69 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

где $n_1 = n_2 = n_4 = 3$ — коэффициент жесткости стержня (он равен 4 в случае жесткого закрепления стержней в обоих узлах, 3 — в остальных случаях);

$h_1 = h_2 = 400$ см — высота в свету колонн (стержней 1 и 2 по рис. 33 соответственно);

$l_4 = 560$ см — пролет в свету железобетонного перекрытия (стержня 4 по рис. 33).

Погонная равномерно распределенная нагрузка на железобетонное перекрытие (стержень 4 по рис. 33):

$$w_4 = B(g\gamma_{G,sup} + q\gamma_{Q,sup}) = 6(3 \cdot 1,35 + 5 \cdot 1,5) = 69,3 \text{ кН/м},$$

где $B = 6$ м — шаг главных балок (см. рис. 36); $g = 3$ кН/м² — нагрузка от веса перекрытия с полом и веса покрытия с кровлей; $q = 5$ кН/м² — технологическая нагрузка на перекрытие; $\gamma_{G,sup} = 1,35$ — коэффициент надежности для постоянной нагрузки (приложение А.1, табл. А.1.2 (В) [1]); $\gamma_{Q,sup} = 1,5$ — коэффициент надежности для временной нагрузки (приложение А.1, табл. А.1.2 (В) [1]).

Изгибающий момент в верхнем сечении каменной стены M_1 определяется по формуле С.1 приложения С [5]:

$$\begin{aligned}
M_1 &= \frac{\frac{n_1 E_1 J_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 J_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 J_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 J_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 J_4}{l_4}} \left[\frac{w_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] = \\
&= \frac{\frac{n_1 E_1 J_1}{h_1}}{\left(2 \cdot \frac{n_1 E_1 J_1}{h_1} + \frac{n_4 E_4 J_4}{l_4} \right)} \cdot \left[\frac{w_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] = \\
&= \frac{171716,72}{(2 \cdot 171716,72 + 98946,69)} \cdot \frac{69,3 \cdot 5,6^2}{4(3-1)} = 105,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.
\end{aligned}$$

Определяется поправочный коэффициент η :

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} = 1 - \frac{0,288}{4} = 0,928,$$

где k_m вычисляется по формуле С.2 приложения С [5]:

$$k_m = \frac{n_3 \cdot \frac{E_3 J_3}{l_3} + n_4 \cdot \frac{E_4 J_4}{l_4}}{n_1 \cdot \frac{E_1 J_1}{h_1} + n_2 \cdot \frac{E_2 J_2}{h_2}} = \frac{n_4 \cdot \frac{E_4 J_4}{l_4}}{2n_1 \cdot \frac{E_1 J_1}{h_1}} = \frac{98946,69}{2 \cdot 171716,71} = 0,288 < 2.$$

Скорректированное значение момента M_1 :

$$M_1 = 0,928 \cdot 105,45 = 97,86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для определения момента M_{Edf} (ниже перекрытия) по формуле С.4 приложения С [5] предварительно вычислим нормальное усилие N_{Edu} от веса вышележащих этажей здания (с учетом снеговой нагрузки на покрытие) и усилие N_{Edf} от перекрытия (рис. 35).

Грузовая площадь для сбора постоянных и временных нагрузок:

$$A = 0,5B l_4 = 0,5 \cdot 6 \cdot 5,6 = 16,8 \text{ м}^2.$$

где $B = 6 \text{ м}$ — шаг главных балок;

$l_4 = 560 \text{ см}$ — пролет в свету железобетонного перекрытия (стержня 4 по рис. 33).

Расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 покрытия здания в соответствии с п. 5 [2]:

$$S = \mu c_e s_k \gamma_f \psi_0 = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,5 \cdot 0,7 = 1,176 \text{ кН/м}^2,$$

где: $\mu = 0,8$ — коэффициент формы снеговой нагрузки для двускатного покрытия при угле наклона менее 30° (п. 5.3.3 и табл. 5.2 [2]); $c_e = 1,0$ — коэффициент защищенности; $c_t = 1,0$ — термический коэффициент; $s_k = s_g = 1,4 \text{ кН/м}^2$ — нормативное значение веса снегового покрова (нормативная

нагрузка из табл. 10.1 [9], умноженная на коэффициент надежности по снеговой нагрузке. См. примечание ниже); $\gamma_f = 1,5$ – коэффициент надежности для снеговой нагрузки; $\psi_0 = 0,7$ — понижающий коэффициент в сочетании для снеговой нагрузки [1, табл. А.1.1].

Примечание.

В проекте Национального приложения РФ к EN 1991-1-3 нормативное (характеристическое) значение снеговой нагрузки принимается равным расчетной величине снеговой нагрузки (нормативная нагрузка из табл. 10.1 [9], умноженная на коэффициент надежности по снеговой нагрузке). Это связано с приведением снеговой нагрузки, определяемой в стандарте РФ с 25-летним периодом повторяемости, к снеговой нагрузке, определяемой в Еврокодах с 50-летним периодом повторяемости, и отличием коэффициентов формы и сочетания снеговой нагрузки в EN и стандарте РФ.

Нагрузка от покрытия и перекрытия над вторым этажом:

$$N_1 = (g_{G,sup} + q_{Q,sup})A + (g_{G,sup} + S)A = (3 \cdot 1,35 + 5 \cdot 1,5) \cdot 16,8 + (3 \cdot 1,35 + 1,176) \cdot 16,8 = 281,8 \text{ кН.}$$

Вес кирпичной стены в пределах одного этажа (рис. 38) при объемном весе кладки $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$:

$$N_2 = 0,51 \cdot (6 \cdot 4,5 - 2 \cdot 2,2 \cdot 1,8) \cdot 18 \cdot 1,35 = 236,5 \text{ кН.}$$

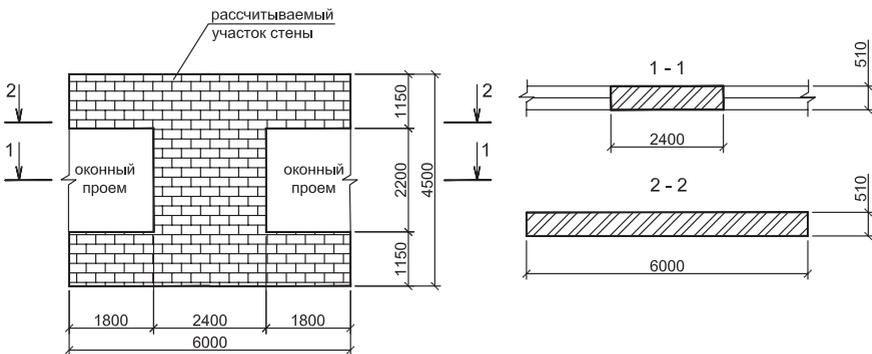


Рис. 38. Схема для определения веса стены в пределах одного этажа (размеры в мм)

Таким образом, нормальное усилие N_{Edu} от веса вышележащих этажей здания (с учетом снеговой нагрузки на покрытие):

$$N_{Edu} = N_1 + N_2 = 281,8 + 2 \cdot 236,5 = 754,8 \text{ кН.}$$

Усилие N_{Edf} от перекрытия:

$$N_{Edf} = (3 \cdot 1,35 + 5 \cdot 1,5) \cdot 16,8 = 194,04 \text{ кН.}$$

Определяется момент M_{Edf} (ниже перекрытия) по формуле С.4 приложения С [5] и в соответствии с рис. 35:

$$M_{Edf} = N_{Edf} \cdot a/2 + N_{Edu} \cdot (t + a)/4 = 194,04 \cdot 13/2 + 754,8 \cdot (51 + 13)/4 = 13293,6 \text{ кН}\cdot\text{см} = 132,9 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$a = 510 - 380 = 130 \text{ мм}$ — расстояние от внешней плоскости стены до торца перекрытия;

$t = 510 \text{ мм}$ — толщина стены.

Так как $M_{Edf} = 132,9 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_l = 97,86 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то к расчету принимается $M_l = 97,86 \text{ кН}\cdot\text{м}$

Примечание.

Изгибающий момент M_{Edf} , вычисленный в соответствии с методикой российского стандарта [10] будет равен:

$$M_{Edf} = N_{Edf} (0,5t - 7) = 194,04 (0,5 \cdot 51 - 7) = 3590 \text{ кН}\cdot\text{см} = 35,9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент в стене здания, вычисленный по российскому стандарту [10], почти в три раза меньше, чем изгибающий момент, вычисленный в соответствии с [5] (см. текст с рис. 32). Это приводит к уменьшению величины расчетного эксцентриситета и завышению несущей способности (снижению надежности) каменной конструкции.

Подробная информация по определению ветровой нагрузки приведена в примере 9 данного пособия. Для ровной местности пиковое значение скоростного напора ветра вычисляется в соответствии с формулой (4.8) [3]:

$$q_p(z) = c_e(z)q_b,$$

где: q_b — нормативное давление (для III ветрового района по табл. 11.1 [9] $q_b = 0,38 \text{ кН/м}^2$); $c_e(z)$ — общий высотный коэффициент (рис. 20 данного пособия или рис. 4.2 [3]).

Для типа местности III по табл. 4.1 [3] и высоты $z = 13,5 \text{ м}$ (рис. 20):

$$c_e(13,5 \text{ м}) = 1,95.$$

Пиковое значение скоростного напора ветра:

$$q_p(13,5 \text{ м}) = 1,95 \cdot 0,38 = 0,741 \text{ кН/м}^2$$

Аэродинамические коэффициенты внешнего давления принимаются по табл. 7.1 [3]. Эксплуатация здания предусматривается при закрытых окнах, поэтому аэродинамический коэффициент определяется только для активного давления: $w_e(13,5 \text{ м}) = 0,741 \cdot 0,8 = 0,593 \text{ кН/м}^2$.

Усилие, действующее на внешнюю (наружную) поверхность здания:

$$F_w = c_s c_d \sum w_e A_{ref},$$

где $c_s c_d$ — пульсационный параметр воздействия. Высота здания не превышает 15 м, в соответствии с п. 6.2 [3] для $h < 15 \text{ м}$ принимается $c_s c_d = 1$;

A_{ref} — базовая площадь.

Нормативное значение активной погонной ветровой нагрузки на 1 м длины стены: $q_1 = 1 \cdot 0,593 = 0,593 \text{ кН/м}$.

В соответствии с п. 9.10 [10] изгибающие моменты от ветровой нагрузки в пределах каждого этажа здания определяются как для балки с заделанными концами, за исключением верхнего этажа, в котором верхняя опора принимается шарнирной. Расчетная схема стены здания, принимаемая при действии ветровой нагрузки, приводится на рис. 39.

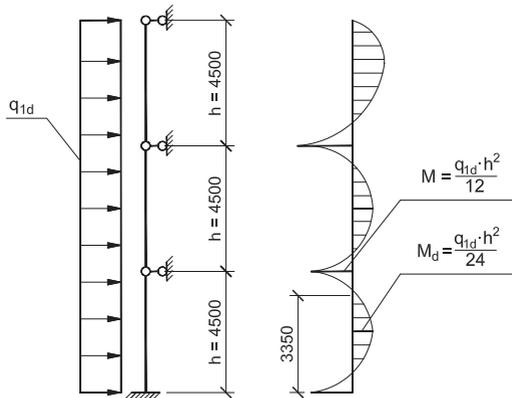


Рис. 39. Расчетная схема стены здания при действии ветровой нагрузки

Расчетная погонная нагрузка на 1 м высоты здания:

$$q_{1d} = q_1 \cdot B \cdot \gamma_{Q, sup} \cdot \psi_0 = 0,593 \cdot 6 \cdot 1,5 \cdot 0,6 = 3,204 \text{ кН/м},$$

где $q_1 = 0,593 \text{ кН/м}$ — нормативное значение активной погонной ветровой нагрузки на 1 м длины стены; $B = 6 \text{ м}$ — шаг рам; $\gamma_{Q, sup} = 1,5$ — коэффициент надежности для временной нагрузки (приложение А.1, табл. А.1.2 (В) [1]);

$\psi_0 = 0,6$ — понижающий коэффициент в сочетании для ветровой нагрузки [1, табл. А.1.1].

Выполняется проверка несущей способности простенка в его средней части (сечение 1–1 на рис. 38 и рис. 40).

Изгибающий момент M_d от ветровой нагрузки в середине стены (рис. 39):

$$M_d = \frac{q_{1d}h^2}{24} = \frac{3,204 \cdot 4,5^2}{24} = 2,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для определения эксцентриситета в средней части стены e_{mk} (формула 6.6 и 6.7 [5]) уточняются значения M_{md} и N_{md} .

Определяется M_{md} в соответствии с рис. 40 (максимальное расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении по высоте стены, получаемое от моментов в оголовке и основании стены (см. рис. 6.1 [5]), включая изгибающие моменты от всех других внецентренно действующих нагрузок, например, стальные шкафы):

$$M_{md} = 0,5 M_1 = 0,5 \cdot 97,86 = 48,93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяется N_{md} (расчетное значение вертикальной нагрузки в среднем сечении по высоте стены, включая все другие внецентренно приложенные нагрузки, например, обвязочные балки, стальные шкафы):

$$N_{md} = N_{Ed1} + N_{Edf} + 0,5N_2 = 754,8 + 194,04 + 0,5 \cdot 236,5 = 1067,1 \text{ кН},$$

где $0,5N_2$ — дополнительная нагрузка от веса половины стены первого этажа здания.

При гибкости простенка $\lambda_c = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{400}{51} = 7,84 < \lambda_c = 15$ эксцентриситет от

ползучести каменной кладки e_k допускается не учитывать согласно п. 6.1.2.2 (2) [5].

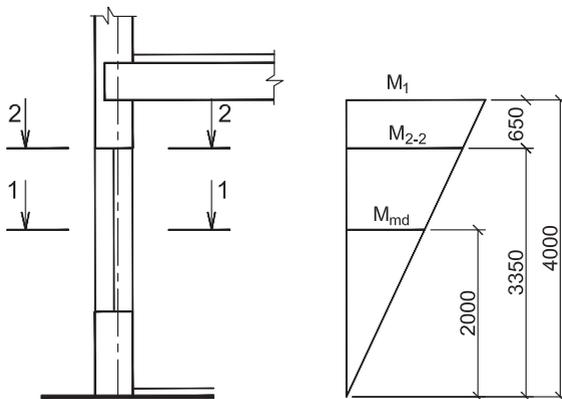


Рис. 40. Схема для определения изгибающих моментов в сечениях 1–1 и 2–2 простенка (размеры в мм)

Определяется случайный эксцентриситет (п. 5.5.1.1 (4) [5]):

$$e_{mit} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{400}{450} = 0,89 \text{ см.}$$

Эксцентриситет в простенке от ветровой нагрузки:

$$e_{hm} = M_d / N_{md} = 2,7 / 1067,2 = 0,0025 \text{ м} = 0,25 \text{ см.}$$

Эксцентриситет по формуле 6.6 [5]:

$$e_{mk} = e_m + e_k = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_k = 48,93 \cdot 100 / 1067,1 + 0,25 = 4,85 \text{ см} > > 0,05t = 0,05 \cdot 51 = 2,55 \text{ см.}$$

Эксцентриситет по формуле 6.7 [5]:

$$e_{mk} = M_{md} / N_{md} + e_{hm} + e_{mit} = 48,93 \cdot 100 / 1067,1 + 0,25 + 0,89 = 5,73 \text{ см.}$$

По таблице А.1 приложения А данного пособия или табл. А.4.1 [8] при $e_{mk} / t = 5,73 / 51 = 0,11$ и $h_{ef} / t_{ef} = 400 / 51 = 7,84$ коэффициент ослабления $\Phi_m = 0,72$.

Несущая способность простенка при ширине 240 см (рис. 38) определяется по формуле 6.2 [5]:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \cdot 240 = 0,72 \cdot 51 \cdot 0,128 \cdot 240 = 1128 \text{ кН} > N_{Ed} = N_{md} = 1067,1 \text{ кН.}$$

где $f_d = f_k / \gamma_m = 0,3452 / 2,7 = 0,128 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление кладки сжатию; $\gamma_m = 2,7$ для кирпича категории II и сроке эксплуатации 50 лет (табл. 7 и 8 данного пособия).

Несущая способность простенка в сечении 1–1 обеспечена.

Аналогичным образом проверяется несущая способность простенка в его верхней части (сечение 2–2 на рис. 38 и рис. 40).

Изгибающий момент $M_{d,2-2}$ от ветровой нагрузки в верхней части простенка на высоте $h = 3350 \text{ мм}$ (рис. 39): $M_{d,2-2} = 0,771 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Определяется момент в верхней части простенка M_{2-2} в соответствии с рис. 40:

$$M_{2-2} = \frac{3350 M_1}{4000} = \frac{3350 \cdot 97,86}{4000} = 81,96 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Определяется расчетное значение вертикальной нагрузки N_{2-2} в верхней части простенка с учетом дополнительной нагрузки от веса части стены первого этажа здания:

$$N_{2-2} = N_{Edu} + N_{Edf} + 0,51 \cdot 6 \cdot 1,15 \cdot 18 \cdot 1,35 = 754,8 + 194,04 + 85,51 = 1034,4 \text{ кН.}$$

Эксцентриситет в верхней части простенка от ветровой нагрузки:

$$e_{hm} = M_{d,2-2} / N_{2-2} = 0,771 / 1034,4 = 0,00075 \text{ м} = 0,075 \text{ см.}$$

Эксцентриситет по формуле 6.6 [5]:

$$e_{mk} = e_m + e_k = M_{2-2}/N_{2-2} + e_{hm} + e_k = 81,96 \cdot 100/1034,4 + 0,075 = 8,0 \text{ см} > 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 51 = 2,55 \text{ см}.$$

Эксцентриситет по формуле 6.7 [5]:

$$e_{mk} = M_{2-2}/N_{2-2} + e_{hm} + e_{int} = 81,96 \cdot 100/1034,4 + 0,075 + 0,89 = 8,9 \text{ см}.$$

Необходимо определить коэффициент ослабления Φ в верхней части простенка (в сечении 2–2 по рис. 38 и рис. 40).

Понижающий коэффициент Φ_i в сечении 2–2 простенка:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{8,9}{51} = 0,651.$$

Несущая способность простенка при ширине 240 см определяется по формуле 6.2 [5]:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \cdot 240 = 0,651 \cdot 51 \cdot 0,128 \cdot 240 = 1020 \text{ кН} < N_{Ed} = N_{2-2} = 1034,4 \text{ кН}.$$

Несущая способность простенка в сечении 2–2 не обеспечена.

Принимается решение увеличить марку раствора с 75 до 100.

В этом случае:

$$f_k = 0,44 \cdot 8^{0,7} \cdot 10^{0,3} = 3,763 \text{ Н/мм}^2 = 0,3763 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{и } f_d = f_k / \gamma_m = 0,3763 / 2,7 = 0,1394 \text{ кН/см}^2.$$

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \cdot 240 = 0,651 \cdot 51 \cdot 0,1394 \cdot 240 = 1110,8 \text{ кН} > N_{Ed} = N_{2-2} = 1034,4 \text{ кН}.$$

Несущая способность простенка в сечении 2–2 обеспечена.

Немного истории.

Каменные постройки Древнего Рима

В истории развития строительства и архитектуры древнего Рима, как правило, рассматривают четыре периода.

Первый период — от основания Рима (753 год до н. э.) до середины II в. до н. э. Каменные постройки этого периода копировали этрусский стиль. При строительстве зданий стала использоваться циркулярная арка — характерная конструкция этрусского зодчества. Дальнейшим развитием этой конструкции стали *коробовый* и *крестовый* своды, и *купола*. Это позволило римлянам перекрывать большие пролеты в зданиях и строить многоэтажные сооружения. Большинство сооружений в этот период времени строились для общественных нужд — каналы для ассенизации города, вымощенные камнями дороги, *акведуки* и первые *базилики*.

Второй период — с середины II в. до падения республиканского правления (до 31 г. до н. э.). Под влиянием *греческой архитектуры* в Риме появляются первые мраморные храмы (рис. 41).



Рис. 41. Храм Фортуны Вилирис (I век до н. э.)

Третий период — до 138 года нашей эры. В строительстве зданий начинает применяться *бетон*. Идею бетона (смеси цемента с заполнителем из песка и мелких камней) и самого цемента древние римляне заимствовали у греков. Но бетон римлян отличался особой прочностью. Это объясняется тем, что при взаимодействии пуццолана с морской содой внутри смеси образовывался особый минерал под названием *алюминий-тоберморит*, придававший бетону очень высокую прочность. Из бетона изготавливаются не только массивные блоки, но и колонны, стены, своды и купола зданий. Появляются новые типы зданий и сооружений: базилики, где совершались торговые сделки и вершился суд, цирки, где происходили соревнования колесниц, библиотеки, места для игр, окруженные парком. В этот период времени строится *Колизей* — самый крупный амфитеатр античного мира (рис. 42), храм во имя всех богов Пантеон и знаменитый форум (рис. 43).



Рис. 42. Коллизей



Рис. 43. Римский форум

Колизей — один из величайших цирков Древнего Рима. Возведенный из бетона и облицованный поверх мрамором и кирпичом, после падения Рима он столетиями использовался как крепость.

На римском форуме были воздвигнуты такие архитектурные сооружения, как Храм Веспасиана, Храм Сатурна и Храм Весты.

Четвертый, последний период истории римской архитектуры, продолжающийся до окончательной победы христианства над язычеством (с 138 г. по 300 г.), характеризуется дороговизной и иррациональностью технических решений. Сооружения этого периода удивляют своими размерами, количеством употребленного на них дорогого материала и техническим мастерством исполнения (рис. 44).



Рис. 44. Древняя Пальмира

Глава 3.

Расчет прочности армированных каменных конструкций

Общие положения и условия при расчетах армированных элементов каменной кладки приведены в п. 6.6.1 [5] и комментируются в данном пособии при рассмотрении конкретных воздействий на армированные конструкции.

3.1. Расчет армированной каменной кладки на действие поперечной и (или) продольной нагрузки

Еврокод [5] содержит достаточно полную информацию по расчету армированной каменной кладки при изгибе, но дает очень ограниченную информацию по расчету сжатых армированных каменных конструкций. Руководство [8] также не содержит какой-либо дополнительной информации по расчету сжатых армированных каменных конструкций. Российский стандарт [10] расчет сжатых армированных каменных конструкций не рассматривает, но в Пособии [11] к нему указанный расчет рассматривается достаточно подробно.

В данном разделе первоначально рассматривается расчет армированной каменной кладки при изгибе, а затем расчет внецентренно сжатых армированных каменных конструкций.

3.1.1. Расчет армированной каменной кладки на изгиб

Европейский стандарт [5] при определении изгибающего момента, воспринимаемого сечением каменной кладки, предлагает упрощенную методику, исходя из прямоугольной эпюры напряжений в сжатой части сечения (рис. 45, соответствует рис. 6.4 [5]).

Для армированного прямоугольного сечения при чистом изгибе прочность сечения M_{Rd} допускается рассчитывать по формуле (6.22) [5]:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z.$$

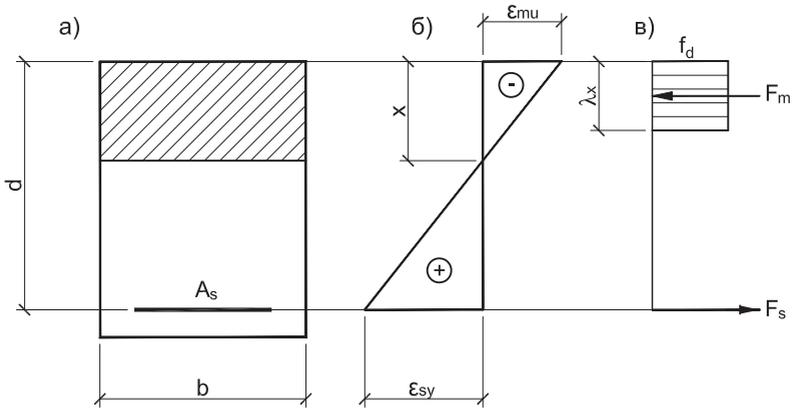


Рис. 45. Расчетная схема деформаций и усилий в сечении изгибаемого элемента: а) сечение; б) эпюра деформаций; в) расчетная схема внутренних усилий в сечении

В этом случае на основании показанного на рис. 45 упрощения плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армокаменного элемента z , при условии, что в поперечном сечении одновременно достигается максимальное растягивающее и сжимающее усилие, допускается определять по формуле (6.23) [5]:

$$z = d \left(1 - 0,5 \cdot \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95d,$$

где b — ширина поперечного сечения;

d — рабочая высота поперечного сечения;

A_s — площадь поперечного сечения продольной растянутой арматуры;

f_d — меньшее из значений расчетного сопротивления сжатию каменной кладки в направлении нагрузки согласно п. 2.4.1 и п. 3.6.1 [5] и расчетного сопротивления на сжатие бетона для заполнения согласно п. 2.4.1 и п. 3.3 [5];

f_{yd} — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры при растяжении.

При определении прочности сечения при действии изгибающего момента M_{Rd} элемента каменной кладки расчетное сопротивление сжатию f_d на рис. 45 допускается принимать на отрезке λ_x , измеренном от сжатой грани сечения. Прочность сечения при действии изгибающего момента M_{Rd} должна быть:

$M_{Rd} \leq 0,4 f_d b d^2$ — для камней (блоков) группы 1, кроме блоков из легкого бетона;

$M_{Rd} \leq 0,3 f_d b d^2$ — для камней (блоков) групп 2, 3, 4 и блоков из легкого бетона группы 1,

где f_d — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки в соответствующем направлении;

b — ширина поперечного сечения;

d — рабочая высота поперечного сечения;

x — высота сжатой зоны сечения.

Особенности расчета армированной каменной кладки при изгибе рассматриваются в примерах 13 и 14. Для примера 13 за основу принимается расчет ограждающей кирпичной стены из примера 9 данного пособия, но с увеличенными размерами и сроком эксплуатации стены, а также при действии увеличенной ветровой нагрузки, что не обеспечивает несущую способность неармированной стены при изгибе и требует ее армирования. В примере 14 рассматривается проектирование армокаменной перемычки над проемом, рассчитываемой как высокая балка (п. 6.6.4 [5]). В российском стандарте [11] такие перемычки называются рядовыми (пп. 7.188–7.194). Интересно, что Еврокод [5] допускает выполнять растет железобетонных перемычек, имеющих относительно небольшие размеры и надлежащее сцепление с вышерасположенной каменной кладкой, по принципу расчета высоких балок (п. 6.6.5). Следует обратить внимание специалистов на то, что в Руководстве к EN 1996-1-1 [8] дана информация, что к данному пункту готовятся изменения и приложения. Рекомендуются данный пункт, то есть п.6.6.5 [5], применять с осторожностью, руководствуясь собственным опытом.

Российский стандарт [10] также допускает при наличии соответствующих конструктивных мероприятий (выступы в сборных перемычках, выпуски арматуры и т.п.) учитывать совместную работу кладки с перемычкой (примечание 1 п. 9.47). Но при этом, в [10] отсутствует ссылка на какую-либо методику расчета.

Пример 13. Проверить несущую способность кирпичной ограждающей стены охраняемого объекта (рис. 46) на действие ветровой нагрузки. Объект расположен на ровной местности. Высота стены 3 м, длина стены (расстояние между кирпичными столбами) 6 м. В нижней части стены выполнена гидроизоляция. Кладка стены многорядная с перевязкой ложковых рядов тычковыми через пять рядов. Толщина стены 250 мм. Для каменной кладки стены используется керамический полнотелый кирпич категории II (производитель заявляет для кирпича только среднее значение прочности сжатию) размерами 250 × 125 × 65 мм. Кирпич марки 100 (среднее значение прочности

кирпича на сжатие 10 Н/мм^2). Применяется раствор общего назначения марки 75 (среднее значение прочности раствора на сжатие $7,5 \text{ Н/мм}^2$). Ветровой район IV (по табл. 11.1 [9]). Тип местности III по табл. 4.1 [3]. Проектный срок эксплуатации стены 50 лет.

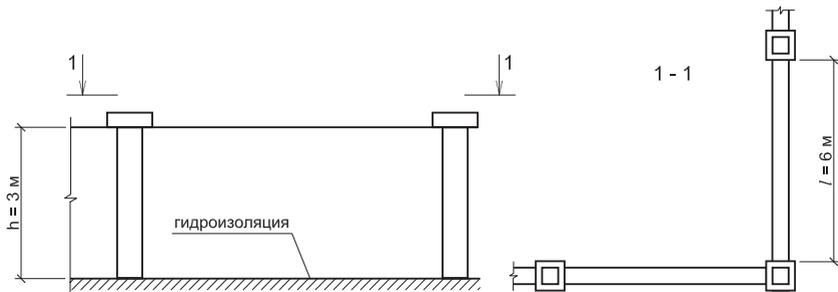


Рис. 46. Фрагмент кирпичной ограждающей стены охраняемого объекта

Ветровое давление, действующее на внешние поверхности стены, определяется по формуле (5.1) [3]:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe},$$

где: $q_p(z_e)$ — пиковое значение скоростного напора ветра;
 c_{pe} — аэродинамический коэффициент внешнего давления.

Для ровной местности пиковое значение скоростного напора ветра вычисляется в соответствии с формулой (4.8) [3]:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b,$$

где: q_b — нормативное давление (для IV ветрового района по табл. 11.1 [9])
 $q_b = 0,48 \text{ кН/м}^2$;

$c_e(z)$ — общий высотный коэффициент (рис. 20 данного пособия или рис. 4.2 [3]).

Для типа местности III по табл. 4.1 [3] и высоты $z = 3 \text{ м}$ (рис. 20 данного пособия или рис. 4.2 [3]): $c_e(3 \text{ м}) = 1,28$.

Пиковое значение скоростного напора ветра:

$$q_p(3 \text{ м}) = 1,28 \cdot 0,48 = 0,615 \text{ кН/м}^2$$

Аэродинамические коэффициенты внешнего давления принимаются по табл. 7.1 [3]:

— для активного давления: $w_e(3 \text{ м}) = 0,615 \cdot 0,8 = 0,492 \text{ кН/м}^2$;

— от поверхности (отсос): $w_e(3 \text{ м}) = 0,615 \cdot 0,5 = 0,308 \text{ кН/м}^2$.

Усилие, действующее на внешнюю (наружную) поверхность здания:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum w_e A_{ref},$$

где $c_s c_d$ — пульсационный параметр воздействия. Высота стены не превышает 15 м, в соответствии с п. 6.2 [3] для $h < 15$ м принимается $c_s c_d = 1$;

A_{ref} — базовая площадь.

Нормативное значение погонной ветровой нагрузки на 1 м длины стены:

— активное: $q_1 = 1 \cdot 0,492 = 0,492$ кН/м;

— от поверхности (отсос): $q_2 = 1 \cdot 0,308 = 0,308$ кН/м.

Схема ветровой нагрузки на ограждающую стену пансионата приведена на рис. 47.

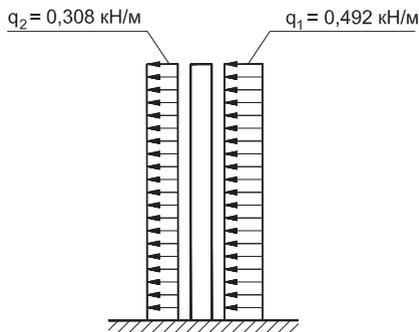


Рис. 47. Схема ветровой нагрузки на ограждающую стену

В случае, если стена опирается на три или четыре стороны, несущая способность стены по моменту рассчитывается в соответствии с п. 5.5.5 (7) [5]:

— если плоскость излома стены параллельна горизонтальным швам (по неперевязанному сечению), т.е. в направлении f_{xk1} (табл. 5 данного пособия),

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

или

— если плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам (по перевязанному сечению), т.е. в направлении f_{xk2} (табл. 6 данного пособия),

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

где α_1, α_2 — коэффициенты изгибающего момента, определенные с учетом степени закрепления стены по краям и отношения сторон стены. Они могут быть получены теоретически;

l — длина стены между опорами;

W_{Ed} — расчетное значение поперечной нагрузки на единицу площади.

Примечание.

Значения коэффициентов момента α_1, α_2 для однослойных стен толщиной не более 250 мм указаны в приложении Б данного пособия (соответствует прил. Е [5]), при этом $\alpha_1 = \mu \alpha_2$,

где μ — коэффициент отношения прочностей на растяжение при изгибе каменной кладки при расчете прочности на изгиб, при действии моментов в двух ортогональных направлениях: f_{xd1}/f_{xd2} см. п. 3.6.3 [5]; или $f_{xd1,app}/f_{xd2}$ см. п. 6.3.1(4) [5]; или $f_{xd1}/f_{xd2,app}$ см. п. 6.6.2(9) [5].

Определяется коэффициент μ :

$$\mu = f_{xd1}/f_{xd2} = \frac{(0,1/2,7)}{(0,4/2,7)} = 0,25,$$

где $f_{xd1} = f_{xk1}/\gamma_m = 0,1/2,7$ Н/мм²

$f_{xd2} = f_{xk2}/\gamma_m = 0,4/2,7$ Н/мм²;

здесь f_{xk1} и f_{xk2} определяются по табл. 5 и 6 данного пособия соответственно;

$\gamma_m = 2,7$ для кирпича категории II и сроке эксплуатации стены 50 лет (см. табл. 7 и 8 данного пособия).

В соответствии с приложением Б данного пособия (соответствует прил. Е [5]) для условия закрепления стены по краям «С» (гидроизоляция стены рассматривается как шарнирное закрепление) при $\mu = 0,25$ и $h/l = 3/6 = 0,5$ коэффициент $\alpha_1 = 0,042$. При условно шарнирном закреплении стены в нижней части изгибающий момент в коротком направлении (в направлении высоты стены) не рассматривается.

Изгибающий момент в направлении длины стены:

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 = (q_1 + q_2) \cdot \gamma_Q l^2 = 0,042 \cdot (0,492 + 0,308) \cdot 1,5 \cdot 6^2 = 1,815 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Несущая способность стены на единицу длины определяется по формуле (6.15) в соответствии с п. 6.3.1(3) [5]:

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z$$

где f_{xd} — расчетное сопротивление растяжению при изгибе кладки стены в соответствующем направлении изгиба;

Z — упругий момент сопротивления сечения на единицу длины стены.

Расчетное сопротивление растяжению при изгибе:

$$f_{xd2} = f_{xk2}/\gamma_m = 0,4/2,7 = 0,148 \text{ Н/мм}^2 = 0,0148 \text{ кН/см}^2,$$

где $f_{xk2} = 0,4$ Н/мм² — сопротивление растяжению при изгибе для перевязанного сечения кладки стены по табл. 6 данного пособия;

$\gamma_m = 2,7$ для кирпича категории II и сроке эксплуатации стены 50 лет (табл. 7 и 8 данного пособия).

Упругий момент сопротивления на 1 м длины стены:

$$Z = \frac{100 \cdot 25^2}{6} = 10416,7 \text{ см}^3$$

Проверяется условие:

$$M_{Rd} = f_{xd2} \cdot Z = 0,0148 \cdot 10416,7 = 154,2 \text{ кН}\cdot\text{см} = 1,542 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{Ed1} = 1,815 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Несущая способность кирпичной стены по перевязанному сечению на действие ветровой нагрузки не обеспечена. Принимается решение армировать ограждающую стену за счет укладки арматуры в горизонтальных швах кладки.

Арматура размещается симметрично в горизонтальных швах через шесть рядов кладки (рис. 48).

Для обеспечения требуемого защитного слоя (п. 8.2.2 [5]) при толщине шва кладки 10 мм диаметр арматуры должен быть не более 5 мм.

Общий процент армирования стены при 4φ5B500 и шаге стержней 450 мм (рис. 48):

$$\frac{4 \times 0,196}{25 \times 90} \cdot 100\% = 0,035\% > 0,03\% \text{ в соответствии с п. 8.2.3 (2) [5].}$$

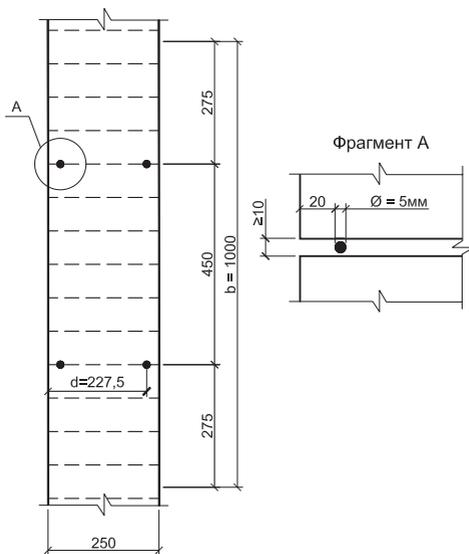


Рис. 48. Размещение арматуры в горизонтальных швах кладки стены (размеры в мм)

Для определения плеча внутренней пары сил z (формула (6.23) [5]) предварительно вычисляется величина f_d — расчетное сопротивление каменной кладки сжатию в направлении действия нагрузки. Автор считает, что в данном случае можно применить стандартную методику определения приведенного среднего значения прочности кирпича на сжатие, приняв его высоту равной 250 мм (рис. 49).

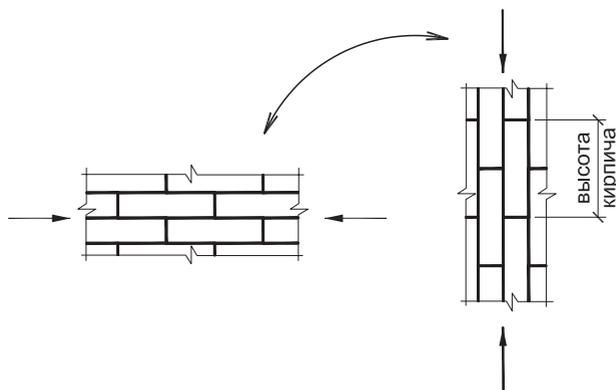


Рис. 49. Схема к определению f_d в направлении действия нагрузки

Приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие в направлении действия нагрузки (п. 1.1.2 данного пособия):

$$f_b = CF \cdot d \cdot 10 = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 10 = 14 \text{ Н/мм}^2,$$

где CF — согласующий коэффициент, зависящий от условий испытания блоков, $CF = 1,0$ для всех видов блоков, кроме силикатных;

$d = 1,4$ — коэффициент форм по таблице 2 при высоте кирпича 250 мм и ширине 125 мм (рис. 49).

Нормативное сопротивление кладки сжатию (п. 1.2.1 данного пособия):

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,44 \cdot 14^{0,7} \cdot 7,5^{0,3} = 5,1 \text{ Н/мм}^2$$

$$\text{где } K = 0,8 \cdot 0,55 = 0,44,$$

здесь 0,8 — коэффициент для многорядной кладки (п. 3.6.1.2(6) [5]);

0,55 — константа из табл. 3 для кирпича группы 1 (полнотельный кирпич по табл. 1);

$f_b = 14 \text{ Н/мм}^2$ — приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие;

$$f_m = 7,5 \text{ Н/мм}^2 \text{ — средняя прочность раствора М75 на сжатие.}$$

Расчетное сопротивление кладки сжатию:

$$f_d = f_k / \gamma_m = 5,1 / 2,7 = 1,89 \text{ Н/мм}^2 = 0,189 \text{ кН/см}^2,$$

где $\gamma_m = 2,7$ для кирпича категории II и сроке эксплуатации стены 50 лет (табл. 7 и 8 данного пособия).

Плечо внутренней пары сил определяется по формуле (6.23) [5] (рис. 45):

$$z = d \left(1 - 0,5 \cdot \frac{A_s f_{yd}}{b d f'_d} \right) = 22,75 \left(1 - 0,5 \cdot \frac{2 \cdot 0,196 \cdot 41,5}{100 \cdot 22,75 \cdot 0,189} \right) = 22,32 \text{ см} > > 0,95 \cdot d = 0,95 \cdot 22,75 = 21,6 \text{ см}$$

где b — ширина поперечного сечения;

d — рабочая высота поперечного сечения;

A_s — площадь поперечного сечения продольной растянутой арматуры;

f'_d — меньшее из значений расчетного сопротивления сжатию каменной кладки в направлении нагрузки согласно п. 2.4.1 и п. 3.6.1 [5] и расчетного сопротивления на сжатие бетона для заполнения согласно п. 2.4.1 и п. 3.3 [5];

$f_{yd} = 41,5 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление арматуры В500 при растяжении.

Принимается $z = 21,6 \text{ см}$.

Несущая способность 1 м сечения кладки при изгибе определяется по формуле (6.22) [5]:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z = (2 \cdot 0,196 \cdot 0,9) \cdot 41,5 \cdot 21,6 = 316,25 \text{ кН}\cdot\text{см} = 3,16 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

здесь 0,9 — коэффициент, учитывающий, что арматура приходится на высоту стены 0,9 м.

В соответствии с п. 6.6.2 (5) [5] несущая способность сечения при действии изгибающего момента для камней группы 1 (табл. 1 данного пособия) не должна превышать величины, определяемой по формуле 6.24а) [5]. В рассматриваемом случае:

$$M_{Rd} = 0,4 f'_d b d^2 = 0,4 \cdot 0,189 \cdot 100 \cdot 22,75^2 = 3912,8 \text{ кН}\cdot\text{см} = 39,13 \text{ кН}\cdot\text{м} >$$

$$> M_{Rd} = 3,16 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

В расчете учитывается несущая способность каменной кладки стены при изгибе $M_{Rd} = 3,16 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$M_{Rd} = 3,16 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed1} = 1,815 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Несущая способность армированной кирпичной стены по перевязочно-му сечению на действие ветровой нагрузки обеспечена.

Пример 14. Запроектировать кирпичную (рядовую — по российской терминологии) перемычку над проемом (рис. 50). Кладка стены многорядная с перевязкой ложковых рядов тычковыми через пять рядов. Толщина стены 510 мм. Для каменной кладки стены используется керамический полнотелый кирпич категории II (производитель заявляет для кирпича только среднее значение прочности сжатию) размерами 250 × 125 × 65 мм. Кирпич

марки 100 (среднее значение прочности кирпича на сжатие 10 Н/мм^2). Применяется раствор общего назначения марки 75 (среднее значение прочности раствора на сжатие $7,5 \text{ Н/мм}^2$). Перекрытие выполнено из сборных железобетонных плит. Нагрузка от веса перекрытия с полом $g = 10 \text{ кН/м}$, технологическая нагрузка на перекрытие $q = 7 \text{ кН/м}$. Проектный срок эксплуатации здания 50 лет.

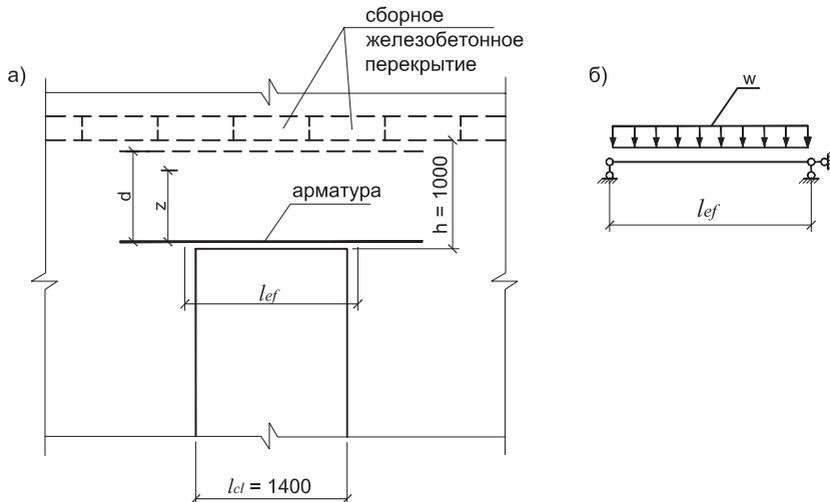


Рис. 50. Схема для расчета кирпичной (рядовой) перемычки (а) и расчетная схема перемычки (б). Размеры в мм

Определяется нормативное сопротивление кладки стены сжатию. Приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие:

$$f_b = CF \cdot d \cdot 10 = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 10 = 8 \text{ Н/мм}^2$$

где $CF = 1,0$ — для всех видов кирпичей и блоков, кроме силикатных;

$d = 0,8$ — по таблице 2 при высоте кирпича 65 мм и ширине 125 мм.

Для определения нормативного сопротивления кладки сжатию используется зависимость:

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3},$$

где $K = 0,8 \cdot 0,55 = 0,44$.

здесь 0,8 — коэффициент для многорядной кладки (п. 3.6.1.2(6) [5]);

0,55 — константа из табл. 3 для кирпича группы 1 (полнотельный кирпич по табл. 1);

$f_b = 8 \text{ Н/мм}^2$ — приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие;

$f_m = 7,5 \text{ Н/мм}^2$ — средняя прочность раствора М75 на сжатие.

$$f_k = 0,44 \cdot 8^{0,7} \cdot 7,5^{0,3} = 3,452 \text{ Н/мм}^2 = 0,3452 \text{ кН/см}^2$$

Расчетное сопротивление кладки сжатию

$$f_d = f_k / \gamma_m = 0,3452 / 2,7 = 0,128 \text{ кН/см}^2.$$

где $\gamma_m = 2,7$ для кирпича категории II и сроке эксплуатации объекта 50 лет (табл. 7 и 8 данного пособия).

В соответствии с п. 5.5.2.3 (1) [5] эффективный пролет перемычки определяется по формуле 5.12:

$$l_{ef} = 1,15 \cdot l_{cl} = 1,15 \cdot 1400 = 1610 \text{ мм},$$

где $l_{cl} = 1400 \text{ мм}$ — пролет проема в свету (см. рис. 50).

Плечо внутренней пары сил в сечении перемычки определяется по формулам 6.29 и 6.30 [5]:

$$z = 0,7 l_{ef} = 0,7 \cdot 1610 = 1127 \text{ мм};$$

$$z = 0,4h + 0,2l_{ef} = 0,4 \cdot 1000 + 0,2 \cdot 1610 = 722 \text{ мм}.$$

К расчету перемычки принимается $z = 722 \text{ мм}$.

Нормативная погонная нагрузка g_1 на перемычку от веса стены при объемном весе кладки 18 кН/м^3 (см. рис. 50):

$$g_1 = 1,0 \cdot 0,51 \cdot 18 = 9,18 \text{ кН/м}.$$

Погонная расчетная нагрузка w на перемычку от веса перекрытия, веса стены и технологической нагрузки (см. рис. 50):

$$w = (g + g_1) \cdot \gamma_{G,sup} + q \cdot \gamma_{Q,sup} = (10 + 9,18) \cdot 1,35 + 7 \cdot 1,5 = 36,4 \text{ кН/м},$$

где $\gamma_{G,sup} = 1,35$ — коэффициент надежности для постоянной нагрузки (приложение А.1, табл. А.1.2 (В) [1]);

$\gamma_{Q,sup} = 1,5$ — коэффициент надежности для временной нагрузки (приложение А.1, табл. А.1.2 (В) [1]).

Расчетный изгибающий момент в перемычке:

$$M_{Rd} = \frac{w l_{ef}^2}{8} = \frac{36,4 \cdot 1,61^2}{8} = 11,8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Требуемая площадь арматуры класса В500 (формула 6.22 [5]):

$$A_s = \frac{M_{Rd}}{f_{yd} z} = \frac{11,8 \cdot 100}{41,5 \cdot 72,2} = 0,394 \text{ см}^2,$$

где $f_{yd} = 41,5 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление арматуры класса В500 при растяжении.

Для обеспечения требуемого защитного слоя (п. 8.2.2 [5]) при толщине шва кладки 10 мм диаметр арматуры должен быть не более 5 мм. Принимается арматура 3Ø5В500 с $A_s = 0,589 \text{ см}^2 > 0,394 \text{ см}^2$.

В соответствии с п. 6.6.4 (2) [5] несущая способность сечения перемычки при действии изгибающего момента для камней группы 1 (табл. 1 данного

пособия) не должна превышать величины, определяемой по формуле 6.31 а [5]. В рассматриваемом случае:

$$M_{Rd} = 11,8 \text{ кН} \cdot \text{м} < 0,4 f_d b d^2 = 0,4 \cdot 0,128 \cdot 51 \cdot 93,86^2 = 23004 \text{ кН} \cdot \text{см} = 230 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

здесь в соответствии с п. 6.6.4 (2) [5] принимается $d = 1,3 \cdot z = 1,3 \cdot 72,2 = 93,86 \text{ см}$.

Несущая способность сечения кирпичной перемычки обеспечена.

В соответствии с п. 6.6.4 (3) [5] для ограничения ширины раскрытия трещин в перемычке над основной арматурой на высоту $0,5l_{ef}$ или $0,5d$ (по меньшему из значений) в горизонтальные швы укладывают дополнительную арматуру.

В соответствии с п. 8.2.3 (3) [5] площадь поперечного сечения арматуры должна составлять не менее 0,03 % от площади общего поперечного сечения стены.

Требуемая площадь арматуры:

$$A_s = \frac{0,03 \cdot 51 \cdot 100}{100} = 1,53 \text{ см}^2.$$

Принимается $8\text{Ø}5\text{В}500$ с $A_s = 1,571 \text{ см}^2 > 1,53 \text{ см}^2$.

Размещение арматуры в горизонтальных швах перемычки на высоту $0,5d = 0,5 \cdot 93,86 = 46,93 \text{ см}$ приводится на рис. 51.

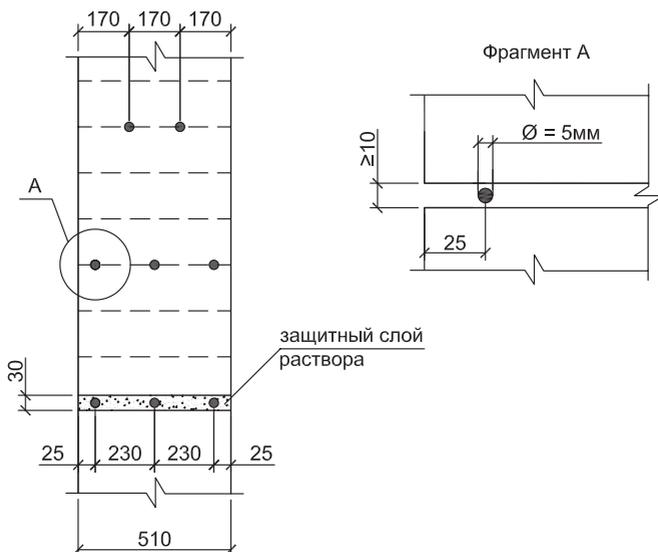


Рис. 51. Расположение арматуры рядовой перемычки. Размеры в мм

Немного истории. Каменные постройки при правлении царя Ирода Великого

Царь Ирод Великий (73 год до н.э. - 13 год н.э.) известен не только своими жестокими поступками, но и многочисленными грандиозными для своего времени постройками. Во времена его правления были построены города Кейсария и Иродион. В Иерусалиме были построены целые новые кварталы домов, театр, ипподром, а также великолепный царский дворец (рис. 52), в северной части которого стояли три сторожевых башни, «Фацаэль», «Гиппикус» и «Мирьям», названные так в честь брата царя, его друга и любимой жены.



Рис. 52. Дворец Ирода Великого

«В белом плаще с кровавым подбоем, шаркающей кавалерийской походкой, ранним утром четырнадцатого числа весеннего месяца нисана в крытую колоннаду между двумя крыльями дворца Ирода Великого вышел прокуратор Иудеи Понтий Пилат» — это начало второй главы бессмертного романа Михаила Булгакова «Мастер и Маргарита», которое знакомит нас с дворцом Ирода Великого.

Одной из отличительных особенностей построек является своеобразная обработка и отшлифовка каменных блоков, используемых для наружных стен (рис 53). Каменные блоки достигали гигантских размеров: до 10–13 метров в длину, 4–5 метровой толщины и весом до 500 тонн. Рабочие обрабатывали каменную глыбу со всех сторон металлическими орудиями, а затем отделяли глыбу от подошвы, чтобы обтесать ее нижнюю грань.



Рис. 53. Иродианская каменная кладка юго-западного угла храмовой стены

Транспортировка гигантских блоков к месту строительства осуществлялась разными способами. Блоки могли перемещаться на повозках, запряженных волами, могли волочиться по выложенной круглыми бревнами дороге или устанавливаться в качестве оси между двумя гигантскими деревянными колесами и перемещались как колесница к месту строительства. Подъем камней на стену осуществлялся с помощью деревянных лебедок.

Крепость Масада (рис. 54) является одним из архитектурных шедевров времен царя Ирода Великого. Она признана объектом Всемирного наследия ЮНЕСКО. Масштабное строительство Масады началось в 37

году до нашей эры, когда Ирод стал правителем Иудеи. Песчаник для строительства крепости добывали в местной каменоломне, а колонны, капители и карнизы, также выточенные из песчаника, доставлялись в крепость в готовом виде. С устрашающими укреплениями, богатыми царскими покоями и сложной системой водоснабжения и хранения запасов Масада, построенная с использованием римских технологий, представляла собой сложное инженерное сооружение. Архитектурной жемчужиной крепости является трехуровневый дворец, построенный в северной части крепости. Для поддержки трехуровневой конструкции дворца использовались подпорные каменные стены.



Рис. 54. Крепость Масада

Через шестьдесят лет после смерти царя Ирода восставшие против римского ига иудеи нашли здесь убежище. Осаждавшие крепость римские легионы захватили Масаду в 73 г. н.э., насыпав огромный земляной пандус, который позволил им достичь вершины холма. Ворвавшись в крепость, римляне обнаружили защитников мертвыми. Чтобы не сдаться врагу и не превратиться в рабов, все они совершили самоубийство.

3.1.2. Расчет армированной каменной кладки на действие продольной нагрузки

Еврокод [5] устанавливает, что для гибких сжатых элементов (при гибкости более 12) следует применять продольное армирование (п. 6.6.2 (7)). Однако при определении несущей способности сжатого армокаменного элемента продольная арматура не учитывается. Расчет армированного сжатого каменного элемента выполняется как неармированного каменного элемента, но с учетом изгибающего момента M_{ad} , учитывающего дополнительное перемещение вследствие гибкости элемента (эффекты теории второго порядка):

$$M_{ad} = \frac{N_{Ed} h_{ef}^2}{2000t},$$

где N_{Ed} — расчетное значение действующей вертикальной нагрузки;
 h_{ef} — расчетная (эффективная) высота элемента конструкции;
 t — толщина элемента конструкции каменной кладки.

Следует еще раз обратить внимание специалистов на то, что сжатая арматура при определении несущей способности армированного гибкого сжатого каменного элемента вообще не учитывается и применяется исключительно для повышения надежности его эксплуатации.

Для инженера, пользующегося российскими стандартами [10] и [11], все это, на первый взгляд, кажется непонятным. Но, следует обратить внимание на то, что в [10] продольное армирование сжатых элементов из каменной кладки вообще не рассматривается. В пп. 5.16–5.23 [11] предлагается методика расчета внецентренно сжатых армированных каменных элементов, аналогичная методике расчета сжатых железобетонных элементов. Но в железобетонных элементах модули упругости арматуры и бетона отличаются в несколько раз, в то время как в армированной каменной кладке модули упругости арматуры и кладки отличаются в несколько десятков раз. В этом случае в сжатых армированных элементах каменной кладки, при равенстве деформаций арматуры и кладки, напряжения в сжатой арматуре быстро достигают предела текучести и она выключается из работы, в то время как каменная кладка продолжает сопротивляться сжатию. По этой причине Еврокод [5] и не учитывает работу сжатой арматуры в сжатых и изгибаемых армированных элементах каменной кладки. В российском стандарте [11] для сжатых армированных элементов каменной кладки выключение сжатой арматуры из работы учитывается уменьшением на 15 % расчетного сопротивления каменной кладки сжатию, то есть введением коэффициента 0,85. Но ведь прочность сжатой каменной кладки, по факту, не уменьшается. То есть,

не имеющий реальной основы коэффициент 0,85, вводится для того, чтобы для расчета внецентренно сжатых армированных каменных элементов можно было использовать методику аналогичную методике расчета сжатых железобетонных элементов. При этом, реальное напряженно-деформируемое состояние сжатых армированных элементов каменной кладки игнорируется. Для армированных изгибаемых элементов каменной кладки с двойной арматурой российский стандарт [11] (п. 5.24, а) учитывает работу сжатой арматуры без какого-либо снижения расчетного сопротивления кладки сжатием, что противоречит расчету сжатых армированных элементов.

В приведенном ниже примере 15 рассматриваются особенности расчета армированного сжатого кирпичного столба в соответствии с требованиями Еврокода [5].

Пример 15. Исходные данные принимаются из примера 7 данного пособия, но высота кирпичного столба увеличивается до семи метров. Для удобства пользователей данные примера 7 приводятся повторно.

Проверить несущую способность внутреннего кирпичного столба под перекрытием антресольного этажа кирпичного здания. Проектный срок эксплуатации здания 50 лет. Сборные железобетонные балки перекрытия антресоли опираются на столб симметрично с двух сторон (рис. 55, а). Горизонтальная ветровая нагрузка на антресоль не передается. Высота кирпичного столба 7 м, поперечное сечение столба 510×510 мм. Для каменной кладки столба используется керамический полнотелый кирпич категории II (производитель заявляет для кирпича только среднее значение прочности сжатием) размерами 250×125×65 мм. Кирпич марки 150 (среднее значение прочности кирпича на сжатие 15 Н/мм²). Применяется раствор общего назначения марки 150 (среднее значение прочности раствора на сжатие 15 Н/мм²). Схема передачи постоянной G (от веса конструкций перекрытия) и временной Q (технологической) нагрузок на столб приводится на рис. 55, б.

При $h_{ef}/t_{ef} = 700/51 = 13,73 > 12$ (здесь $t_{ef} = t = 51$ см в соответствии с п. 5.5.1.3 (1) [5]) требуется применять продольное армирование столба (п. 6.6.2 (7) [5]). В соответствии с п. 8.2.3 (3) [5] площадь поперечного сечения арматуры, применяемой для ограничения ширины раскрытия трещин и повышения жесткости элемента, должна составлять не менее 0,03 % площади поперечного сечения элемента. Принимается 4Ø12 A240 с $A_s = 4,52 \text{ см}^2 > 0,03 \cdot 51 \cdot 51 / 100 = 0,78 \text{ см}^2$. Армирование кирпичного столба показано на рис. 56.

Из примера 7 расчетное сопротивление кладки сжатием $f_d = 2,09 \text{ Н/мм}^2$.

В соответствии с п. 6.1.2.1 (2) [5] несущая способность поперечного сечения столба (на единицу ширины, то есть на 1 см) определяется по зависимости (6.2):

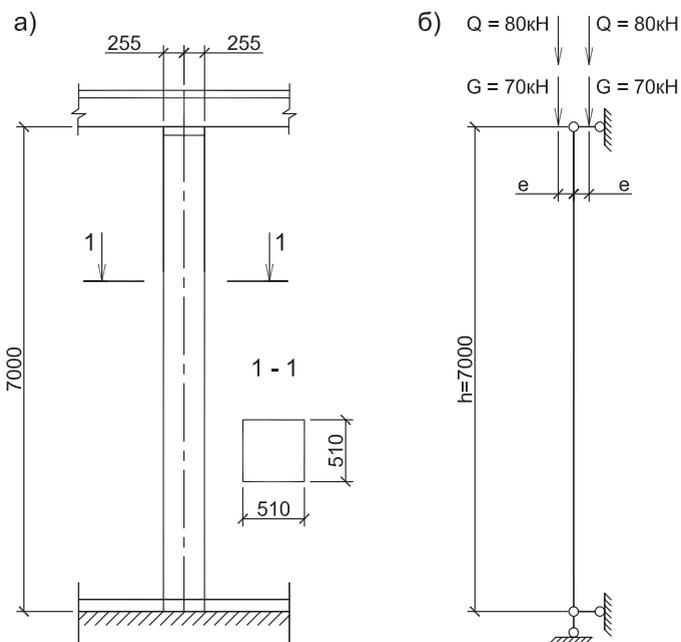


Рис. 55. Конструктивная схема кирпичного столба (а) и схема передачи нагрузок (б) при опирании балок перекрытия с двух сторон. e – эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки. Размеры в мм.

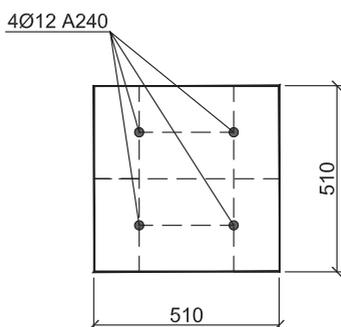


Рис. 56. Армирование кирпичного столба продольной арматурой

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d,$$

где Φ — понижающий коэффициент для верха или основания столба, или средней части столба, определяемый в соответствии с п. 6.1.2.2 [5];

t — высота (толщина) сечения столба;

$f_d = 2,09 \text{ Н/мм}^2$ — расчетное сопротивление кладки сжатию (пример 7).

Понижающий коэффициент Φ_i в верхней части столба и в его основании определяется по формуле 6.4 [5]:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t},$$

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

здесь M_{id} — расчетное значение изгибающего момента вследствие эксцентриситета нагрузки на столб от перекрытия согласно п. 5.5.1 [5] на уровне верха и в основании столба (рис. 6.1 [5]);

N_{id} — расчетное значение вертикальной нагрузки, действующей на уровне верха и в основании столба (суммарное значение);

e_{he} — эксцентриситет на уровне верха и в основании столба вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок, если имеются (например, ветра), вычисленный по усилию N_{id} ;

e_{mit} — случайный эксцентриситет, определяемый в соответствии с п. 5.5.1.1 [5].

В рассматриваемом примере M_{id} и e_{he} равны нулю, но необходимо учитывать изгибающий момент от дополнительного перемещения вследствие гибкости столба (эффекты теории второго порядка).

Случайный эксцентриситет в соответствии с п. 5.5.1.1 (3Р) и (4) [5]:

$$e_{mit} = h_{ef}/450 = 700/450 = 1,56 \text{ см},$$

где h_{ef} — расчетная (эффективная) высота столба, определяемая в соответствии с п. 5.5.1.2 (10) [5]:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h = 1,0 \cdot 700 = 700 \text{ см},$$

здесь $\rho_n = \rho_2 = 1,0$ — понижающий коэффициент в соответствии с п. 5.5.1.2 (11 i) [5] при эксцентриситете нагрузки равном нулю;

$h = 700 \text{ см}$ — высота столба в свету.

Дополнительный изгибающий момент M_{ad} определяется по формуле:

$$M_{ad} = \frac{N_{Ed} h_{ef}^2}{2000t},$$

$$\text{откуда эксцентриситет } e_{ad} = \frac{M_{ad}}{N_{Ed}} = \frac{h_{ef}^2}{2000t} = \frac{700^2}{2000 \cdot 51} = 4,8 \text{ см}.$$

Так как $e_i = e_{mit} + e_{ad} = 1,56 + 4,8 = 6,36 \text{ см} > 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 51 = 2,55 \text{ см}$, принимается $e_i = 6,36 \text{ см}$.

Понижающий коэффициент Φ_i в верхней части столба и в его основании:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{6,36}{51} = 0,75.$$

Понижающий коэффициент Φ_i в средней части столба в соответствии с п. 6.1.2.2 (1 ii) [5] допускается определять упрощенно в соответствии с приложением 4 [8], которому соответствует приложение А данного пособия.

Для пользования таблицами приложения А данного пособия (или прил. 4 [8]) необходимо предварительно определить упругую характеристику каменной кладки столба. В соответствии с табл. 16 [10] для кладки из полнотелого керамического кирпича на растворе марки 150 упругая характеристика кладки $\alpha = 1000$. Следовательно, при $E = \alpha f_k = 1000 f_k$ необходимо пользоваться табл. А.1 приложения А (или табл. А4.1 приложения 4 [8]).

При $h_{ef}/t_{ef} = 700/51 = 13,73$ (здесь $t_{ef} = t = 51$ см в соответствии с п. 5.5.1.3 (1) [5]) и $e_{mk} = e_i = 6,36/51 = 0,125t$, понижающий коэффициент $\Phi_m \approx 0,65 < \Phi_i = 0,75$.

Несущая способность столба определяется для его средней части при ширине столба 51 см:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \cdot 51 = 0,65 \cdot 51 \cdot 0,209 \cdot 51 = 353,3 \text{ кН.}$$

Величина расчетной вертикальной нагрузки на столб:

$$N_{Ed} = 2G\gamma_G + 2Q\gamma_Q = 2 \cdot 70 \cdot 1,35 + 2 \cdot 80 \cdot 1,5 = 429 \text{ кН} > N_{Rd} = 353,3 \text{ кН.}$$

Несущая способность армированного кирпичного столба не обеспечена.

Увеличиваем марку кирпича до 200 (среднее значение прочности кирпича на сжатие 20 Н/мм²) и повышаем марку раствора до 200 (среднее значение прочности раствора на сжатие 20 Н/мм²). Приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие:

$$f_b = CF \cdot d \cdot 20 = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 20 = 16 \text{ Н/мм}^2.$$

где $CF = 1,0$ — для всех видов кирпичей и блоков, кроме силикатных;

$d = 0,8$ — по таблице 2 при высоте кирпича 65 мм и ширине 125 мм.

Для определения нормативного сопротивления кладки сжатию используется зависимость:

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3},$$

где $K = 0,8 \cdot 0,55 = 0,44$,

здесь 0,8 — коэффициент для многорядной кладки (п. 3.6.1.2(6) [5]);

0,55 — константа из табл. 3 данного пособия для кирпича группы 1 (полнотелый кирпич по табл. 1 данного пособия);

$f_b = 16 \text{ Н/мм}^2$ — приведенное среднее значение прочности кирпича на сжатие;

$f_m = 20 \text{ Н/мм}^2$ — средняя прочность раствора М200 на сжатие.

$$f_k = 0,44 \cdot 16^{0,7} \cdot 20^{0,3} = 7,35 \text{ Н/мм}^2$$

Коэффициент надежности γ_m для кладки из кирпича категории II при сроке эксплуатации здания 50 лет (класс 4 по таблице 8) в соответствии с табл. 7 принимается $\gamma_m = 2,7$.

Расчетное сопротивление кладки сжатию:

$$f_d = f_k / \gamma_m = 7,53 / 2,7 = 2,79 \text{ Н/мм}^2.$$

Несущая способность столба:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \cdot 51 = 0,65 \cdot 51 \cdot 0,279 \cdot 51 = 471,7 \text{ кН}.$$

Проверяется условие:

$$N_{Ed} = 429 \text{ кН} < N_{Rd} = 471,7 \text{ кН}.$$

Несущая способность армированного кирпичного столба обеспечена.

3.2. Расчет армированной каменной кладки на срез

Согласно п. 6.7.2 [5] расчет армированной каменной кладки на действие горизонтальных нагрузок в плоскости стены выполняется с учетом или без учета имеющегося поперечного армирования.

Для стен каменной кладки с вертикальным армированием, в которых не учитывают арматуру, работающую на восприятие усилий от поперечной силы, расчет производят следующим образом:

$$V_{Ed1} < V_{Rd1},$$

где V_{Rd1} — прочность расчетного сечения стены из кладки при действии поперечной силы, полученная по формуле:

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot t \cdot l,$$

здесь f_{vd} — меньшее значение из расчетного сопротивления срезу (сдвигу) каменной кладки согласно п. 2.4.1 и п. 3.6.2 [5] и бетона для заполнения согласно п. 2.4.1 и п. 3.3 [5];

t — толщина стены;

l — длина расчетного участка стены.

Примечание.

При необходимости, для определения значения V_{Rd1} допускается применять повышенное расчетное сопротивление сдвигу каменной кладки f_{vd} вследствие имеющейся вертикальной арматуры.

Для армированных стен каменной кладки, имеющих вертикальную арматуру, и при учете работающей на сдвиг поперечной (горизонтальной) арматуры расчет производят следующим образом:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2},$$

где V_{Rd2} — расчетное значение поперечной силы, воспринимаемое сечением за счет работы поперечной (горизонтальной) арматуры, полученное по формуле:

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot A_{SW} \cdot f_{yd}$$

Здесь A_{SW} — общая площадь сечения поперечной (горизонтальной) арматуры, работающей на сдвиг, в рассматриваемой зоне стены;

f_{yd} — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры.

Если учитывают арматуру, работающую на сдвиг, необходимо проверить условие:

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{t l} \leq 2,0 \text{ Н/мм}^2,$$

где t — толщина стены; l — длина или высота стены.

Следует учитывать влияние бетонного заполнения на сопротивление каменной кладки срезу. Если сопротивление срезу бетонного заполнения больше, чем сопротивление каменной кладки, то в расчете учитывается только прочность бетонного заполнения (п. 6.7.1 (3) [5]).

В примере 16 в качестве бетонного заполнения для подпорной стены рассматриваются сборные железобетонные сваи, которые рассчитываются на срез без учета работы каменной кладки стены.

Расчет свай выполняется в соответствии с требованиями Еврокода [4].

Пример 16. Данные принимаются из примеров 10 и 11 данного пособия, но вместо контрфорсов используются железобетонные сваи сечением 400×400 мм.

Проверить несущую способность на срез подпорной стены из сплошных бетонных блоков II категории размером $398 \times 198 \times 188$ мм (рис. 57, а). Перевязка блоков в кладке цепная с чередованием ложковых и тычковых рядов. Подпорная стена опирается на железобетонные сваи, установленные с шагом 1,5 м. Сваи выполнены из бетона класса С25/30. Из архитектурных соображений возможно устройство «фальш-пиластр» за счет обкладывания свай бетонными блоками. Высота стены 4 м. Толщина стены 400 мм. Бетонные блоки имеют среднее значение прочности бетона на сжатие 20 Н/мм^2 (заявлено производителем). Применяется раствор общего назначения марки 100 (среднее значение прочности раствора на сжатие 10 Н/мм^2). Объемный вес грунта $\gamma_k = 21 \text{ кН/м}^3$. Угол внутреннего трения грунта $\phi'_k = 30^\circ$. Поверхность грунта имеет незначительный уклон и им можно пренебречь. Эпюра давления грунта на стену приводится на рис. 57, б. Проектный срок эксплуатации подпорной стены 25 лет.

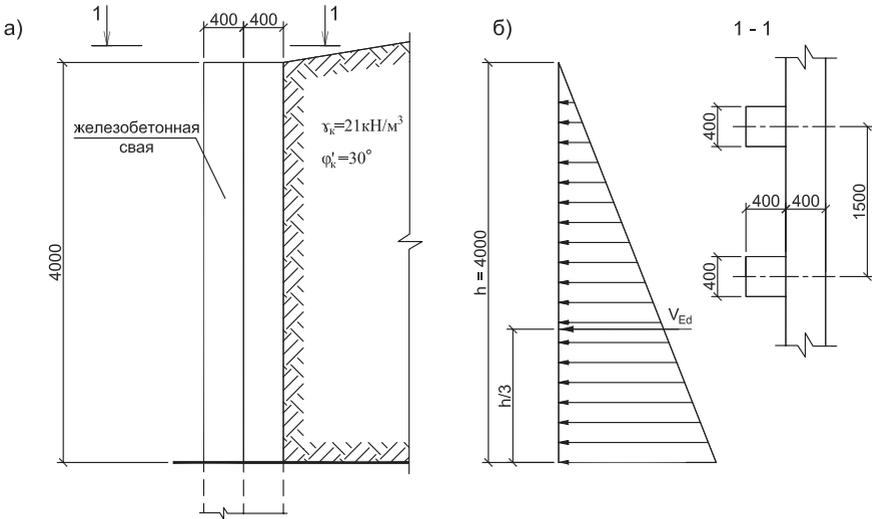


Рис. 57. Конструктивное решение подпорной стены (а) и эпюра давления грунта на стену (б). Фундамент условно не показан. Размеры в мм

Несущая способность железобетонной сваи на действие поперечной силы (срез) определяется по формуле (6.13) [5]:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$$

где f_{vd} — расчетное сопротивление срезу бетона сваи. Площадь растянутой части поперечного сечения сваи при расчете на срез не учитывают;

t — толщина сваи;

l_c — длина сжатой части сваи без учета длины частей сваи по плоскости среза, растянутых при изгибе.

Определение сжатой части поперечного сечения сваи выполняется в соответствии с методикой, приведенной в разделе 1 (стр. 9–10) [13].

Вычисляется коэффициент K по формуле:

$$K = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

где $M_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{h}{3} = 113,3 \cdot \frac{4}{3} = 151,1$ кН·м — изгибающий момент в свае у основания подпорной стены (рис. 57, б);

$V_{Ed} = 113,3$ кН — горизонтальная сила давления грунта на подпорную стену (см. пример 11);

$b = l_c = 400$ мм — ширина сваи (рис. 58);

$d = 360$ мм — рабочая высота сечения сваи (рис. 58);
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,7$ МПа = $1,67$ кН/см² — расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие для класса бетона С25/30,
 здесь $f_{ck} = 25$ МПа — нормативное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие для класса бетона С25/30 (табл. 3.1 [4]);
 $\gamma_c = 1,5$ — коэффициент надежности для бетона (табл. 2.1N [4]).

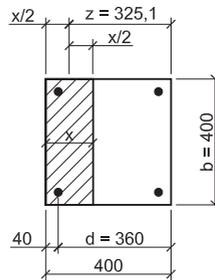


Рис. 58. Схема поперечного сечения сваи для расчета. Размеры в мм

$$K = \frac{151,1 \cdot 100}{40 \cdot 36^2 \cdot 1,67} = 0,175.$$

Плечо внутренней пары сил:

$$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2K}) = \frac{36}{2} (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,175}) = 32,51 \text{ см.}$$

Из рис. 58 высота сжатой зоны бетона:

$$x = 2(40 - z) = 2 \cdot (40 - 32,51) = 14,98 \text{ см.}$$

Расчетное сопротивление срезу бетонного сечения сваи определяется по формуле (6.25) [4]:

$$V_{Rd} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 1,67 = 0,54 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{где } v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250} \right) = 0,54 \text{ — понижающий коэффициент}$$

прочности бетона на срез (формула 6.6N [4]).

Примечание.

На практике случай чистого среза элементов бетонных конструкций встречается редко и, как правило, сопровождается изгибом элементов. Возможно, по этой причине упоминание о срезе в российском стандарте [10] отсутствует. В отечественной технической литературе указывается, что наиболее достоверными являются испытания на срез

бетонных образцов, проведенные в ЦНИИПС А. А. Гвоздевым и А. П. Васильевым (1939 г.). Ими установлено, что прочность бетона при срезе составляет $0,166 \div 0,195$ от кубиковой прочности бетона. Более поздние исследования Р. Гансена показали еще более высокий результат — $0,28 R_{bm}$ (R_{bm} — кубиковая прочность бетона).

Мором и Мершем для определения прочности бетона на срез предложена теоретическая формула вида:

$$R_{shn} = \alpha \sqrt{R_{bn} \cdot R_{btm}},$$

где $\alpha = 0,7$ — по экспериментальным данным;

R_{shn} — нормативное значение прочности бетона срезом;

R_{bn} — нормативная призмная прочность бетона;

R_{btm} — нормативное значение прочности бетона на растяжение.

Имеются случаи, например [15], применения более простой эмпирической зависимости: $R_{shn} = 2R_{btm}$.

Ниже в табл. 9 подсчитаны нормативные и расчетные значения прочности бетона срезом по имеющимся экспериментальным данным и теоретическим зависимостям. В расчетах для класса бетона C25/30 в соответствии с табл. 3.1 [4] принято: $R_{bm} = 33$ МПа, $R_{bn} = 25$ МПа, $R_{btm} = 2,6$ МПа. В соответствии с табл. 2.1N [4] коэффициент надежности для бетона $\gamma_c = 1,5$.

Таблица 9 — Прочность бетона срезом

Определение прочности бетона на срез	R_{shn} , МПа	$R_{sh} = R_{shn} / \gamma_c$, МПа
$R_{shn} = (0,166 \div 0,195) \cdot R_{bm}$	5,48 ÷ 6,44	3,65 ÷ 4,29
$R_{shn} = 0,28 \cdot R_{bm}$	9,24	6,16
$R_{shn} = 0,7 \sqrt{R_{bn} \cdot R_{btm}}$	5,64	3,76
$R_{shn} = 2R_{btm}$	5,2	3,47

Полученные в таблице 9 значения прочности бетона срезом близки к прочности бетона срезом, принятой в примере 15 ($V_{Rd} = 4,5$ МПа = $0,45$ кН/см²). При любом значении прочности бетона срезом из таблицы 9 прочность поперечного сечения свай на срез в рассматриваемом примере будет обеспечена.

Несущая способность железобетонной сваи на срез при $f_{vd} = V_{Rd} = 0,45$ кН/см², $t = b = 400$ мм (толщина сваи) и $l_c = x = 14,98$ см (длина сжатой части поперечного сечения сваи):

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c = 0,45 \cdot 40 \cdot 14,98 = 269,64 \text{ кН} > V_{Ed} = 113,3 \text{ кН.}$$

Несущая способность поперечного сечения сваи на срез обеспечена.

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры сваи (площадь сжатой арматуры сваи не учитывается) класса А500 ($f_{yd} = 43,5 \text{ кН/см}^2$):

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{151,1 \cdot 10^2}{43,5 \cdot 32,51} = 10,68 \text{ см}^2.$$

Для армирования сваи принимается арматура 4Ø20 А500 с $A_s = 12,56 \text{ см}^2$.

3.3. Каменная кладка в обойме

В Еврокоде [5] для каменной кладки рассматривается применение только железобетонных обоем, точнее бетонных обоем с последующим конструктивным армированием. Стальные и штукатурные обои, применение которых наряду с железобетонной обоймой регламентируется российским стандартом [11], в [5] не упоминаются. Возможно, что причиной этого являются невысокая технологичность устройства стальных обоем (требуется тщательная зачеканка раствором всех зазоров между поверхностью металлических уголков и поверхностью каменной кладки, а также последующее оштукатуривание по дополнительной металлической сетке) и повышенный расход цемента для обеспечения необходимой прочности раствора в штукатурных обоямах. Следует отметить, что методика расчета Еврокода [5] применяется как для сжатых, так и для изгибаемых элементов каменной кладки в обойме. Расчетные зависимости, предлагаемые российским стандартом [11], применяются только для случаев, когда продольное усилие приложено в пределах ядра сечения элемента каменной кладки, усиленного обоймой (п. 5.38 [11]).

В примере 17 рассматриваются особенности проектирования элемента каменной кладки, усиливаемого железобетонной обоймой, с учетом требований Еврокода [5].

Пример 17. При реконструкции кирпичного здания технологическая нагрузка на внутренний кирпичный столб под перекрытием антресольного этажа увеличилась с 80 кН до 360 кН. Сборные железобетонные балки перекрытия антресоли опираются на столб симметрично с двух сторон (рис. 59, а). Горизонтальная ветровая нагрузка на антресоль не передается. Высота кирпичного столба 4 м, поперечное сечение столба $510 \times 510 \text{ мм}$. Для каменной кладки столба используется керамический полнотелый кирпич категории II (производитель заявляет для кирпича только среднее значение прочности сжатия) размерами $250 \times 125 \times 65 \text{ мм}$. Кирпич марки 150 (среднее значение прочности кирпича на сжатие 15 Н/мм^2). Применяется раствор об-

щего назначения марки 150 (среднее значение прочности раствора на сжатие 15 Н/мм^2). Проектный срок эксплуатации здания 50 лет. Схема передачи постоянной (от веса конструкций перекрытия) и временной (технологической) нагрузок на столб приводится на рис. 59, б. Несущую способность кирпичного столба предлагается обеспечить за счет применения железобетонной обоймы. Схема поперечного сечения существующего кирпичного столба с проектируемой железобетонной обоймой приводится на рис. 60. В расчете используются данные из примера 7 данного пособия.

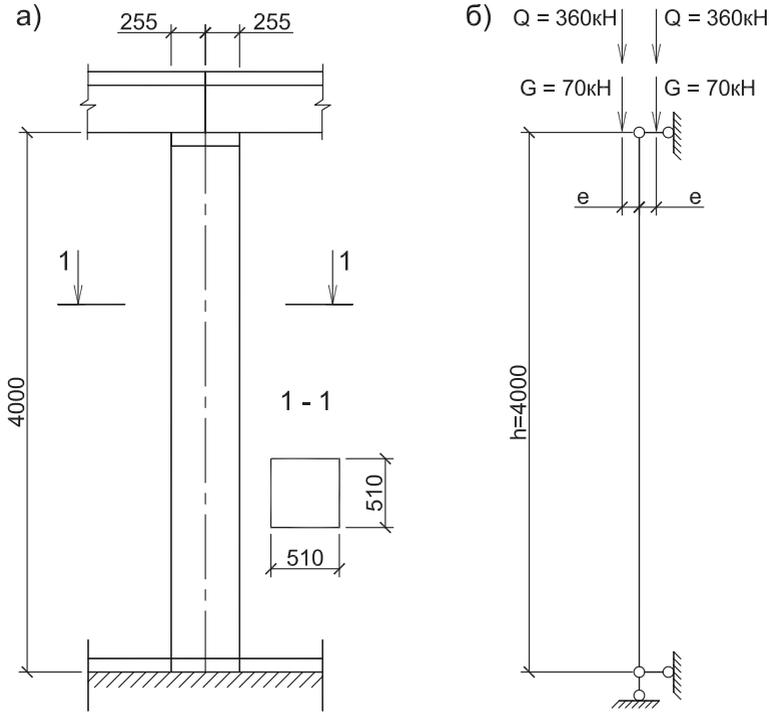


Рис. 59. Конструктивная схема кирпичного столба (а) и схема передачи нагрузок (б) при опирании балок перекрытия с двух сторон. e — эксцентриситет приложения вертикальной нагрузки. Размеры в мм.

В расчете используются следующие данные из примера 7 данного пособия:

— нормативное сопротивление кирпичной кладки столба сжатию:

$$f_k = 0,44 \cdot 12^{0,7} \cdot 15^{0,3} = 5,65 \text{ Н/мм}^2.$$

— расчетное сопротивление кладки сжатию:

$$f_d = f_k / \gamma_m = 5,65 / 2,7 = 2,09 \text{ Н/мм}^2.$$

— несущая способность кирпичного столба для его средней части:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot t \cdot f_d \cdot 51 = 0,86 \cdot 51 \cdot 0,209 \cdot 51 = 467,5 \text{ кН.}$$

Величина расчетной вертикальной нагрузки на кирпичный столб после реконструкции здания:

$$N_{Ed} = 2G\gamma_G + 2Q\gamma_Q = 2 \cdot 70 \cdot 1,35 + 2 \cdot 360 \cdot 1,5 = 1269 \text{ кН} > N_{Rd} = 467,5 \text{ кН.}$$

Несущая способность кирпичного столба не обеспечена и требуется его усиление.

Железобетонная обойма для усиления кирпичного столба (рис. 60) проектируется в соответствии с требованиями пп. 6.9.1(1) Р, 6.6.1(4) и 6.6.2 (7) [5].

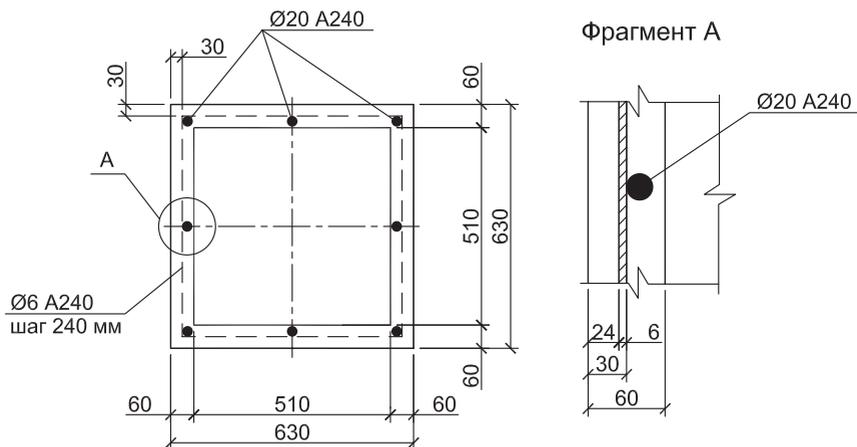


Рис. 60. Схема усиления кирпичного столба железобетонной обоймой.

Размеры в мм

В соответствии с п. 6.9.1(1) Р [5] проектирование и расчет каменной кладки в обойме выполняется по тем же основным принципам, что и для неармированных и армированных элементов конструкций каменной кладки. Согласно п. 6.6.1(4) [5], если в сжатой зоне имеется каменная кладка и бетон заполнения, то прочность на сжатие рассчитывают по приведенному сечению с расчетным сопротивлением самого слабого материала. При определении несущей способности сжатого армокаменного элемента продольная сжатая арматура не учитывается (п. 6.6.2 (7) [5]). Для гибких сжатых элементов (при гибкости более 12) следует учитывать дополнительное перемещение вследствие гибкости элемента (эффекты теории второго порядка) путем введения в расчет дополнительного изгибающего момента M_{ad} . В рассматриваемом примере при гибкости $h_{ef}/t_{ef} = 400/63 = 6,35 < 12$ дополнительный изгибающий момент M_{ad} не учитывается.

Определяется коэффициент приведения:

$$\frac{E_{cm}}{E} = \frac{3000}{565} = 5,31,$$

где $E_{cm} = 3000$ кН/см² для бетона класса С20/25 (табл. 3.1 [4]);

$$E = K_E \cdot f_k = 1000 \cdot 0,565 = 565 \text{ кН/см}^2 \text{ (примечание п. 3.7.2 (2) [5])}.$$

Для бетона класса С20/25 (табл. 3.1 [4]) нормативное сопротивление сжатию $f_{ck} = 2$ кН/см² > $f_k = 0,565$ кН/см².

Поэтому площадь бетонного сечения обоймы «приводится» к площади кирпичной кладки столба через коэффициент приведения, равный 5,31.

$$A = 51 \cdot 51 + 2(6 \cdot 63 + 6 \cdot 51) \cdot 5,31 = 9865,1 \text{ см}^2.$$

В соответствии с п. 6.1.2.1 (2) [5] несущая способность поперечного сечения столба (на единицу ширины, то есть на 1 см) определяется по зависимости (6.2):

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d,$$

где Φ — понижающий коэффициент для верха или основания столба, или средней части столба, определяемый в соответствии с п. 6.1.2.2 [5];

t — высота (толщина) сечения столба;

f_d — расчетное сопротивление каменной кладки столба сжатию.

Понижающий коэффициент Φ_i в верхней части столба и в его основании определяется по формуле 6.4 [5]:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t},$$

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

здесь M_{id} — расчетное значение изгибающего момента вследствие эксцентриситета нагрузки на столб от перекрытия согласно п. 5.5.1 [5] на уровне верха и в основании столба (рис. 6.1 [5]);

N_{id} — расчетное значение вертикальной нагрузки, действующей на уровне верха и в основании столба (суммарное значение);

e_{he} — эксцентриситет на уровне верха и в основании столба вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок, если имеются (напримр, ветра), вычисленный по усилию N_{id} ;

e_{mit} — случайный эксцентриситет, определяемый в соответствии с п. 5.5.1.1 [5].

В рассматриваемом примере M_{id} и e_{he} равны нулю.

Случайный эксцентриситет в соответствии с п. 5.5.1.1, (3Р) и (4) [5]:

$$e_{mit} = h_{ef} / 450 = 400 / 450 = 0,89 \text{ см.}$$

где h_{ef} — расчетная (эффективная) высота столба, определяемая в соответствии с п. 5.5.1.2 (10) [5]:

$$h_{ef} = \rho_n h = 1,0 \cdot 400 = 400 \text{ см.}$$

здесь $\rho_n = \rho_2 = 1,0$ — понижающий коэффициент в соответствии с п. 5.5.1.2 (11 i) [5] при эксцентриситете нагрузки равном нулю;

$h = 400$ см — высота столба в свету.

Так как $e_i = e_{min} = 0,89 \text{ см} < 0,05t = 0,05 \cdot 63 = 3,15 \text{ см}$, принимается $e_i = 3,15 \text{ см}$.

Понижающий коэффициент Φ_i в верхней части столба и в его основании:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{3,15}{63} = 0,9.$$

Понижающий коэффициент Φ_m в средней части столба в соответствии с п. 6.1.2.2 (1 ii) [5] допускается определять упрощенно в соответствии с приложением 4 [8], которому соответствует приложение А данного пособия.

Для пользования таблицами приложения А данного пособия (или прил. 4 [8]) необходимо предварительно определить упругую характеристику каменной кладки столба. В соответствии с табл. 16 [10] для кладки из полнотелого керамического кирпича на растворе марки 150 упругая характеристика кладки $\alpha = 1000$. Следовательно, при $E = \alpha f_k = 1000 \cdot f_k$ необходимо пользоваться табл. А.1 приложения А (или табл. 4.1 приложения 4 [8]).

При $h_{ef}/t_{ef} = 400/63 = 6,35$ (здесь $t_{ef} = t = 63$ см в соответствии с п. 5.5.1.3 (1) [5]) и $e_{mk} = e_i = 0,05t$ понижающий коэффициент $\Phi_m \approx 0,88 < \Phi_i = 0,9$.

Несущая способность столба определяется для его средней части при приведенной площади $A = 9865,1 \text{ см}^2$:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 0,88 \cdot 9865,1 \cdot 0,209 = 1814,4 \text{ кН.}$$

Величина расчетной вертикальной нагрузки на столб

$$N_{Ed} = 2G\gamma_G + 2Q\gamma_Q = 2 \cdot 70 \cdot 1,35 + 2 \cdot 360 \cdot 1,5 = 1269 \text{ кН} < N_{Rd} = 1814,4 \text{ кН.}$$

Несущая способность кирпичного столба, усиленного железобетонной облоймой, обеспечена.

По конструктивным требованиям каменная кладка в облойме должна иметь продольную арматуру с площадью поперечного сечения не менее 0,8 % площади поперечного сечения ограждаемого элемента кладки, но не менее 200 мм² (п. 8.4(4) [5]). Требуемая площадь поперечного сечения продольной арматуры $51 \cdot 51 \cdot 0,8/100 = 20,8 \text{ см}^2$. Принимается арматура 8Ø20A240 с площадью поперечного сечения 25,13 см². В соответствии с требованиями п. 8.4(4) [5] и п. 8.2.6(3) [5] поперечная арматура (хомуты) Ø6A240 устанавливается с шагом 240 мм (12 диаметров продольной арматуры). В соответствии с требованиями п. 4.3.3(4) [5] минимальная толщина защитного слоя бетона s_{nom} арматуры из конструкционной стали для класса окружающей среды МХ1 (сухая среда) по табл. А.1 приложения А [6] составляет $s_{nom} = 20$ мм. Размеры защитного слоя бетона для продольной и поперечной арматуры железобетонной облоймы приведены на фрагменте А рис. 60.

Примечание.

При определении несущей способности кирпичного столба с железобетонной обоймой (пример 17) по формуле 72 российского стандарта [11] (п. 5.38) получаются следующие результаты:

$$N_{Rd} = 2726 \text{ кН} > N_{Ed} = 1018 \text{ кН.}$$

Результаты по Еврокоду [5]:

$$N_{Rd} = 1814,4 \text{ кН} > N_{Ed} = 1269 \text{ кН.}$$

Как и во всех ранее рассмотренных примерах, Еврокод [5] демонстрирует более осторожный подход (по сравнению с российскими стандартами) как к определению расчетной нагрузки, так и к определению несущей способности элемента каменной кладки.

Немного истории.

Архитектурные шедевры Антонио Гауди, Барселона (1852 – 1926 гг.)

В юные годы А. Гауди в Европе в архитектуре расцвел неоготический стиль. Провозглашенный принцип «Декоративность — начало архитектуры» полностью соответствовал мыслям и представлениям А. Гауди. Вдобавок к этому А. Гауди обожествлял природу и черпал из нее вдохновение. Он первым стал применять законы природы в архитектуре. За свою жизнь А. Гауди создал более 20 архитектурных шедевров, 10 из которых размещены непосредственно в Барселоне. Известны работы А. Гауди в области ландшафтной архитектуры и малых архитектурных форм: фонари на королевской площади Барселоны, монументальный Розарий в монастыре Монсеррат и другие.

«Дом из костей», «дом-дракон» — это названия, под которыми известен дом Бальо (рис. 61), находящийся в центре Барселоны. Горбатая крыша, похожая на хребет дракона, мозаичный фасад, меняющий свой цвет в зависимости от освещения, балконы, напоминающие мордашки глазастых мух или черепа — это характерные детали стиля А. Гауди. Большую и последнюю часть своей творческой жизни А. Гауди посвятил строительству храма Святого Семейства. Первый камень в фундаменте нового храма был заложен 19 марта 1882 г. Согласно первоначальному проекту дель Вильяра, предполагалось создание неоготической базилики в форме латинского креста, образованного пятью продольными и тремя поперечными нефами. Но А. Гауди, приглашенный через год

после начала строительства храма, решил полностью переделать проект, чтобы достигнуть полной гармонии храма с природой (рис. 62–63).



Рис. 61. Дом Бальо в Барселоне



Рис. 62. Храм Святого Семейства в Барселоне



Рис. 63. Вид храма изнутри

Гауди скончался 10 июня 1926 года и был похоронен в своем любимом месте — в Искупительном храме Святого Семейства. Но строительство храма продолжается и сегодня. При этом, основным строительным материалом для храма по-прежнему остается камень. Камня требуется очень много. Поэтому арендуемый храмом полигон, расположенный в 150 км от Барселоны, площадью 12000 м², вмещает около 7000 м³ каменных блоков.

Для того, чтобы построить 6 центральных башен храма, потребуется 13000 м³ необработанного камня, который, поступив на полигон, пройдет контроль качества и будет распилен, пронумерован, обработан, собран в панели и доставлен в центр Барселоны. При строительстве храма используется камень из более чем двадцати различных каменоломен, расположенных в разных странах. Это связано с тем, что основной материал для строительства, использовавшийся ранее — высокого качества песчаник из карьеров на холме Монжуик (Барселона) более недоступен, поскольку залежи его иссякли. На том же полигоне складировается гранит из нескольких каменоломен Галисии, голубой гранит из Бразилии (его уже можно видеть на башне Богородицы), порфир из Ирана (его широко будут задействовать при строительстве башни Иисуса), мрамор из Андалусии, травертин из Италии и Арагона, базальт из Каталонии и Италии.

Строительство храма движется медленно из-за сложности изготовления каменных блоков. Каждый каменный блок требует индивидуальной обработки и подгонки. Правительством Испании храм планируется достроить в 2026 году.

Глава 4.

Расчет прочности предварительно напряженных армированных каменных конструкций

Как известно, на заключительной стадии строительства собора Саграда Фамилия в Барселоне (архитектор А. Гауди) применяются предварительно напряженные каменные стойки. Предварительное напряжение каменных стоек обеспечивает их трещиностойкость при транспортировании и монтаже. В предлагаемом ниже примере рассматриваются особенности проектирования в соответствии с Еврокодом [5] мраморной стойки с использованием предварительного напряжения.

В соответствии с п. 6.8.1(1) [5] расчет предварительно напряженных элементов конструкции из каменной кладки производится на базе основных правил Еврокода [4]. Поэтому в примере 18, в котором рассматривается проектирование предварительно напряженной стойки из мрамора, для различных зависимостей из Еврокода [4] вместо слова «бетон» используется слово «мрамор». Необходимые пояснения и ссылки на положения Еврокода [4] даются по ходу рассматриваемого примера.

Пример 18. При реконструкции старинного собора требуется запроектировать стойки из белого мрамора, несущие на себе купольное покрытие. Из архитектурных соображений предлагается использовать стойки квадратного поперечного сечения размером 300×300 мм и высотой (в чистоте) 2950 мм. Для обеспечения защемления нижняя часть стоек заделывается в стаканы, выполненные в нижележащей конструкции, глубиной 750 мм. Общая длина мраморных стоек при изготовлении составляет 3700 мм. Для обеспечения трещиностойкости стоек при транспортировке и монтаже используется предварительное напряжение (с натяжением арматуры на мрамор) за счет установки в предварительно просверленный канал стойки одного напрягаемого стержня $\text{Ø}25\text{A}600$ (рис. 64). Конструкция анкеров обеспечивает передачу усилия предварительного напряжения на все поперечное сечение стойки без скальвания торцевых участков стойки. Расчетное вертикальное усилие от веса вышележащих конструкций, передаваемое по центру стойки, составляет $N_{Ed} = 160$ кН, расчетное горизонтальное усилие от ветровой нагрузки в верхней части стойки $V_{Ed} = 10$ кН.

Снеговая нагрузка не учитывается ввиду ее незначительности. Наклон вышележащего купольного покрытия исключается, поэтому расчетная схема стойки принимается в соответствии с рис. 5.7е по п. 5.8.3.2(2) [4] и приведена на рис. 65. Нормативное сопротивление мрамора сжатию, аналогичное цилиндрической или призмной прочности бетона, определялось испытаниями цилиндрических образцов и составляет $f_k = 100 \text{ Н/мм}^2$. Модуль упругости мрамора $E = 0,56 \cdot 10^5 \text{ МПа}$. Срок эксплуатации собора не менее 100 лет.

Примечание.

Для сочетания нагрузок предельного состояния STR (п. 1.6 данного пособия) в проекте российского Национального приложения к EN 1990 ([1]) принята формула (6.10), подробно рассмотренная ниже. Но необходимо отметить, что Еврокодом EN 1990 в качестве альтернативного варианта для предельных состояний STR и GEO в Национальном приложении допускается вместо формулы (6.10) применять наименее благоприятное из двух выражений:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}; \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (6.10b)$$

где ξ — понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных воздействий (0,85÷1,0).

Отмечается, что использование формулы (6.10), возможно, является менее предпочтительным с экономической точки зрения по сравнению с формулами (6.10a) и (6.10b), но применительно к железобетонным конструкциям ее использование может обеспечивать выполнение условий для нескольких видов предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

В соответствии с формулой 6.10 [1] выражение для сочетания нагрузок имеет вид:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i},$$

где «+» обозначает «быть сочетаемым с»;

\sum обозначает «эффект в комбинации»;

P — воздействие предварительного обжатия.

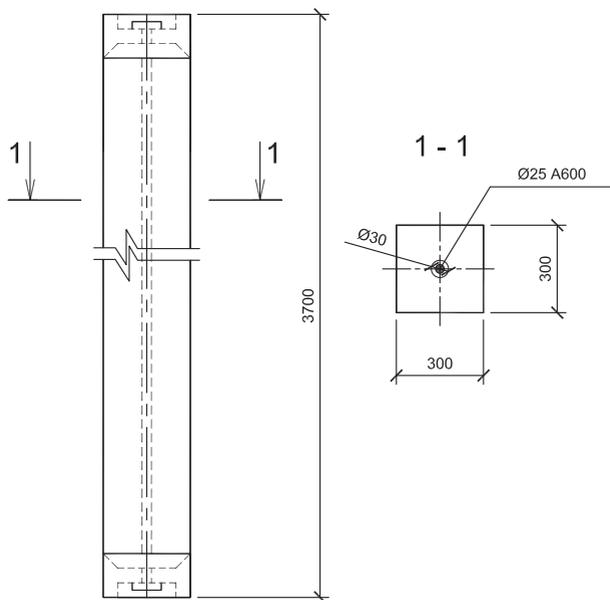


Рис. 64. Конструктивное решение мраморной предварительно напряженной стойки. Размеры в мм.

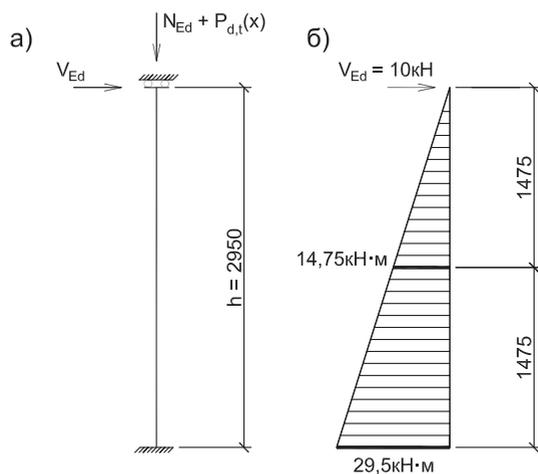


Рис. 65. Расчетная схема стойки (а) и эпюра изгибающих моментов (б). Размеры в мм. $P_{d,t}(x)$ — расчетное усилие предварительного напряжения в стойке с учетом всех потерь

При отсутствии предварительного напряжения и равенстве всех коэффициентов γ_Q , выражение (6.10) принимает вид:

$$\sum \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup} + \sum \gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf} + \gamma_Q \left\{ Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\}.$$

В формуле учтена зависимость прочности конструкций от возможных изменений собственного веса в соответствии с [1, табл. А.1.2(В)]. Значения частных коэффициентов надежности рекомендованы в [1, приложение А1]. Коэффициенты ψ_0 приводятся в [1, табл. А.1.1].

В расчетах учтены следующие частные коэффициенты надежности:

$$\gamma_{G,j,inf} = 1,0; \gamma_{G,j,sup} = 1,35; \gamma_Q = 1,5;$$

Значения коэффициента ψ_0 :

$\psi_0 = 0,7$ — для жилых помещений;

$\psi_0 = 0,6$ — для ветровой нагрузки на здание;

$\psi_0 = 0,7$ — для снеговой нагрузки на здание.

Приведенная выше формула может быть описана следующим образом: «конкретное сочетание воздействий включает в себя: все постоянные нагрузки (с $\gamma_{G,j,inf}=1,0$ или $\gamma_{G,j,sup}=1,35$) + ведущая временная нагрузка (с $\gamma_Q=1,5$) + сопутствующие временные нагрузки (с $\gamma_Q = 1,5 \times \psi_0$)».

Для составления сочетания воздействий в [1] установлено правило, при котором одно определенное временное воздействие выбирается как ведущее в комбинации воздействий. На практике почти всегда ведущее воздействие не является очевидным, в этом случае необходимо по очереди каждое временное воздействие рассматривать как ведущее. Сочетание нагрузок для одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами рассмотрено в [13].

В рассматриваемом примере единственной временной и, соответственно ведущей временной нагрузкой, является ветровая нагрузка. Поэтому ветровая нагрузка в рассматриваемом сочетании принимается без понижающего коэффициента

Определение усилия предварительного напряжения в арматуре

Максимальное усилие предварительного напряжения P_{max} не должно превышать величины [4, п. 5.10.2.1]

$$P_{max} \leq A_p \sigma_{p,max},$$

где $A_p = 490,9 \text{ мм}^2$ — площадь сечения напрягаемой арматуры ($\text{Ø}25\text{A}600$);

$\sigma_{p,max}$ — максимальное напряжение в напрягаемой арматуре;

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} k_1 f_{pk}; \\ k_2 f_{p0,1k}. \end{cases}$$

Рекомендуемые значения: $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,9$.

Примечание:

В EN 1992-1-1 для напрягаемой арматуры условный предел текучести $f_{p0,1k}$ определяется при остаточной деформации 0,1 %. В российских стандартах условный предел текучести арматуры $R_{s,ser}$ определяется при остаточной деформации 0,2 %. Для определения условного предела текучести при остаточной деформации 0,1 % можно использовать эмпирическую зависимость (1.18) [15]. Данная зависимость имеет вид:

$$\varepsilon_{spl} = 0,25 \cdot (\sigma_s / \sigma_{0,2} - 0,8)^3,$$

где $\varepsilon_{spl} = 0,1/100 = 0,001$ — пластические деформации арматурной стали; $\sigma_s = f_{p0,1k}$ — условный предел текучести арматуры при остаточной деформации 0,1 %; $\sigma_{0,2} = R_{s,ser} = 600$ МПа — нормативное значение сопротивления растяжению арматуры (условный предел текучести) при остаточной деформации 0,2 %.

С использованием зависимости (1.18) [15] получается ориентировочное соотношение $f_{p0,1k} = 0,959 R_{s,ser}$. Более подробно данный вопрос рассмотрен в [14] (п. 1.2.2). Для класса арматуры А600 $f_{p0,1k} = 0,959 \cdot R_{s,ser} = 600 \times 0,959 = 575$ МПа.

Рекомендуемое значение $f_{pk} = f_{p0,1k} / 0,9 = 575 / 0,9 = 639$ МПа [4, п. 3.3.6 (7), примечание].

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} 0,8 \cdot 639 = 511 \\ 0,9 \cdot 575 = 517 \end{cases} \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{p,max} = 511 \text{ МПа} = 511 \cdot 10^{-3} \text{ кН/мм}^2.$$

Принимается $P_{max} = A_p \sigma_{p,max} = 490,9 \cdot 511 \cdot 10^{-3} = 250,8$ кН.

Значение начального усилия предварительного напряжения $P_{m0(x)}$ (в момент времени $t = t_0$), приложенного непосредственно после передачи усилия предварительного напряжения (предварительное натяжение) рассчитывается посредством вычитания из усилия натяжения P_{max} прямых потерь $\Delta P_{i(x)}$ и должно быть не менее следующего значения:

$$P_{m0(x)} = P_{max} - \Delta P_{i(x)} \geq A_p \sigma_{pm0(x)}$$

где $\sigma_{pm0(x)}$ — напряжение в напрягающем элементе непосредственно после натяжения или передачи.

$$\sigma_{pm0(x)} = \min \begin{cases} k_7 f_{pk}; \\ k_8 f_{p0,1k}. \end{cases}$$

Рекомендуемые значения: $k_7 = 0,75$; $k_8 = 0,85$.

$$\sigma_{pm0(x)} = \min \begin{cases} 0,75 \cdot 639 = 479 \\ 0,85 \cdot 575 = 489 \end{cases} \text{ МПа.}$$

Принимается $\sigma_{pm0(x)} = 479 \text{ МПа} = 479 \cdot 10^{-3} \text{ кН/мм}^2$.

$$P_{m0(x)} = P_{max} - \Delta P_{i(x)} \geq A_p \sigma_{pm0(x)} = 490,9 \cdot 479 \cdot 10^{-3} = 235,1 \text{ кН,}$$

Определение прямых (первых) потерь усилия предварительного напряжения при натяжении арматуры на мрамор (пост-натяжение).

При определении прямых потерь $\Delta P_{i(x)}$ учитываются следующие потери [4, п. 5.10.4]:

- потери от проскальзывания в анкерном устройстве ΔP_{sl} ,
- потери от трения $\Delta P_{\mu x}$.

Примечание.

В EN 1992-1-1 классификация потерь предварительного напряжения несколько отличается от классификации, принятой в российских стандартах. В EN 1992-1-1 потери делятся на кратковременные и зависящие от времени. Потери от релаксации арматуры при передаче усилия преднатяжения на бетон и упругие деформаций бетона отнесены к прямым (первым) потерям.

Потери от проскальзывания в анкерном устройстве

Потери от деформации анкеров натяжных устройств:

$$\Delta \sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{1}{3,7 \cdot 10^3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 54 \text{ МПа,}$$

где Δl — обжатие анкеров. По данным испытаний принимается $\Delta l = 1 \text{ мм}$; $l = 3,7 \text{ м}$ — расстояние между наружными гранями анкеров.

$$\Delta P_{sl} = 54 \cdot 490,9 / 10^3 = 26,5 \text{ кН.}$$

Потери от трения напрягаемой арматуры в канале (п. 5.10.5.2(1) [4])

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\Theta+kx)}),$$

где Θ — суммарный угол поворота на расстоянии x (рад);

μ — коэффициент трения между напрягаемой арматурой и каналом.

При отсутствии данных допускается принимать по табл. 5.1 [4];

k — случайный угол поворота напрягаемой арматуры (рад/м). В соответствии с п. 5.10.5.2 (3) [4] при отсутствии данных допускается принимать $k = 0,005 \div 0,01$ рад/м;

x — расстояние (м) вдоль напрягаемой арматуры от места передачи предварительного напряжения (рис. 66).

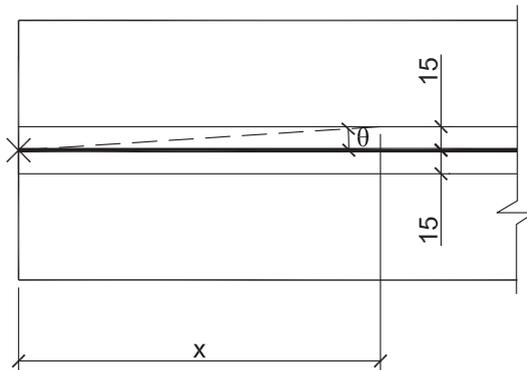


Рис. 66. Схема для определения потерь предварительного напряжения от трения арматуры в канале. Размеры в мм

При длине мраморной стойки 3,7 м, максимальные потери от трения арматуры в канале могут произойти при $x = 3$ м.

В этом случае $\operatorname{tg} \theta = \frac{15}{3000} = 0,005$ и $\theta = 18' \approx 0,005$ рад. При $\mu = 0,65$ (табл.

5.1 [4]) и $k = 0,01$ рад/м:

$$\Delta P_{\mu}(x) = 250,8 \left(1 - \frac{1}{2,71828^{0,65(0,005+0,01 \cdot 3)}} \right) = 250,8(1 - 0,9775) = 5,64 \text{ кН.}$$

Определение потерь усилия предварительного напряжения, зависящих от времени (вторые потери).

Для стойки из мрамора потери предварительного напряжения рассчитываются только с учетом уменьшения напряжения в стали из-за релаксации

при растяжении. Для определения потерь, зависящих от времени, в общем случае при действии постоянных нагрузок рекомендуется упрощенная зависимость [4, ф. 5.46]

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]},$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ — абсолютное значение изменения напряжения в напрягаемой арматуре в результате релаксации в момент времени t ;

$A_p = 490,9 \text{ мм}^2$ — площадь сечения напрягаемой арматуры;

$A_c = 892,94 \text{ мм}^2$ — площадь сечения мраморной стойки;

$z_{cp} = 0$ — расстояние между центрами тяжести сечения стойки и напрягаемой арматурой;

ε_{cs} — относительная деформация усадки, для мрамора $\varepsilon_{cs} = 0$;

$\Delta \sigma_{pr}$ — абсолютное значение изменения напряжения в напрягаемой арматуре в сечении x в момент времени t вследствие релаксации;

$\varphi(t, t_0) = 0$ — коэффициент ползучести мрамора.

В общем случае релаксация определяется для напряжения $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \Psi_2 Q)$. При этом $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \Psi_2 Q)$ является начальным напряжением в напрягающих элементах от начального усилия предварительного натяжения и постоянных воздействий.

Напряжение в напрягаемой арматуре:

$$\sigma_p = \frac{P_{m0(x)}}{A_p} - \frac{N_{Ed} E_s}{A_c E} = \frac{235,1}{4,909} - \frac{160 \cdot 2 \cdot 10^5}{892,94 \cdot 0,56 \cdot 10^5} = 47,25 \text{ кН / см}^2 = 472,5 \text{ МПа},$$

где $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ — модуль упругости напрягаемой арматуры;

$E = 0,56 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ — модуль упругости мрамора.

Абсолютное значение изменения напряжения в напрягаемой арматуре вследствие релаксации в соответствии с [4, п. 3.3.2(7)] определяется по формуле 3.30

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{pr} &= \sigma_p 1,98 \rho_{1000} e^{8,0\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} = \\ &= 472,5 \cdot 1,98 \cdot 4 \cdot 2,71828^{5,92} \left(\frac{876000}{1000} \right)^{0,195} \cdot 10^{-5} = 52,2 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

здесь $\mu = \frac{\sigma_p}{f_{pk}} = \frac{472,5}{639} = 0,74$; ρ_{1000} — значение релаксационных потерь, %, за 1000 ч после момента натяжения при средней температуре 20° C .

Для класса 3 стали $\rho_{1000} = 4\%$; $t = 876000$ часов — время после натяжения (при сроке эксплуатации здания 100 лет).

$$\Delta P_{c+s+r} = 4,909 \frac{0,8 \cdot 52,2}{1 + \frac{2 \cdot 10^5}{0,56 \cdot 10^5} \cdot \frac{4,909}{892,94}} = 201 \text{ см}^2 \text{ МПа} = 20,1 \text{ кН}$$

Усилие предварительного напряжения $P_{m,t}(x)$ с учетом всех потерь:

$$P_{m,t}(x) = P_{max} - \Delta P_i(x) - \Delta P_{c+s+r} = 250,8 - (26,5 + 5,64) - 20,1 = 198,6 \text{ кН}$$

При проверке несущей способности мраморной стойки расчетное усилие предварительного напряжения определяется как:

$$P_{d,t}(x) = \gamma_p P_{m,t}(x) = 1,0 \cdot 198,6 = 198,6 \text{ кН.}$$

где $\gamma_p = \gamma_{p, fav} = 1,0$ в соответствии с п. 2.4.2.2 [4].

В соответствии с п. 6.1.2.1 (2) [5] несущая способность поперечного сечения стойки (на единицу ширины, то есть на 1 см) определяется по зависимости (6.2):

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d,$$

где Φ — понижающий коэффициент для верха или основания стойки, или средней части стойки, определяемый в соответствии с п. 6.1.2.2 [5];

t — высота (толщина) сечения стойки;

f_d — расчетное сопротивление мрамора сжатию.

Понижающий коэффициент Φ_i в верхней части стойки и в его основании определяется по формуле 6.4 [5]:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t},$$

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

здесь M_{id} — расчетное значение изгибающего момента вследствие эксцентриситета нагрузки на стойку от купола согласно п. 5.5.1 [5] на уровне верха и в основании стойки (рис. 6.1 [5]);

N_{id} — расчетное значение вертикальной нагрузки, действующей на уровне верха и в основании стойки (суммарное значение);

e_{he} — эксцентриситет на уровне верха и в основании стойки вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок, если имеются (например, ветра), вычисленный по усилию N_{id} ;

e_{mit} — случайный эксцентриситет, определяемый в соответствии с п. 5.5.1.1 [5].

В рассматриваемом примере e_{he} у основания стойки (рис. 65,6) равен:

$$e_{he} = \frac{V_{Ed} h}{N_{Ed} + P_{d,t}(x)} = \frac{10 \cdot 295}{160 + 198,6} = 8,2 \text{ см.}$$

Случайный эксцентриситет в соответствии с п. 5.5.1.1, (3Р) и (4) [5]:

$$e_{init} = h_{ef}/450 = 295/450 = 0,66 \text{ см.}$$

где h_{ef} — расчетная (эффективная) высота стойки, определяемая в соответствии с рис. 5.7е [4]: $h_{ef} = h = 295 \text{ см.}$

Так как $e_i = e_{he} + e_{init} = 8,2 + 0,66 = 8,86 \text{ см} > 0,05t = 0,05 \cdot 30 = 1,5 \text{ см.}$

принимается $e_i = 8,86 \text{ см.}$

Понижающий коэффициент Φ_i в основании стойки:

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{8,86}{30} = 0,409.$$

Понижающий коэффициент Φ_m в средней части столба в соответствии с п. 6.1.2.2 (1 ii) [5] допускается определять упрощенно в соответствии с приложением 4 [8], которому соответствует приложение А данного пособия. Для пользования таблицами приложения А данного пособия (или прил. 4 [8]) необходимо предварительно установить зависимость между модулем упругости и нормативной прочностью сжатия мрамора. В рассматриваемом случае $E = 540 \cdot f_k$ и необходимо пользоваться таблицами А.5 и А.6 приложения А (или табл. А4.5 и А.4.6 приложения 4 [8]).

При $h_{ef}/t_{ef} = 295/30 = 9,83$ и

$$e_{mk} = e_i = e_{he} + e_{init} = \frac{V_{Ed} 0,5h}{N_{Ed} + P_{d,t}(x)} + \frac{h_{ef}}{450} = \frac{10 \cdot 0,5 \cdot 295}{160 + 198,6} + 0,66 = 4,77 > > 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 30 = 1,5 \text{ см.}$$

понижающий коэффициент $\Phi_m \approx 0,25 < \Phi_i = 0,409.$

Несущая способность стойки определяется для ее средней части:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot f_d \cdot A = 0,25 \cdot 4 \cdot 892,94 = 892,94 \text{ кН,}$$

где $f_d = f_k / \gamma_m = 10/2,5 = 4 \text{ кН/см}^2$ — расчетное сопротивление мрамора сжатию;

$\gamma_m = 2,5$ — коэффициент надежности для мрамора по табл. 7 данного пособия (категория I) при сроке эксплуатации здания 100 лет (класс 5 по таблице 8).

Величина расчетной вертикальной нагрузки на стойку:

$$N = N_{Ed} + P_{d,t}(x) = 160 + 198,6 = 358,6 \text{ кН} < N_{Rd} = 892,94 \text{ кН.}$$

Несущая способность мраморной стойки обеспечена.

Немного истории. Каменные постройки майя

Цивилизация майя образовалась в Центральной Америке приблизительно в 250 – 300 гг. до н. э. Расцвет цивилизации майя пришелся на период с IV в. до н. э. до VIII в. н. э., а загадочный закат — на IX–X вв. н. э. Майя строили города, храмы и дворцы, создали язык майя, который считается одним из древнейших. Существовала сложная и разветвленная система дорог, соединяющая все города и поселения майя. Дороги были приподняты над уровнем местности, благодаря чему ими можно было пользоваться даже в дождливый сезон. Дороги были широкими — это дает основание предполагать, что ими активно пользовались, в том числе, и в целях торговли.

Основным материалом для каменных построек майя являлся известняк. В качестве связующего материала в строительстве употреблялось вяжущее, состоящее из смеси извести, песка и воды. Это вяжущее, смешанное с каменной пылью, называлось штука, им покрывали стены и потолки зданий. По штуке резцом наносились иероглифы и изображения. Камень для построек, как правило, доставлялся из каменоломен, находящихся за сотни, а иногда и тысячи километров. Известь получалась обжигом карбонатных горных пород — известняков или мела. Майя владели технологией получения долговечной гидравлической извести, которая широко применялась в качестве связующего для каменной кладки зданий. Для производства извести сжигалось огромное количество вырубленного леса.

Один из крупнейших городов майя в Гватемале — Тикаль (рис. 67). Храмы в Тикале достигали 70 м в высоту. Как полагают ученые, храмы возводились не только для воздаяния почестей богам, но и в честь вождей.

В Америке того периода майя были лучшими астрономами. В городе Юкатан находится астрономическая обсерватория (рис. 68), позволяющая наблюдать за небом с охватом в 360°. Жрецы майя исследовали небо, пытаясь по звездам предсказать будущее. В обсерватории майя пытались понять цикличность всего происходящего. Знание временных циклов, в том числе, применялось в земледелии. На основании многолетних наблюдений жрецы-астрономы сообщали земледельцам, когда какие работы нужно проводить, а также когда сажать и убирать урожай.



Рис. 67. Тикаль



Рис. 68. Астрономическая обсерватория. Юкатан

Совсем недавно с использованием технологии Лидар ученым удалось составить карты более 2000 км² на севере Гватемалы. Были обнаружены дома, дворцы, дороги и оборонительные сооружения. Большая часть из 60 тысяч обнаруженных сооружений были домами с соломенной крышей, которые строились на каменных фундаментах. Полученные данные указывают на то, что там могли жить от 10 до 15 миллионов человек. Исследование этого района при помощи технологии Лидар — лишь часть трехлетнего проекта гватемальской организации, занимающейся сохранением культурного наследия страны. Она планирует таким же образом исследовать более 14000 км².

Город Ламанай когда-то был одним из крупнейших городов майя на Юкатане. В городе много величественных построек, таких как 33-метровый Высокий Храм (рис. 69).



Рис. 69. Высокий Храм. Ламанай

Причины заката древней цивилизации майя окончательно не установлены. Наиболее правдоподобной версией считается версия истощения пресноводных ресурсов на территории государства. В период с 9-го по 10-й века н.э. территорию, где проживали майя, накрыла целая волна засух. Первая волна засух заставила майя покинуть их поселения на юге и двинуться на

север, вторая волна нанесла огромный урон и их северным территориям. В засушливые годы запасы продовольствия майя сократились, что привело к обострению борьбы за ресурсы. Численность населения майя могла сократиться как из-за голода, так и из-за потерь в междоусобицах. Так что, вероятно, имеется случай с одновременным воздействием нескольких факторов. Кроме того, майя вырубали огромные участки леса, чтобы освободить место под сельскохозяйственные угодья и новые города. Таким негативным воздействием на природу майя могли сами спровоцировать изменения климата. Так же, как и в Китае, часть пирамид майя сориентирована по четырем сторонам света, а часть пирамид — с отклонением на северо-запад в сторону Гренландии. Промежуток времени между строительством двух групп пирамид, как и китайских пирамид, составляет несколько тысяч лет. Как и в случае с катастрофическими разливами реки Хуанхэ в Северном Китае, наличие двух групп пирамид, построенных в разное время майя или их предшественниками, указывает на возможность дважды повторившегося случая уничтожения лесов и последующей засухи в государстве майя [17].

В 13-м веке в заброшенные города майя с Мексиканского залива пришло северное племя ацтеков. Основным занятием ацтеков являлось скотоводство. Их поразили монументальные каменные постройки майя. Ацтеки считали, что эти города воздвигли сами боги.

Глава 5. Расчет каменных и армокаменных конструкций по эксплуатационной пригодности

Как уже отмечалось в разделе 1.7 данного пособия в общем случае расчет элементов каменных конструкций по деформациям, в зависимости от назначения конструкций, выполняется с учетом одного из трех, установленных Еврокодом EN 1990 [1], сочетаний нагрузок:

- *нормативное (характеристическое) сочетание* — данная комбинация применяется, как правило, для необратимых влияний на несущую конструкцию (например, расчеты трещиностойкости ненапрягаемых конструкций);
- *пониженное (частое) сочетание* — данная комбинация применяется, как правило, для обратимых влияний на несущую конструкцию (например, для расчета трещиностойкости предварительно напряженной балки со сцеплением арматуры с бетоном);
- *длительное (квазипостоянное) сочетание* — данная комбинация, как правило, применяется для оценки длительных эффектов (например, эффектов ползучести и усадки в конструкциях, для расчета прогибов из условия эстетико-психологических требований).

Комбинация воздействий выбирается в зависимости от требований пригодности к эксплуатации конструкции, заданных Заказчиком или соответствующим национальным компетентным органом.

Для неармированной каменной кладки расчет по эксплуатационной пригодности, как правило, не требуется. В частности:

- для неармированной каменной кладки и элементов каменной кладки в обойме расчеты по трещиностойкости и деформациям не выполняются, если прочность конструкций обеспечена (п.7.2(2) и п.7.5(2) Р [5]);
- стену, на которую действует поперечная горизонтальная нагрузка, в случае, если ее несущая способность обеспечена, допускается считать отвечающей требованиям нормальной эксплуатации в соответствии с (п. 7.2(5) [5]), если размеры стены ограничены в соответствии с требованиями приложения В данного пособия (соответствует прил. F [5]).

Для армированной каменной кладки, в том числе и с напрягаемой арматурой, выполняются расчеты по трещиностойкости и деформациям (п.7.3(1)

Р и п.7.4(1) Р [5]). Однако, и здесь имеется ряд упрощений. Так, например, в соответствии с п. 7.3(4) [5] трещиностойкость армированных перемычек и балок будет обеспечена, если их размеры будут соответствовать требованиям п. 5.5.2.5 [5]. В таблице 5.2 указанного пункта (п. 5.5.2.5 [5]) приведены предельные значения отношения расчетного пролета к рабочей высоте изгибаемых балок и перемычек.

Для предварительно напряженных элементов каменных конструкций при расчетах по эксплуатационной пригодности в соответствии с п. 7.4(3) Р [5] принимаются следующие допущения:

- считается справедливой гипотеза плоских сечений (сечения плоские до деформации остаются плоскими после деформации);
- справедлив закон Гука — напряжения пропорциональны деформациям;
- для ограничения ширины раскрытия трещин в элементах ограничивают растягивающие напряжения;
- усилие предварительного напряжения (после вычета всех потерь) считается постоянным.

Пример 19. В качестве примера рассматривается расчет по трещиностойкости предварительно напряженной мраморной стойки из примера 18 при ее транспортировке и монтаже.

Из архитектурных соображений используются стойки квадратного поперечного сечения размером 300×300 мм и общей длиной 3700 мм. Для обеспечения трещиностойкости стоек при транспортировке и монтаже используется предварительное напряжение (с натяжением арматуры на мрамор) за счет установки, в предварительно просверленный канал стойки, одного напрягаемого стержня Ø25A600 (рис. 64). Объемный вес мрамора 2600 кг/м³. Нормативное сопротивление мрамора сжатию, аналогичное цилиндрической или призменной прочности бетона, определялось испытаниями цилиндрических образцов и составляет $f_k = 100$ Н/мм². Нормативное сопротивление мрамора растяжению составляет $f_{tk} = 2,5$ Н/мм². Модуль упругости мрамора $E = 0,56 \cdot 10^5$ МПа.

Расчетные схемы, которые следует рассматривать при транспортировке и монтаже мраморной стойки, приводятся на рис. 70.

Очевидно, что расчетная схема для мраморной стойки при ее монтаже (рис. 70, б) является наиболее невыгодной.

Вес 1 м.п. мраморной стойки (при $\gamma = 26$ кН/м³ и $\gamma_f = 1,0$):

$$G_{c.в.} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 26 \cdot 1,0 = 2,34 \text{ кН/м.}$$

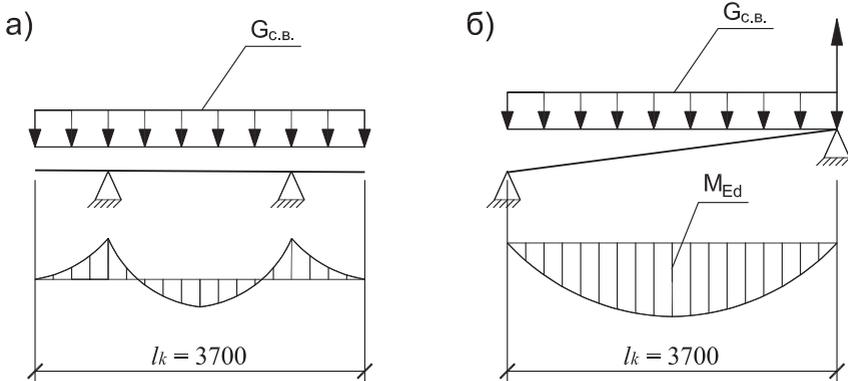


Рис. 70. Расчетные схемы и эпюры изгибающих моментов мраморной стойки при транспортировке (а) и монтаже (б). Размеры в мм

Изгибающий момент:

$$M_{Ed} = \frac{G_{c.v.} l_k^2}{8} \cdot k_f = \frac{2,34 \cdot 3,7^2}{8} \cdot 1,4 = 5,61 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $k_f = 1,4$ — коэффициент динамичности, принятый в соответствии с п. 5.1.6 СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Момент сопротивления поперечного сечения стойки (ослабление сечения каналом не учитывается):

$$W = \frac{30 \cdot 30^2}{6} = 4500 \text{ см}^3.$$

Максимальное нормальное напряжение в сечении стойки при монтаже (без учета усилия предварительного напряжения):

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{5,61 \cdot 100}{4500} = 0,125 \text{ кН/см}^2 = 1,25 \text{ Н/мм}^2 < f_{tk} = 2,5 \text{ Н/мм}^2.$$

Трещиностойкость мраморной стойки обеспечена даже без учета сжимающих напряжений от усилия предварительного напряжения.

Расчеты предварительно напряженной мраморной стойки показывают, что размеры ее поперечного сечения могут быть уменьшены. Определяющим для стойки является расчет по несущей способности.

***Немного истории.
От каменных построек Киевской Руси
до Московского Кремля***

Первый каменный храм на Руси начал строиться в Киеве в 989 г. по заказу князя Владимира Красно Солнышко. Храм известен под названием Десятинная церковь в Киеве (рис. 71). Храм возводили греческие зодчие, используя приемы византийской строительной техники.



Рис. 71. Реконструкция Десятинной церкви в Киеве

Примечание:

Византия или Восточная Римская империя — государство, сформировавшееся в 395 г. вследствие раздела Римской империи на западную и восточную части. Столицей Византии был Константинополь, один из крупнейших городов средневекового мира V–XII в. В мае 1453 г. Константинополь был захвачен турками. Центральный собор города — собор Святой Софии — был перестроен в мечеть. С падением Византии в Московском

княжестве стала распространяться идеология «Москва — Третий Рим». Князья и духовенство Московского княжества считали себя как духовными, так и политическими преемниками павшей Византии.

Во времена правления князя Ярослава Мудрого развернулось строительство христианских храмов. В Киеве был построен Софийский собор (рис. 72), размеры которого не имели себе равных не только на Руси, но и в самой Византии. В XI в. на Руси строительство оформилось в отдельный вид ремесла. Возникла артельная форма труда строителей-ремесленников. Появились различные профессии ремесленников: плотники, строители городских стен, столяры, каменщики, плиточники и другие.



Рис.72. Софийский собор в Киеве

По образцу киевского собора строился *Софийский собор в Новгороде* (1045 – 1050 г.). Он был сложен из необработанных камней на известковом растворе. Впоследствии стены были оштукатурены и побелены. В Новгороде было свое выборное правление — вече. В период с 1158 по 1164 гг. во Владимире были построены Золотые ворота и златоглавый *Успенский собор* (рис. 73).

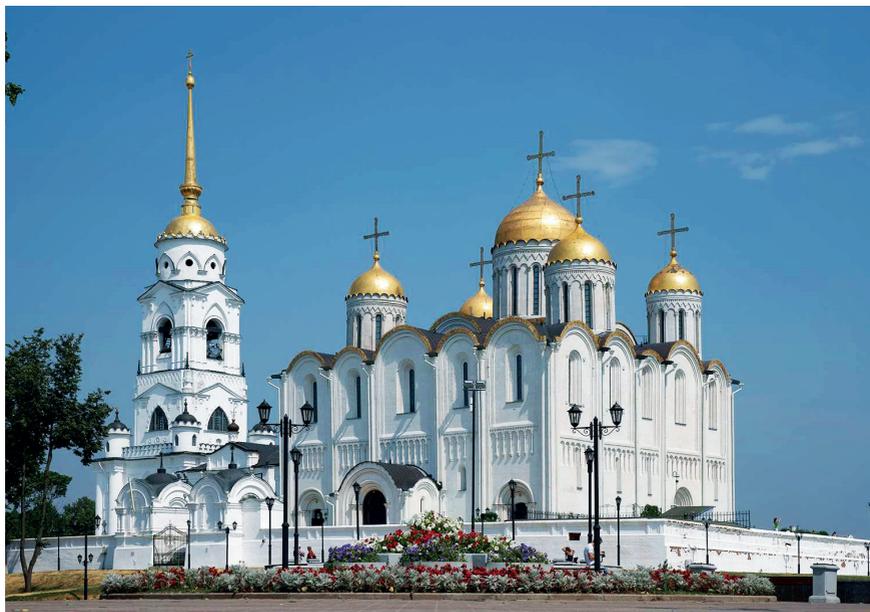


Рис. 73. Успенский собор во Владимире

Основными строительными материалами при возведении храмов и княжеских дворцов были камень и кирпич. Как правило, камень был привозным материалом. Его привозили по воде иногда за сотни километров. В строительстве обычно применялся колотый камень, который добывали в каменоломнях при помощи клиньев. Употреблялись главным образом мягкие породы камня — песчаник и известняк, но часто кладку фундаментов и стен вели из кварцита разных пород. В кладке использовался и булыжник. Главным строительным материалом Владимиро-Суздальской земли был белый камень. Из него вырубали блоки сечением 50×50 см. Стены храмов выкладывались из двух рядов таких блоков, а пространство между ними заполнялось щебнем и заливалось связующим раствором. Камень, идущий на известь, обычно обжигался рядом с карьерами. Там, где требовалась особо качественная известь, ее выдерживали в творильных ямах от нескольких недель до нескольких месяцев. Кирпич — плинфа был основным материалом, применявшимся для возведения конструкций зданий, в которых действовали сжимающие усилия (столбы, арки, своды, купола, аркбутаны, простенки). Кирпич размером $22 \times 30 \times 3$ см изготовлялся из огнеупорных и каолиновых глин. Арки, своды и купола обычно делали толщиной в один кирпич.

Московский Кремль

В 1366–1368 гг. при великом князе Дмитрие Донском, деревянные стены Кремля заменяются стенами и башнями из местного белого камня. С этого периода в летописях часто встречается название — «Москва белокаменная».

Во второй половине XV в. при Иване III Великом, началась коренная перестройка Московского Кремля (рис. 74). Иван III пригласил из Италии архитектора Аристотеля Фиораванти, который воздвиг к 1479 г. Существующее здание по подобию Успенского собора во Владимире. В 1484–1486 гг. псковскими мастерами была возведена новая Ризоположенская церковь, а в 1484–1489 гг. — новый Благовещенский собор. К тому времени вслед за Фиораванти в Москву были приглашены и другие итальянские зодчие. В 1485 г. началось возведение нового Веклико княжеского дворца, продолжавшееся с большими перерывами до 1514 г. Строительством дворца руководили итальянские зодчие, но его архитектура сохранила традиции сооружения древнерусских хором.

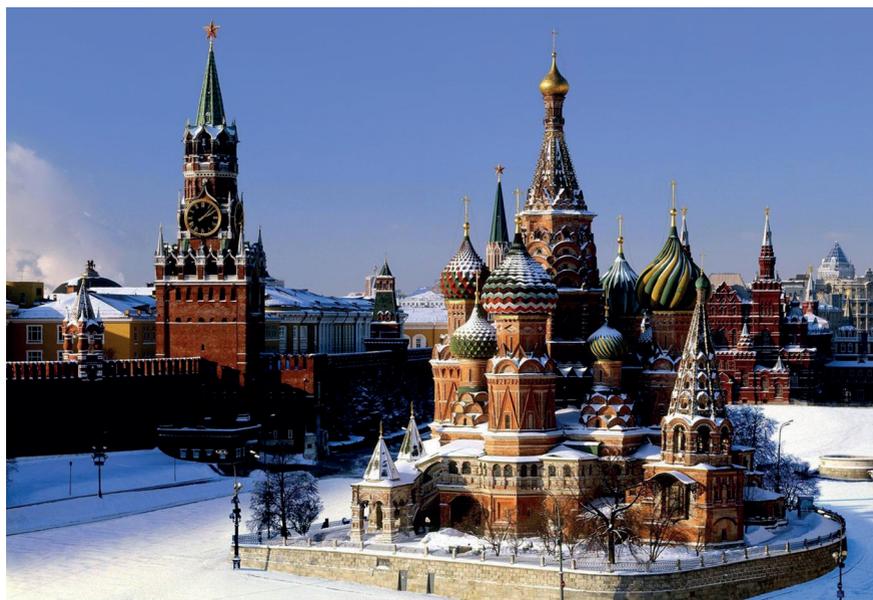


Рис. 74. Московский Кремль и Покровский собор

В начале XVI в. в Кремле итальянскими мастерами строятся новые храмы: собор Чудова монастыря (1501 – 1503 гг.), собор Вознесенского монастыря (1519 г.), церковь Иоанна Лествичника (1505 – 1508 гг.), церковь Николы

Гостунского, перестраивается храм Иоанна Предтечи у Боровицких ворот (1504 г.). Одновременно с сооружением Великокняжеского дворца и обновлением кремлевских храмов шло строительство новых Кремлевских стен и башен. Начиная с 1485 г. на протяжении целого десятилетия под руководством итальянских зодчих белокаменные прясла стен и башни разбирали, а на их месте возводили новые из обожженного кирпича.

Форма башен и завершения стены в виде зубцов напоминают замок калигеров в Вероне и замок Сфорца в Милане.

Казанский Кремль

После взятия Казани в 1552 г. основной задачей Московского правительства было укрепление военно-стратегического положения казанской крепости на случаи восстаний и удержания в повиновении покоренного населения. Поскольку крепостные стены во время штурма были разрушены, то первое, что было сделано по приказу Ивана Грозного — это восстановление деревянного ограждения, а через 3 года, параллельно возведению каменных православных храмов, псковские мастера начали строительство белокаменных стен из волжского известняка. Массивные, грубо обтесанные плиты этого камня можно рассмотреть на примере нижнего яруса Спасской башни. Но тогда из известняка было сооружено только 600 м. стены, остальные были отреставрированы в деревянном виде. Лишь в XXVII веке, уже из красного кирпича, были возведены оставшиеся 1150 м крепостной стены с башнями, опоясав кремлевскую территорию по всему периметру.

Казань XVI века, как и все стратегически важные старинные города состояла из двух частей: из собственно города (крепости, кремля и т.д.) и посада, т.е. поселения, расположенного вне крепостных стен, но в свою очередь тоже обнесенного стенами и укрепленного. Кремль, естественно, являлся более древним и административно значимым поселением, чем посад.

На протяжении веков кремлевские сооружения неоднократно горели, подвергались нападениям извне, что приводило к утрате одних построек и появлению других. Возведение новых строений на кремлевской земле уже в XVIII веке определялось его ролью административного центра России (рис.75). Появляются ансамбль Губернаторского дворца, массивы зданий военного Юнкерского училища и Присутственных мест, возникают такие сооружения как духовная консистория и архиерейский дворец.

Октябрьская революция 1917 г внесла коренные изменения в историю Казанского Кремля — начался период уничтожения культовых сооружений.



Рис. 75. Казанский Кремль

90-е годы 20-го столетия ознаменовались новым историческим крутым поворотом — начинается эпоха возрождения исторических ценностей.

Происходят фундаментальные реставрационно-восстановительные работы в сохранившихся архитектурных памятниках. В 90-е годы двадцатого столетия президент Татарстана сделал Кремль резиденцией для президентов. 1995 г стал началом возведения одной из самых больших мечетей Европы — Кул-Шариф.

Послесловие

*Посвящается светлой памяти
Андрея Юрьевича Склярова,
а также всем тем, для кого
истина дороже всего на свете –
пытливым ученым, историкам, археологам
и просто энтузиастам-исследователям.*

Заключение по работе с материалами по каменным постройкам древних государств

Работа с материалами по каменным постройкам древних государств, которые использовались для подготовки исторических вставок для данной книги, оказалась очень интересной и увлекательной. Каменные пирамиды, мастабы, ступы и скальные храмы полны тайн и загадок. Это касается формы, технологии и сроков строительства этих каменных сооружений, а также их функционального назначения. Классическая историческая наука не дает ответа на очень многие вопросы, связанные как с древними каменными сооружениями, так и с самими древними государствами. Во всех современных государствах существует множество мифов и легенд об их историческом прошлом, приукрашенных и со многими элементами фантазий, но которые могут содержать в себе частицы истины. Считается, что историческая наука базируется только на письменных доказательствах и неопровержимых фактах. Но надо отметить, что многие археологические находки носят случайный характер, а по этим случайным и немногочисленным находкам в дальнейшем строятся какие-либо теории. К имеющимся историческим письменным свидетельствам надо тоже относиться с большой осторожностью, так как факты, изложенные в них, могли быть искажены авторами в религиозных, идеологических и пропагандистских целях. Как говорил французский император Наполеон Бонапарт, имеющий прекрасное образование, «история — это версия прошедших событий, с которой люди решили согласиться». Имеется и его более грубое высказывание на этот счет: «Что есть история, как не басня, в которую договорились поверить...». Такого же мнения придерживался и знаменитый французский философ Вольтер, говоря: «вся наша история — вымысел, с которым все согласны». В предлагаемой гипотезе решено отойти от

общепринятой практики построения исторических теорий и, на основании косвенных и прямых свидетельств и ряда предпосылок, предложить гипотезу развития исторических событий, касающихся последних 10–15 тысячелетий в истории человеческой цивилизации, включая катастрофическое событие, отбросившее развитие человечества более чем на 10 тысяч лет назад. По мнению автора, такая гипотеза могла бы помочь более целенаправленно провести ряд археологических и исторических исследований и, либо подтвердить данную гипотезу, либо наоборот — разобрать ее «по косточкам», и сформировать другую, более аргументированную гипотезу.

Все материалы и фотографии для гипотезы взяты автором исключительно из открытых источников в сети Интернет. Всякого рода информация об инопланетянах, НЛО, вмешательстве «неведомых сил» и т. д., не рассматривалась, так как, по мнению автора, эта «информация» является фейками, цель которых - отвлечь внимание исследователей от объективного и научного анализа событий и фактов, имевших место в далеком прошлом.

В основу предлагаемой для обсуждения гипотезы положены следующие предпосылки:

— отсутствие на Земле космических пришельцев во все времена. Все необъяснимые и таинственные явления имеют земное происхождение и просто ждут своего научного объяснения. Часть таинственных явлений является обычным идеологическим шарлатанством. В мифах майя «боги», недовольные слишком умными и пытливыми людьми, застлали их глаза туманом, чтобы люди видели все только перед собой. Так появились загадочные и необъяснимые явления. Как пример научного подхода к загадочным явлениям, в [17] дается простое и понятное объяснение такому загадочному явлению, как образование пирамидальных гор. Такие горы встречаются в различных районах Земли, а также пирамидальные горные образования имеются на Марсе, Луне и Плутоне. Причина образования пирамидальных горных образований заключается в комбинированном воздействии Солнца и ветра в определенных участках планет. Характерным примером этому служит пирамидальный камень на Марсе (рис. 76), обнаруженный американским марсоходом «Кьюриосити». Еще одним примером научного подхода к загадочным явлениям является объяснение происхождения фигурок золотых «самолетиков» (рис. 77). Золотые фигурки были найдены в XIX веке в захоронениях индейских вождей и их возраст составляет около 500 лет до н. э.

В настоящее время большая часть золотых фигурок находится в Музее Золота при колумбийском Национальном банке в Боготе. Модели самолетов, сделанные по подобию двух золотых фигурок в 1996 году немецкими авиамоделистами и инженерами, показали хорошие летные качества. Более того, при

продувке одной из золотых фигурок в аэродинамической трубе выяснилось, что ее форма идеально подходит для сверхзвуковых скоростей (то есть, для движения в плотной среде). В этой связи, отдельными специалистами стали высказываться гипотезы о существовании в древности реактивной авиации. Но, по мнению автора, золотые фигурки являются лишь копиями, с определенными элементами фантазии их изготовителей, летающих рыб (рис. 78).

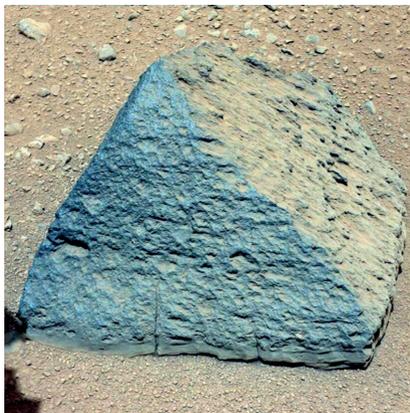


Рис. 76. Пирамидальный камень на Марсе, как результат комбинированного воздействия Солнца и ветра



Рис. 77. Коллекция фигурок золотых «самолетиков». Колумбия

Летающая рыба неплохо летает и её форма идеально приспособлена для движения в плотной среде — воде. Поэтому нет ничего удивительного в том, что форма одной из золотых фигурок показала очень хорошие результаты по обтекаемости при испытании в аэродинамической трубе. Увы, но реактивной авиации, как и авиации вообще, в древности не было. Возможно, что в

древнем государстве только начинали осознавать возможности подъемной силы крыла самолета и проводили испытания. Об этом может свидетельствовать наличие древней каменной взлетно-посадочной полосы длиной 3,6 км в Гамбии (рис. 117). Но основным средством воздухоплавания в древнем государстве являлись дирижабли и, возможно, воздушные шары, но об этом чуть позже;

— большинство существующих у разных народов мифов и легенд основываются на достоверных событиях, но информация, содержащая в них, должна тщательно фильтроваться. Так в русских народных сказках повествуется о сером волке, который принес «мертвой» и «живой» воды для оживления Иван-царевича. Достоверным является лишь то, что авторы этой сказки слышали о Манасаровар (пресное «озеро жизни») и Ланга-Цо (солончатое «озеро смерти»), которые находятся в 30 км от священной пирамидальной горы Кайлас в Тибете;

— накопленный профессиональными археологами и исследователями-энтузиастами значительный по объему материал, лишь частично описанный и по-своему интерпретированный в многочисленных книгах и фильмах известного швейцарского ученого Эриха фон Дэникена, а также российского сторонника альтернативной истории А. Складова, свидетельствует о существовании в древности высокоразвитого государства, а также о сходстве в истоках культуры древнего Китая и древних государств Центральной и Южной Америки (соотнесенные с частями света, пять элементов в Китае и пять деревьев у майя; схожие календари и астрономические знания, и др.);



Рис. 78. Летаящая рыба — прообраз золотых «самолетиков»

— упоминаемые в мифах и легендах разных народов белокожие светло-волосые и голубоглазые «боги», являлись представителями древнего высокоразвитого государства. Конечно, к «богам» относилось не все население высокоразвитого древнего государства, а только его высокообразованная часть — своего рода «каста». «Боги», используя свои технологии, правили в своем государстве и покоряли соседние территории, то есть вели себя так же, как и все остальное население планеты того времени;

— для идеологической обработки собственного населения и населения покоренных территорий в древнем высокоразвитом государстве «богами» использовались культовые сооружения [17], с различными технологическими спецэффектами. Например, вогнутости граней пирамиды Хеопса позволяли в дни весеннего и осеннего равноденствия, при восходе и закате солнца, получать эффектные тени на южной и северной гранях пирамиды (рис. 79). Технологические эффекты являлись своего рода «военным парадом» — демонстрацией могущества «богов» для специально собранных представителей населения своего государства и населения покоренных (колонизированных) территорий;

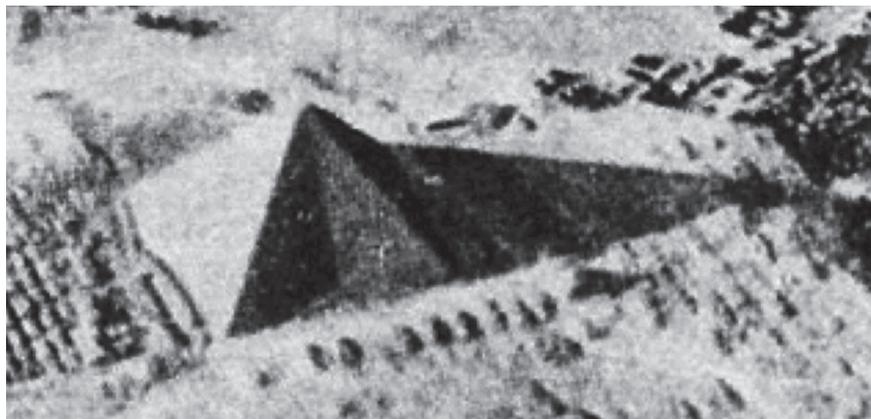


Рис. 79. Тени на грани пирамиды Хеопса в день весеннего равноденствия

— имеющиеся у «богов» технологии постоянно совершенствовались и строго охранялись, так как они позволяли «богам» править миром. На основании пока косвенных доказательств, к важнейшим технологиям «богов» следует отнести: использование дирижаблей для воздухоплавания и транспортировки грузов; развитую металлургию, позволяющую получать инструменты из сверхпрочных сплавов для работы с каменными материалами; электричество и радиосвязь; развитую медицину и сельское хозяйство.

Возможно, что их лабораторная база, производство силовых установок, воздушных и наземных транспортных средств и различного металлургического оборудования находились в одном, недоступном для других людей, месте. Внезапная гибель древнего высокоразвитого государства вследствие катастрофического события привела к необратимой потере имеющихся древних технологий (например, оригинальной, с использованием нано-волокон углерода, а не приблизительно копируемой технологии получения так называемой «дамасской» стали);

— подражание «богам» представителями всех последующих поколений по всему миру, после трагического исчезновения древнего высокоразвитого государства. Знаменитый швейцарский ученый Эрих фон Дэникен в фильме «Воспоминания о будущем» (1970 г.) очень наглядно показал, что происходит с представителями отсталого, в технологическом плане, населения планеты, получающего продуктовую, медицинскую и другую помощь от представителей более высокоразвитой цивилизации («богов»), когда «боги» внезапно исчезают. Речь идет об островах в Тихом океане, населенных аборигенами, на которых во время второй мировой войны американцами создавались военные базы и аэродромы. Как уже было сказано выше, аборигенам оказывалась продовольственная, медицинская и другая помощь со стороны американцев. После окончания войны американцы покинули эти острова. Что сделали аборигены? Они построили из бамбука и соломы макеты самолетов и совершали жертвоприношения в надежде, что «боги» еще вернуться. Нечто подобное происходило по всей планете после исчезновения древнего высокоразвитого государства примерно 10 тысяч лет назад. Без понимания технологической сущности объектов, в Египте строились достаточно примитивные мастабы и пирамиды (часто на остатках уже существующих сооружений), примерно тоже происходило с каменными сооружениями и пирамидами Центральной и Южной Америки и Китая. По мнению Эриха фон Дэникена и А. Склярера, на плато Наска в Перу в подражание уже существующим функциональным высокотехнологичным дорогам (Наска, по мнению автора данной книги, являлась перевалочной базой для сырья, отправляемого из Америки в Средиземноморье) создавались примитивные полосы, а также фигуры животных и насекомых. Всё это примитивное подражание крайне запутывает современных ученых и исследователей, и не позволяет им получить адекватные ответы на многие вопросы. В подражание «богам» (на дирижаблях), имеющих шлемы с антеннами для радиосвязи (рис. 109–111) и оружие в руках, в более поздние времена цари и короли различных государств стали носить на головах короны, а в руках скипетры и державы (рис. 113) как символ «божественной» власти.

Местоположение древнего высокоразвитого государства

В мифах Китая белокожие светловолосые и голубоглазые «боги» прилетали откуда-то, а затем улетали на металлических огнедышащих драконах, а в мифах Австралии, Центральной и Южной Америки белокожие светловолосые и голубоглазые «боги» спускались с небес. Сразу отбрасываем Антарктиду, следовательно, высокоразвитое государство могло находиться в Европе, Индии, или (и) Африке. Больше всего следов присутствия такого государства имеется в средиземноморье, Индии, Египте и близлежащих странах. Напрашивается вывод об огромном государстве на территории «от Ливии до Геракловых столбов (океанское побережье Гибралтарского пролива), до Египта, и Европа до Тиррении (Италии)». Это описание местоположения мифической Атлантиды в трудах «Критий» и «Тимей» Платона.

Технические средства древнего высокоразвитого государства

С технологической точки зрения древнее государство значительно превосходило уровень развития окружающих народов и использовало имеющиеся технологии для колонизации этих народов. Исходя из имеющейся информации, можно сделать вывод, что подъемная сила крыла самолета «богам» была неизвестна, но они владели воздухоплаванием — использовали дирижабли или (и) воздушные шары. Конструкция дирижаблей-виман достаточно подробно описана в древнеиндийских «Ведах» (рис. 80). Колеса дирижаблей, по всей видимости, выполняли роль амортизаторов при посадке на специальные подготовленные площадки на земле (рис. 94) или на плоские вершины пирамид (рис. 103). Следует признать, что конструкция дирижаблей-виман является более продуманной по сравнению с конструкцией современных дирижаблей. Для современных дирижаблей необходимо устраивать причальную мачту, транспортировка дирижаблей на земле осуществляется с использованием наземного транспорта. Для дирижаблей-виман все эти вопросы решаются за счет легкой платформы и колес-амортизаторов. Система горизонтальных и вертикальных винтов позволяет дирижаблям перемещаться в любом направлении как в воздухе, так и на земле. Грузоподъемность дирижаблей ничем не ограничена (больше легкого газа — больше грузоподъемность).

дирижабля и другие детали. Более тринадцати тысяч лет назад дирижабль потерпел аварию и упал в водоем или болото. На горе мы видим то, что от него сохранилось. Если дирижабль имел на борту балласт в виде каменных шаров, то на горе они или находятся внизу среди обломков камней, или должны обнаружиться со временем.

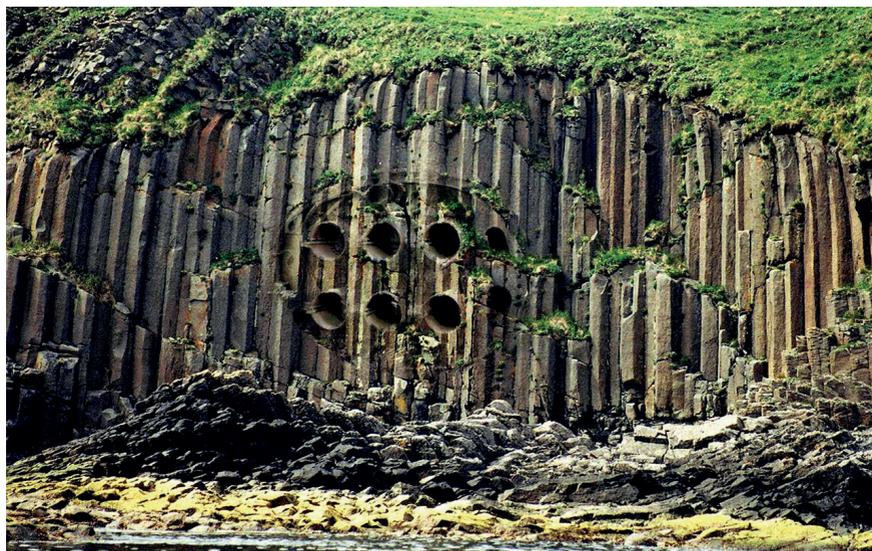


Рис. 81. Загадочные металлические трубы на горе Байгунишань. Китай

Необходимо отметить, что древние наскальные изображения дирижаблей-виман имеются в Австралии (рис. 82) и на Алтае (рис. 83).



Рис. 82. Древний наскальный рисунок. Австралия

Количество колес-амортизаторов (десять или одиннадцать) у дирижабля-виманы на рис. 80 и количество колес (восемь или девять) у дирижабля на наскальном рисунке в Австралии (рис. 82) не совпадает, но достаточно близкое.



Рис. 83. Древний наскальный рисунок. Калбыш Таш, Алтай

Древние ритуальные каменные сооружения — ступы в Индии (рис. 84), а возможно, и ступенчатые сооружения предшественников майя, это, вероятно, искаженная в воспоминаниях форма верхней части дирижаблей (подражание объектам «богов»). «Зонтик» в верхней части ступы выглядит довольно нелепо, но если это искаженное изображение винта, то все становится понятным.



Рис. 84. Каменная ступа в Санчи. Индия

Если исходить из мифов Китая, в которых «боги» прилетали откуда-то, а затем улетали на металлических огнедышащих драконах, то можно предположить, что «богами» выполнялась стилизация дирижаблей или воздушных шаров под драконов (рис. 85) — к дирижаблям приделывались драконьи головы с огнеметами в пасти драконов (и оружие и средство устрашения).

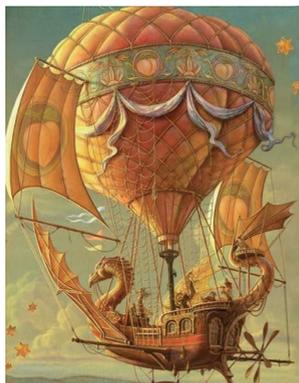


Рис. 85. Вариант воздушного шара стилизованного под дракона

О том, как выглядели воздухоплаватели на дирижаблях, можно судить по скульптурному изображению (рис. 86) на древнем Кафедральном соборе Пресвятой Девы Марии в городе Саламанки в Испании. Священники собора утверждают, что скульптура находится на своем месте, как минимум, с XIX века, поскольку есть гравюра с его изображением. Сама скульптура была срисована с некоего существа, о встрече с которым подтверждает старая рукопись монастыря. Скептики утверждают, что изображена фигура космонавта, забывая, что у космонавта лицо закрыто защитным стеклом и имеются кислородные баллоны.



Рис. 86. Изображение воздухоплателя (с ремнями безопасности и переговорным устройством) в соборе Саламанки. Испания.

На рис. 87 показан знаменитый таинственный Меридитский камень, найденный в 1872 году в городе Мередит, США. Изготовленная из кварцита голова с таким же открытым шлемом с круглыми наушниками, как и у воздухоплавателя на рис. 86. Интересно, что один наушник плоский, а другой наушник имеет усложненное строение. Возможно, для регулировки звука.



Рис. 87. Меридитский камень — голова в шлеме с наушниками

При использовании дирижаблей «боги» могли иметь неплохие географические знания — знать о существовании Америки, Австралии и Антарктиды. И не только знать, но и осваивать эти континенты. Это является объяснением наличия подробных древних географических карт с нанесенными на них материками (рис. 88).



Рис. 88. Древняя географическая карта с нанесенными на ней материками

Известно, что раньше Антарктида не имела ледяного покрова. Это и отражено на древних картах, которые поражают ученых своей точностью. Современные историки до сих пор не могут объяснить, как древним картографам удавалось создавать такие карты.

Использование дирижаблей позволяет объяснить, как перемещались на большие расстояния каменные блоки весом в несколько десятков тонн при строительстве пирамид и других каменных сооружений. С помощью дирижаблей мог быть построен знаменитый Адамов «мост», а точнее — дамба, протяженностью 48 км между Индией и Шри-Ланкой (рис. 89). Дамба выложена из каменных валунов правильной формы размером $1,5 \times 2,5$ метра. Под валунами находится слой песка толщиной от 3 до 5 метров. Ниже снова камень. Ширина дамбы колеблется в пределах примерно от 1,5 до 4 километров. Наиболее правдоподобным назначением этого сооружения является защита побережья от цунами, периодически возникающими в Бенгальском заливе. Ученые называют разные сроки строительства дамбы, наиболее правдоподобный срок — около 20 тысяч лет назад.



Рис. 89. Адамов «мост» между Индией и Шри-Ланкой. Вид из космоса

В мифах Китая один из сыновей дракона по имени Биси любил переносить тяжести (рис. 90). И еще, по преданиям многих народов, драконы очень любили молодых красивых женщин. Ну, тут удивляться нечему, ведь драконами-дирижаблями управляли молодые мужчины, находящиеся, как правило, в длительной командировке.



Рис. 90. Китай. Биси — сын дракона. Любил носить тяжести

Этапы работ, предшествующие подъему камней дирижаблем с использованием тросов, отчетливо продемонстрированы на нескольких подготовленных к транспортировке камней на горе Воттоваара и горе Кивакка в Карелии (рис. 91–92).



Рис. 91. Камень, подготовленный для вертикального подъема и последующей транспортировки дирижаблем, на горе Воттоваара в Карелии. Россия



Рис. 92. Камень, подготовленный для вертикального подъема и последующей транспортировки дирижаблем, на горе Кивакка в Карелии. Россия

Кроме того, на горе Воттоваар встречаются многочисленные многотонные каменные глыбы, как будто разрезанные огромной циркулярной пилой или лазером — срез абсолютно ровный (рис. 93). По всей видимости, здесь же на горе была построена каменная площадка для посадки, взлета и стоянки дирижаблей (рис. 94). На Кольском полуострове в начале прошлого века были обнаружены две каменные пирамиды, а в начале нынешнего века краеведом И. Н. Мочаловым были обнаружены многочисленные древние каменные дороги (так называемый «Кольский перекресток») и остатки каменных построек. Возможно, что для постройки пирамид использовался камень с горы Воттоваара, перевозимый дирижаблями. Это довольно легко определить, сравнив химический состав камней пирамид и камней горы Воттоваара.

Из вышеизложенного напрашивается вывод об существовании определенной древней инфраструктуры на Кольском полуострове и Карелии, включающей дороги и постройки, карьеры и площадки для дирижаблей, а также пирамиды. Краевед И. Н. Мочалов обратил внимание на интересный факт, что каменные дороги иногда неожиданно обрываются. Это может означать только одно — груз, перемещаемый по дороге, дальше перемещается по воздуху на дирижабле! Таким грузом мог быть металл или ценное сырье с рудника, которые отправлялись на дальнейшую переработку. Подобные дороги «в никуда» имеются и на плато Наска в Перу. Вероятно, плато Наска являлось перевалочным пунктом для металлов и сырья, добываемого в Южной Америке и отправляемого на дирижаблях в Атлантиду.

На другом конце земли такое же назначение мог иметь древний «аэропорт» Юндум в Гамбии (рис. 117). Очень интересным является вопрос о том, с какой целью были построены пирамиды на безлюдном Кольском полуострове, но об этом чуть позже, при рассмотрении дополнительных фактов в пользу предлагаемой гипотезы о существовании древнего высокоразвитого государства.



Рис. 93. Разрезанная каменная глыба на горе Воттоваар



Рис. 94. Частично разрушенная каменная площадка для посадки, взлета и стоянки дирижаблей на горе Воттоваар

А это (рис. 95) гранитный валун под названием «Разбитое сердце», который находится в лесу Южного Урала в полукилометре от санатория «Кисегач». Валун длиной около трёх метров и высотой около двух метров разрезан почти идеально ровно неизвестными резчиками. Если исходить из существующей древней инфраструктуры на Кольском полуострове и Карелии, то если есть разрезанный валун, то где-то в окрестностях должна быть и каменная пирамида. Такая пирамида обнаружена в Приполярном Урале (рис. 96), а на рис. 97 у подножия этой пирамиды заметны каменные блоки довольно правильной формы.



Рис. 95. Разрезанный гранитный валун на Южном Урале



Рис. 96. Пирамида на севере Урала



Рис. 97. Каменные блоки правильной формы у подножия уральской пирамиды

Так как на Урале обнаружено множество остатков древних разработанных месторождений металлов (которые по непонятным причинам относят к III–IV тысячелетиям до н.э.), то осталось обнаружить только каменные дороги и постройки, а также посадочные площадки для дирижаблей. По-видимому, одна из таких посадочных площадок для грузовых дирижаблей находится в древнем карьере «Старая Линза» в поселке Шабрах недалеко от Екатеринбурга, где добывался тальк (рис. 98–99).



Рис. 98. Карьер «Старая Линза» в поселке Шабрах

Считается, что добывать тальк в карьере кустарным способом стали в 1880 году. Но достаточно посмотреть на карьер (рис. 98), чтобы понять, что ни о какой кустарной добыче талька речи быть не может. На крутых стенках карьера вертикальными и горизонтальными распилами размечены блоки талька для последующей добычи. Подъем блоков талька мог осуществляться только в вертикальном направлении дирижаблями, так как никаких дорог и серпантин карьер не имеет. Для посадки и взлета дирижаблей на дне карьера была выполнена специальная площадка из каменных плит (рис. 99). Достаточно примитивная техника, которая находилась на дне карьера с советских времен, работу по добыче блоков талька выполнить просто не могла. В настоящее время карьер «Старая Линза» затоплен.



Рис. 99. Участок дна карьера «Старая Линза» с уложенными каменными плитами

Следует заметить, что многие горные образования правильной пирамидальной формы могут являться не технологичными пирамидами, а просто отвалами породы (терриконами) при добыче полезных ископаемых в древнем государстве.

Как следует из трудов Платона, атланты занимались орошением полей с помощью каналов, строили морские суда, обрабатывали металлы: медь, олово, бронзу, золото и серебро, они умели делать редкие сплавы металлов. Руда для производства металлов и производство металлов могли, соответственно, добываться и производиться в разных регионах, а в Атлантиду отправлялся уже готовый металл. Свидетельством этому могут являться, так называемые «чульпы» или башни из мегалитической кладки (кладка,

выполняемая без раствора из тщательно подогнанных друг к другу камней) с сырьем внутри (рис. 100), несколько десятков которых находится в Перу, в том числе и в археологическом комплексе Маукальякта (рис. 101) в провинции Эспинар в Перу.



*Рис. 100. Башня из мегалитической кладки.
Предположительно, древняя доменная печь. Перу*



Рис. 101. Технологический комплекс Маукальякта в провинции Эспинар. Перу.

Сырье для производства металлов и производство металлов могли добываться и производиться по всему миру, в том числе на Урале и в Сибири. Однако, окончательная обработка металла и получение сплавов выполнялись непосредственно в Атлантиде. О качестве металла древних металлургов можно судить по железной колонне (рис. 102), установленной в столице Индии Дели. Время изготовления колонны неизвестно. Колонна состоит почти из чистого железа (99,72 %) и содержит лишь незначительные примеси углерода, серы и фосфора. Этим объясняется ее долговечность и антикоррозийность. Есть легенда, что атланты умели выращивать кристаллы и у них был необычный кристалл, который обеспечивал их энергией и защищал страну от нападений врагов. То есть кристалл являлся грозным оружием и мог вырабатывать энергию. Может что-то вроде неизвестной нам лазерной технологии?



Рис. 102. Колонна из чистого железа. Дели. Индия

Политика «богов» в отношении отсталого в технологическом отношении населения отдельных регионов

По-видимому именно представители древнего высокоразвитого государства являются причиной всех мифов и легенд в Китае и Центральной и Южной Америке о добрых белокожих светловолосых и голубоглазых «богах», спустившихся с небес. Исходя из имеющейся в мифах Китая информации, можно предположить, что в отношении отсталого в технологическом отношении населения отдельных регионов «богами» проводилась достаточно мудрая политика колонизации. Эта политика заключалась не в применении грубой силы, а в демонстрации своего могущества техническими средствами. В частности, «богами» был осуществлен план десантирования своих представителей в Северном Китае, с целью колонизации огромных территорий и управления над многочисленным населением за счет передачи определенного ограниченного объема знаний и технологий населению этого региона.

По мифам, в Китае «боги» правили достаточный срок для того, чтобы создать инфраструктуру для парковки дирижаблей — пирамиды с плоской вершиной и лестницами (рис. 103), остроконечные пирамиды для радиосвязи, разведать и начать добычу полезных ископаемых, передать имеющиеся у «богов» знания и технологии коренному населению Китая того времени, а также оставить множество потомков, ведь китайцы считают себя детьми драконов.

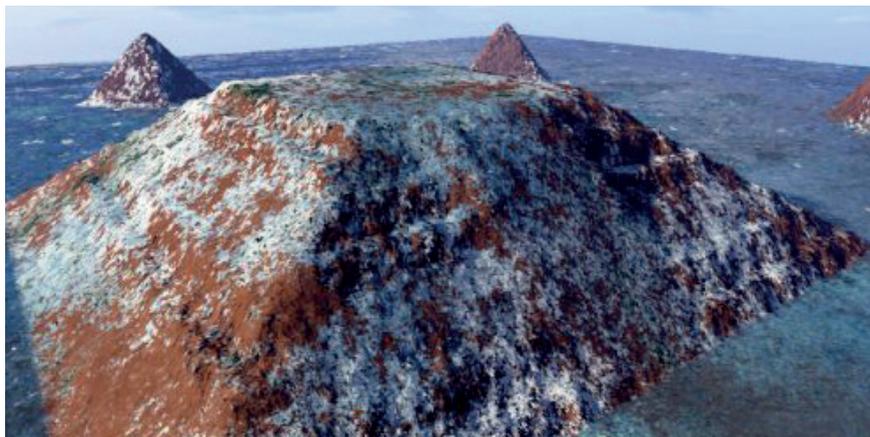


Рис. 103. Китайская пирамида с плоской вершиной, которая, по мнению автора, служила для парковки и сохранности дирижаблей, а также выполняла ритуальные функции

А теперь вспомните, сколько всего было изобретено в Китае, начиная от бумаги, книгопечатания, шелка, пороха и всяких других вещей. Какая еще страна может похвастаться такими достижениями?

Мудрая политика колонизации «богами» также могла проводиться в Индии и Америке. Последние исследования ученых показывают, что примерно 10 тысяч лет назад крупными центрами развития сельского хозяйства являлись Мезоамерика и Амазония, Анды, междуречье Тигра и Евфрата, долина реки Хуанхэ в Китае.

Катастрофическое событие в древнем высокоразвитом государстве

Если считать, что Атлантида и является древним высокоразвитым государством, то причиной его гибели является затопление Средиземноморья. Почему ученые древнего государства не смогли спрогнозировать катастрофу? Ряд современных ученых считает, что за свою историю Гибралтарский пролив неоднократно открывался и перекрывался вследствие землетрясений. Косвенно это подтверждается обитанием на скале Гибралтар небольшого количества берберийских макаков (рис. 104), в то время как основным местом их обитания являются Атласские горы (Марокко, Алжир и Тунис) на противоположной стороне Гибралтарского пролива.



Рис. 104. Берберийские макаки на скале Гибралтар

Еще одним косвенным доказательством может служить то, что на карте распространения цвета глаз людей в Европе (рис. 105) хорошо заметно, что Гибралтарский пролив «разрывает» синеглазую полосу. В древности количество голубоглазых людей по обе стороны Гибралтарского пролива могло быть значительно больше, так как по имеющимся сведениям количество голубоглазых людей с течением времени уменьшается.

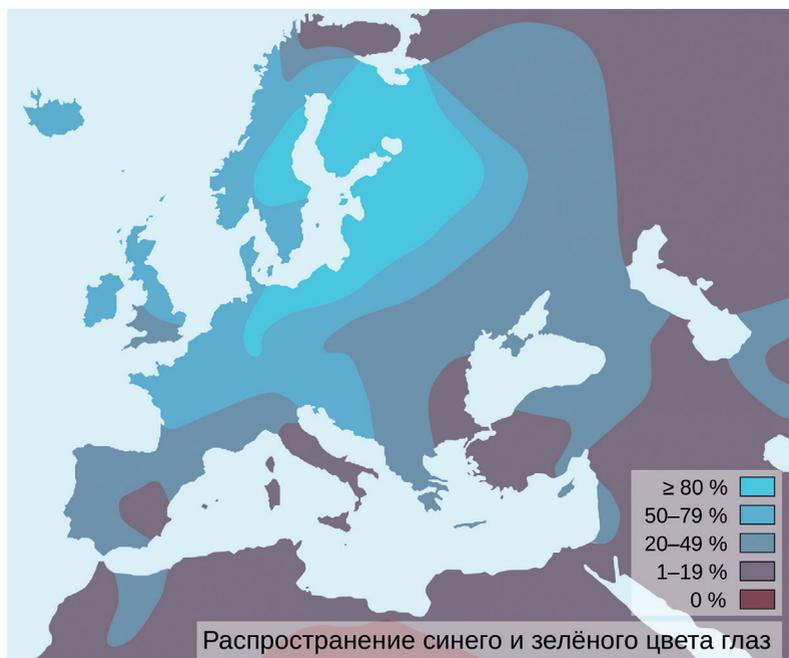


Рис. 105. Карта распространения людей с голубыми глазами в Европе

Гибралтарский пролив мог быть перекрыт вследствие землетрясений. Закрытие Гибралтарского пролива привело с течением времени к некоторому уменьшению водного бассейна Средиземного моря. Освободившие побережья моря были заселены представителями древнего высокоразвитого государства. Очередное землетрясение могло привести к разрушению перемычки Гибралтарского пролива у Геркулесовых столбов (рис. 106) и затоплению огромных территорий водами Атлантического океана. Так, по образцам ледяных кернов, полученных станцией «Восток» в Антарктиде, видно, что примерно 14–15 тыс. лет назад количество пыли в Антарктиде увеличилось в сотни раз, что может свидетельствовать об интенсивной вулканической деятельности и землетрясениях на материках. Косвенным

подтверждением данной теории является то, что сказано Платоном в его трудах: «Потом... были землетрясения и потопа необычайной разрушительной силы, и в один ужасный день и одну ночь все ваши воины были поглощены землей, и остров Атлантида тоже был поглощен морем и исчез». Слово «остров» в данном случае может относиться только к части территории Атлантиды. Интересно, что в 1997 российский ученый — член Географического общества В. Кудрявцев высказал гипотезу о том, что Атлантида предстает не островом, а частью Европейского континента, считая, что в древнеегипетском языке не было отдельных слов для передачи понятий «земля» и «остров».

Нельзя исключать вариант с наличием искусственной дамбы в Гибралтарском проливе у Геркулесовых столбов (рис. 106). Дамба могла быть возведена для предотвращения подтопления средиземноморских территорий водами Атлантического океана при таянии ледников в конце ледникового периода (примерно 13–15 тысяч лет назад). Для древнего высокоразвитого государства это было вполне осуществимо, так как ширина Гибралтарского пролива составляет около 14 км, в то время как искусственный Адамов «мост» или, точнее, дамба (рис. 89) имеет протяженность около 48 км. От



Рис. 106. Вид на Гибралтарский пролив из космоса

разрушенной дамбы на побережье Гибралтарского пролива должны были остаться многочисленные камни довольно правильной формы. Интересно, что в Черном море под толщей воды на глубине 150–200 метров находится значительное скопление растворенного в воде сероводорода. По одной из гипотез ученых сероводород мог образоваться при разложении тел погибших людей и животных при потопе. Если на побережье древнего Черного моря имелись емкости с водородом (для дирижаблей) и склады сырья, содержащие сульфид алюминия (для производства алюминия), то при затоплении в результате химической реакции этих компонентов мог также образовываться сероводород. Очевидно, что эти вопросы могут являться темой будущих исследований историков и археологов.

Вариант с искусственной дамбой у Геркулесовых столбов, в чем то аналогичен проекту немецкого архитектора Германа Зёргеля, который в 1920-х годах предложил проект «Атлантропа», с идеей перегородить Гибралтарский пролив гидроэлектрической плотиной, а второй плотиной, поменьше, перекрыть Дарданеллы. Реализации проекта «Атлантропа», как известно, помешали приход в Германии к власти А. Гитлера и Вторая мировая война. После окончания войны Г. Зёргель продолжал пропагандировать свой проект, но в 1952 году был сбит неизвестной машиной.

К вышеизложенному следует добавить еще то, что известный английский писатель Герберт Уэллс, изучая исторические документы и археологические свидетельства, считал, что приблизительно в XV–X тысячелетиях до н. э. Средиземноморье было затоплено водами Атлантического океана. В своей книге «Очерки истории цивилизации» (1920 г.) он писал следующее: «... тогда на месте, где теперь плещутся голубые воды Средиземного моря, в те далекие времена существовали значительные пространства суши, причем с очень благоприятным климатом. Нам не известно, как далеко от нас отстоит то время, когда океанические воды снова вернулись в Средиземноморский бассейн. Определенно эти земли, эти леса и долины, оказавшиеся под водой, были заселены людьми, предположительно относившимися к азильской культуре».

Изучив карту рельефа дна Гибралтарского пролива, мы обнаружили гигантскую котловину, которая начинается на средиземноморском дне, проходит через пролив и на некотором расстоянии от Гибралтара врезается в атлантический шельф. Эта котловина, или подводная долина, вероятно, является результатом работы вливавшихся вод океана уже в заключительный период затопления Средиземноморской долины. Затопление Средиземноморья, случившееся, по нашей приблизительной хронологии, где-то между XV и X тысячелетиями до н. э., было одним из самых судьбоносных событий в предыстории нашего мира».

По мифам Китая за «богами»-десантниками прилетел железный дракон и всех их забрал. Отсюда и все мифы и легенды о добрых «богах» и драконах в Китае, а также Центральной и Южной Америке. В Европе драконы-дирижабли использовались «богами» для покорения соседних территорий, поэтому в мифах Европы и драконы — злые, сжигающие селения и посевы.

Исчезновение древнего высокоразвитого государства

Для определения периода времени, когда исчезло древнее высокоразвитое государство, следует сопоставить все имеющиеся на сегодняшний день следующие данные:

— по утверждению Платона в работах «Критий» и «Тимей» Атлантида погибла около 9340 лет до н. э.;

— из графика концентрации пыли в атмосфере Земли по керну станции «Восток» в Антарктиде следует, что 11973 года назад (примерно 10000 лет до н. э.) концентрации пыли в атмосфере имела один из минимумов, что соответствует мощным дождевым потокам, причиной которых могло быть наводнение в Европе;

— в Индии множество мифов, один из таких, город Дварака, в котором жил бог Кришна. Изучая около 3-х лет обнаруженный подводный город в Аравийском море у побережья Индии (рис. 107) и обнаружив значительное



Рис. 107. Затопленный город Дварака. Индия

количество артефактов, огромных монолитных статуй и многое другое, ученые пришли к выводу, что затопленный город является тем самым, мифическим городом Дварака. После изучения костей и других артефактов, специалисты разных стран пришли к выводу, что город примерно 7500 лет до н. э. был разрушен цунами и затоплен;

— имеется несколько гипотез относительно источника сероводорода под толщей воды в Черном море. Согласно одной из них, 7500 тысяч лет назад на месте Черного моря было огромное пресноводное озеро, образованное в конце Ледникового периода. Произошедшее впоследствии затопление озера сопровождалось гибелью всего живого, продуктом разложения чего и стал сероводород;

— последними исследованиями, с использованием спутниковой съемки, установлено, что пирамиды в долине Гиза в Египте, часть пирамид Северного Китая и Гватемалы сориентированы почти строго по четырем сторонам света. С учетом прецессии оси Земли эти пирамиды должны были быть построены или совсем недавно, что исключено, или примерно 13 тысяч лет назад (11 тысяч лет до н. э.);

— вследствие затопления Средиземноморья остатки населения древнего государства были вынуждены мигрировать с затопленных территорий и, в это время, появляются первые следы людей в северных странах: около 10000 лет до н. э. были заселены территории современных Норвегии и Швеции, а примерно 8500 лет до н. э. появились первые люди на территории нынешней Финляндии («земли болот»).

С учетом вышеизложенного приблизительный интервал времени исчезновения древнего высокоразвитого государства по имеющимся на сегодняшний день данным составляет 7500 – 11000 лет до н. э.

Дополнительные факты в подтверждение гипотезы

1) «Боги» на дирижаблях должны были иметь теплые плотные шлемы и одежду, а также возможность переговариваться между собой с помощью переговорных устройств и наушников (рис. 86 – 87). Возможно, что для дальней радиосвязи воздухоплаватели использовали шлемы с большим количеством антенн, позволяющими переключаться на разные диапазоны радиоволн. Поэтому по всему миру имеются наскальные рисунки или каменные барельефы людей в круглых шлемах, от которых во все стороны идут своеобразные отростки (рис. 108 – 109). Рисунок человека в шлеме с антеннами

имеется на плато Наска в Перу (рис. 110). Очень детально воздухоплаватели в шлемах с антеннами показаны на наскальном рисунке в Италии (рис. 111). Шлему с антеннами в дальнейшем подражали все фараоны в Египте, императоры и цари в Европе, а также вожди американских индейцев — иметь на голове корону (или нечто подобное) или головной убор из перьев.



Рис. 108. Вонджины. Наскальная роспись. Кимберли, Австралия



Рис. 109. Воздухоплаватель в шлеме с антеннами на Вратах Солнца в Тиауанако. Перу



Рис. 110. Рисунок воздухоплавателя в шлеме с антеннами (и в защитных очках) на плато Наска в Перу



Рис. 111. Наскальное изображение в Валкамоники (Италии). Выполнено примерно 10 тысяч лет назад

Пирамиды, построенные в древнем государстве (ориентированные почти строго по частям света в отличие от пирамид, построенных позже), кроме ритуального назначения могли использоваться и в качестве радиостанций, передающих метеосводки. Наличие радиосвязи позволяет объяснить, почему на Земле так много пирамид, в том числе и в таких безлюдных местах, как Кольский полуостров или Аляска. Интересен тот факт, что на Аляске в 2011 г. на перевале Ховарда была построена метеорологическая станция, после чего там же были обнаружены несколько пирамид и остатки каменных построек, возраст которых составляет около 11 тыс. лет. По-видимому,

«боги» выбирали для своих метеостанций те же места, что и современные метеорологи! Для передачи метеосводок по радиосвязи пирамиды могли быть построены даже в Антарктиде (рис. 112), климат которой 10 тыс. лет назад был значительно теплее.



Рис. 112. Существующее пирамидальное образование в Антарктиде

В связи с вышеизложенным можно предположить, что «ритуальные» камеры внутри пирамид являлись техническими помещениями с радиоаппаратурой, саркофаги предназначались для хранения элементов питания (батарей или аккумуляторов), а «вентиляционные» каналы являлись волноводами. Небольшие размеры волноводов (20 – 25 см) в пирамидах усиливали высокочастотные волны вследствие явления дифракции (наложения) волн. В пирамиде Хеопса волноводы направлены в северном и южном направлениях. Северное направление волновода соответствует направлению на Средиземное море, а точнее на Крымский полуостров.

В Крыму, как известно, под землей обнаружено большое количество пирамид, срок строительства которых относят к XVI тысячелетию до н. э. Логично предположить, что комплексы пирамид в Крыму являлись принимающими информацию радиостанциями, а пирамиды, подобные пирамиде Хеопса, являлись радиостанциями, передающими важную для древнего государства информацию. Для древнего государства, имеющего большой воздушный (и морской) флот, такой важной информацией могла являться информация о погоде в различных регионах Земли (метеосводки). В Крыму информация о погоде собиралась, обрабатывалась и передавалась на дирижабли и корабли в различных частях света.

Следует отметить, что в египетских каменных мастабах также имеются наклонные каналы-волноводы, имеющие размеры поперечного сечения примерно 1×1 м. Диапазон радиоволн в мастабах мог отличаться от диапазона радиоволн в пирамидах.

2) Известный сторонник альтернативной истории А. Складов в своих работах часто обращал внимание на то, что представители древних людей часто подражали «богам», не понимая технологической сути объекта подражания. Так прообразом посоха и сумки фараонов в Египте, скипетра и державы царей и королей в Европе (рис. 113), где по мифам драконы, а значит и «боги», были злые, могло являться оружие «богов» в виде гладкого ствола, устроенного по принципу фейерверка, и пороховой гранаты (а возможно, просто сумки с дополнительным боекомплектом).

В Китае, где по мифам присутствовали добрые «боги» без демонстрации своего оружия, у императоров (рис. 114) скипетров (посохов) и державы (или сумки) не было. На голове китайские императоры носили не корону, а нечто, напоминающее защитную маску при резке камней или обработке металлов.



Рис. 113. Елизавета II в короне со скипетром и державой. Англия



Рис. 114. Первый китайский император Цинь Шихуанди без скипетра и державы, но в технологическом головном уборе

3) Наличие большого количества подземных каменных сооружений в Египте, а также скальных храмов в Индии и других соседних государствах можно объяснить жарким климатом и любовью «богов» к комфортным прохладным условиям жизни (кондиционеры, по-видимому, «богами» еще не были изобретены). Этим же можно объяснить и белый цвет кожи голубоглазых «богов», который отмечается во всех мифах и легендах Китая, Центральной и Южной Америки.

4) Да еще надо добавить, что все императоры, цари и короли считали, что их род идет от «богов». Наверное, они правы — ранее уже упоминалось, что драконами-дирижаблями управляли молодые мужчины, находящиеся в длительной командировке.

Где искать следы древнего высокоразвитого государства — Атлантиды

1) Очевидно, что большая часть построек этого древнего государства находится на глубине нескольких десятков метров под слоем ила, земли и камней, намывтым потоками воды при затоплении Средиземноморья (как пирамиды в Крыму). Современные европейцы просто ходят по Атлантиде.

2) Часть остатков построек находится в прибрежной зоне Средиземного и Черного морей, как например, затопленный город Дварака в Аравийском море у побережья Индии.

3) Имеются остатки разрушенных построек древнего государства и на поверхности земли (трилитон Баальбека в Ливане).

4) Многие существующие ритуальные или общественные сооружения (рис. 115) построены на основаниях или с использованием материалов разрушенных построек древнего государства.

5) Часть построек, водоводов и дорог, которые приписываются майя, ацтекам, египтянам, грекам и римлянам, а также немцам на Кольском полуострове, достались им в наследство от древнего государства. Надо только внимательнее присмотреться. Это же касается древних скальных храмов в Индии, в том числе и знаменитого храма Кайлаш в Эллоре (рис. 10).

6) Многочисленные остатки древних каменных сооружений имеются на Кольском полуострове, на Урале и в Сибири. Надо полагать, что это остатки технической инфраструктуры, связанной с добычей сырья для производства металлов, непосредственного производства металлов и его отправки в метрополию (Атлантиду).

7) Единственное известное уцелевшее до наших дней захоронение, которому приблизительно 11–12 тысяч лет, находится в Африке в Гвинее. Над захоронением находится 140-метровая статуя в виде женского полупрофиля из камня (рис. 116), высеченная прямо в гранитной скале.



Рис. 115. Императорский дворец в Японии, основанием которого служит древняя полигональная кладка



Рис. 116. 140-метровая статуя женщины над древним захоронением

Статуя над захоронением была обнаружена профессором Анжело Питонием, итальянским геологом, который руководил алмазными разработками в республике Сьерра-Леоне (Западная Африка). Тогда же он услышал легенду о принцессе, которая была наказана и превращена в камень. Ученый пошел по следам этой легенды и на границе с Мали увидел эту статую собственными глазами. Ему удалось сфотографировать её. Ученый уточнил, что загадочная гигантская статуя находится к северу от города Конакри близко к границе между Гвинеей и Мали. Статуя имеет высоту 140 метров, она сделана из гранита весьма твердой горной породы. Там же на месте Анжело Питоний исследовал у подножия горы сегменты камня и наслоения горного массива. И пришел к заключению, что статуе более 11000 – 12000 лет. Ещё более удивительное заключение сделали эксперты – лицо монумента не относится явно ни к европейскому, ни к африканскому типу. Оно напоминает черты коренных обитателей Америки и Азии. Анжело Питоний предположил, что её смогли сделать представители какой-то давно исчезнувшей цивилизации. Даже сегодня высечь такую статую из гранита — было бы очень трудной задачей!

Также ученый сообщил о пещерах в этом районе, где есть очень древние мумии, которые охраняются местными жителями. Важно то, что в этих захоронениях могут оказаться артефакты, содержащие бесценную информацию о древней высокоразвитой цивилизации. И вопрос заключается лишь в том, кто первый доберется до этих бесценных артефактов — ученые или «черные копатели». В последнем случае эти артефакты могут бесследно исчезнуть.

Интересно, что совсем недалеко, в соседнем государстве Гамбии, находится древняя взлетно-посадочная полоса, возраст которой не известен

(рис. 117). Полоса состоит из монолитных каменных плит, тщательно подогнанных друг к другу. При строительстве нового аэродрома Юндум оставалось только накатать на эти древние каменные плиты асфальт, нанести разметку, и получилась взлетно-посадочная полоса длиной 3 600 метров, способная принимать любые современные самолеты.



Рис. 117. Каменные плиты древней взлетно-посадочной полосы в Гамбии

8) В завершение интересная информация о том, что на планете имеется место, жители которого считают его остатками затонувшей Атлантиды. Это место — Фарерские острова (Дания). И есть все основания считать острова частью исчезнувшего древнего высокоразвитого государства. На островах имеются горы пирамидального очертания (рис. 118). Между поселениями



Рис. 118. Гора пирамидального очертания на Фарерах

через горы и даже между островами есть туннели, некоторые построены прямо под морем на глубине 150 метров (рис. 119). Всего на островах восемнадцать туннелей, два из них находятся под морем. Самый длинный туннель имеет протяженность 6 км.



Рис. 119. Один из туннелей на Фарерских островах

На островах есть озеро на краю скалы (рис. 120), которое находится выше уровня моря, что наводит на мысль о его искусственном происхождении. Пирамидальные горы, которые могли использоваться для радиосвязи, подземные и подводные туннели и возможное искусственное озеро-водохранилище



Рис. 120. Озеро Сорватсвагн на скале выше уровня океана

могут являться частями технологической инфраструктуры (например, для добычи полезных ископаемых) древнего государства. Остатки разработок полезных ископаемых и древние каменные постройки могли быть затоплены при подъеме уровня океана и находятся под водой у островов. На Фарерах исследователям работы — непочатый край!

P.S. Известный историк-альтернативщик А. Скляров говорил, что если факты противоречат теории, то надо менять теорию, а не факты.

Последние исследования ученых и археологов позволяют сделать вывод, что родиной человечества является не Африка, а Европа. За время существования человечества миграция людей из Европы с наступлением холодов, а затем с наступлением потепления, обратно в Европу, происходили не раз. С наступлением последнего ледникового периода наши древние предки мигрировали из Европы в более теплые Африку, Азию, Центральную и Южную Америку. Но часть наших предков осталась в Европе, найдя спасение от холодов в пещерах и используя огонь костров. Из-за недостатка солнечного света их глаза приобрели голубой цвет, а кожа стала белой. Это были будущие голубоглазые и белокожие «боги». Они поняли, что естественные пещеры можно углублять и обустраивать — они научились обрабатывать камень. Они нашли в пещерах сначала самородные металлы, а затем научились их добывать и плавить. Научились получать сверхпрочные сплавы металлов и, с помощью инструментов из этих сплавов, стали обрабатывать любой камень. Поэтому по всей планете находятся древние мегалитические каменные сооружения, подземные лабиринты, шахты и выработки полезных ископаемых. Намного опередив в развитии остальные территории, где благодаря теплomu климату люди продолжали жить за счет собирательства и охоты, голубоглазые белокожие люди стали управлять всей планетой. И если бы не катастрофическое событие, то современное человечество освоило бы уже все планеты Солнечной системы.

Предлагаемая гипотеза дает возможность многим археологам и историкам по новому взглянуть на имеющиеся материалы исследований и дополнить гипотезу или, наоборот, аргументированно разобрать гипотезу «по косточкам». Возможно, что в процессе такой работы появится новая и более аргументированная гипотеза о развитии человечества в древности. И это можно будет только приветствовать.

Привлечение внимания широкой общественности, историков, археологов и энтузиастов-исследователей к серьезному обсуждению вопроса о существовании древнего высокоразвитого государства должно положить конец всяким уфологическим и космическим фейкам о пришельцах на Земле.

Привлечение внимания инвесторов к древним каменным сооружениям в Крыму, на Кольском полуострове, на Урале и в Сибири может способствовать развитию туристического бизнеса в России, в том числе и международного, и созданию туристической инфраструктуры для посещения древних каменных сооружений.

Привлечение внимания инженеров к изучению древних утерянных технологий может способствовать новым технологическим открытиям и воссозданию утерянных технологий.

Древнее высокоразвитое государство (Атлантида) активно вело по всей планете разработку и добычу полезных ископаемых, в первую очередь таких драгоценных металлов, как платина, золото, серебро, а также вело добычу драгоценных камней. «Боги» были первыми на планете в этой сфере и они снимали «сливки», а последующим поколениям достались уже существующие частично или полностью разработанные месторождения в Африке, Центральной и Южной Америке, на Урале и других местах планеты. Очевидно, что на территории Атлантиды хранилось достаточно большое количество запасов драгоценных металлов и камней, используемых в промышленности и для изготовления украшений. Во время катастрофы эти богатства оказались или под водой, или под слоями камней, песка и ила. Для ученых и исследователей достаточно заманчивым является определение возможного места хранения этих драгоценностей, так как они, очевидно, хранились в центре управления государством.

Библиографический список

1. EN 1990. Eurocode 0: Basis of structural design.
2. EN 1991-1-3. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1–3: General actions: Snow loads.
3. EN 1991-1-4. Eurocode 1: Actions on structures. Part 1–4: General actions: Wind actions.
4. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1–1: General rules and rules for buildings.
5. EN 1996-1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций.
6. EN 1996-2. Еврокод 6. Проектные решения, выбор материалов и выполнение каменных конструкций.
7. EN 1996-3. Упрощенные методы расчета для неармированных каменных конструкций.
8. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 6: Проектирование каменных конструкций. Стандарт EN 1996-1-1 / Дж. Мортон; перевод с англ.; М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т»; науч. ред. пер. д-р техн. наук В. О. Алмазов. М.: МГСУ, 2013. — 220 с. (Серия «Издано в МГСУ: Еврокоды». Науч. ред. серии З. Г. Тер-Мартirosян) — ISBN 978-5-7264-0743-2.
9. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция. СНиП 2.01.07-85*; введен 2016-12-03. М., Минстрой РФ. 2016. — 85 с.
10. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция. СНиП II-22-81*; введен 2011-12-29. М., Минрегион РФ. 2012. — 82 с.
11. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81*). М., ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. 2010.
12. Каменные и армокаменные конструкции. Под ред. Л. П. Полякова. Киев, «Вища школа». 1980.
13. Яковлев С. К., Мысляева Я. И. Расчет железобетонных конструкций по Еврокоду EN 1992: в 2 ч.: учебно-методическое пособие/ Ч. 1: Изгибаемые и сжатые железобетонные элементы без предварительного напряжения. Определение снеговых, ветровых и крановых нагрузок. Сочетание воздействий. М., МГСУ, 2015. — 204 с.
14. Яковлев С. К., Мысляева Я. И. Расчет железобетонных конструкций по Еврокоду EN 1992: в 2 ч.: учебно-методическое пособие/ Ч. 2: Предварительно напряженные изгибаемые железобетонные элементы.

Железобетонные фундаменты. Учет орографии, турбулентности и смещения профиля ветровой нагрузки. Сейсмические воздействия. М., МГСУ, 2017. — 220 с.

15. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для ВУЗов. 6-е изд. М., ООО «БАСТЕТ», 2009. — 768 с.

16. Берман Р. З. Кирпичные панели заводского изготовления в современном строительстве. Журнал «Строительные материалы», № 6. 1966.

17. Яковлев С. К. Пирамиды — предупреждение и символ покорности и невежества населения древних государств. Журнал «Строительная Орбита» № 12, 2019.

Приложение А

Таблицы для определения коэффициента ослабления Φ_m на уровне середины высоты стены

При использовании табл. А.1-А.9 читатель должен помнить, что применение больших эксцентриситетов для стен с высокой гибкостью при проектировании каменной кладки считается нецелесообразным.

Таблица А.1. $E = 1000 f_k$

Коэффициент гибкости h_{ef} / t_{ef}	Эксцентриситет на уровне середины высоты стены e_{mk}							
	$\leq 0,05t$	$= 0,10t$	$= 0,15t$	$= 0,20t$	$= 0,25t$	$= 0,30t$	$= 0,35t$	$= 0,40t$
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
5	0,89	0,79	0,69	0,59	0,49	0,39	0,29	0,19
6	0,88	0,78	0,68	0,58	0,48	0,38	0,28	0,18
8	0,86	0,76	0,66	0,56	0,46	0,35	0,25	0,15
10	0,84	0,73	0,63	0,53	0,42	0,32	0,22	0,13
12	0,81	0,70	0,59	0,49	0,38	0,28	0,18	0,10
14	0,77	0,66	0,55	0,45	0,34	0,24	0,15	0,07
16	0,72	0,62	0,51	0,40	0,30	0,20	0,12	0,05
18	0,68	0,57	0,46	0,36	0,26	0,16	0,09	0,03
20	0,63	0,52	0,41	0,31	0,21	0,13	0,06	0,02
22	0,58	0,47	0,37	0,27	0,18	0,10	0,04	0,01
24	0,53	0,42	0,32	0,22	0,14	0,07	0,03	0,01
25	0,50	0,40	0,30	0,20	0,13	0,06	0,02	0,00
26	0,47	0,37	0,27	0,19	0,11	0,05	0,02	0,00
27	0,45	0,35	0,25	0,17	0,10	0,05	0,01	0,00

Таблица А.2. $E = 900 f_k$

Коэффициент гибкости h_{ef}/t_{ef}	Эксцентриситет на уровне середины высоты стены e_{mk}							
	$\leq 0,05t$	$= 0,10t$	$= 0,15t$	$= 0,20t$	$= 0,25t$	$= 0,30t$	$= 0,35t$	$= 0,40t$
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
5	0,89	0,79	0,69	0,59	0,49	0,39	0,28	0,18
6	0,88	0,78	0,68	0,58	0,48	0,37	0,27	0,17
8	0,86	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35	0,25	0,15
10	0,83	0,73	0,62	0,52	0,41	0,31	0,21	0,12
12	0,79	0,69	0,58	0,48	0,37	0,27	0,17	0,09
14	0,75	0,64	0,54	0,43	0,33	0,23	0,14	0,06
16	0,70	0,60	0,49	0,38	0,28	0,19	0,10	0,04
18	0,65	0,55	0,44	0,33	0,24	0,15	0,07	0,02
20	0,60	0,49	0,39	0,29	0,19	0,11	0,05	0,01
22	0,55	0,44	0,34	0,24	0,15	0,08	0,03	0,01
24	0,49	0,39	0,29	0,20	0,12	0,06	0,02	0,00
25	0,47	0,36	0,27	0,18	0,11	0,05	0,02	0,00
26	0,44	0,34	0,24	0,16	0,09	0,04	0,01	0,00
27	0,41	0,31	0,22	0,14	0,08	0,03	0,01	0,00

Таблица А.3. $E = 800 f_k$

Коэффициент гибкости h_{ef}/t_{ef}	Эксцентриситет на уровне середины высоты стены e_{mk}							
	$\leq 0,05t$	$= 0,10t$	$= 0,15t$	$= 0,20t$	$= 0,25t$	$= 0,30t$	$= 0,35t$	$= 0,40t$
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
5	0,89	0,79	0,69	0,58	0,48	0,38	0,28	0,18
6	0,88	0,78	0,68	0,57	0,47	0,37	0,27	0,17
8	0,85	0,75	0,65	0,54	0,44	0,34	0,24	0,14
10	0,82	0,71	0,61	0,51	0,40	0,30	0,20	0,11
12	0,78	0,67	0,57	0,46	0,36	0,25	0,16	0,08
14	0,73	0,62	0,52	0,41	0,31	0,21	0,12	0,05
16	0,68	0,57	0,46	0,36	0,26	0,17	0,09	0,03
18	0,63	0,52	0,41	0,31	0,21	0,13	0,06	0,02
20	0,57	0,46	0,36	0,26	0,17	0,09	0,04	0,01
22	0,51	0,41	0,30	0,21	0,13	0,07	0,02	0,00
24	0,45	0,35	0,26	0,17	0,10	0,05	0,01	0,00
25	0,43	0,33	0,23	0,15	0,09	0,04	0,01	0,00
26	0,40	0,30	0,21	0,14	0,07	0,03	0,01	0,00
27	0,37	0,28	0,19	0,12	0,06	0,03	0,01	0,00

Таблица А.4. $E = 700 f_k$

Коэффициент гибкости h_{ef} / t_{ef}	Эксцентриситет на уровне середины высоты стены e_{mk}							
	$\leq 0,05t$	$= 0,10t$	$= 0,15t$	$= 0,20t$	$= 0,25t$	$= 0,30t$	$= 0,35t$	$= 0,40t$
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
5	0,88	0,78	0,68	0,58	0,48	0,38	0,28	0,18
6	0,87	0,77	0,67	0,57	0,47	0,36	0,26	0,16
8	0,84	0,74	0,64	0,53	0,43	0,33	0,23	0,13
10	0,81	0,70	0,60	0,49	0,39	0,28	0,19	0,10
12	0,76	0,65	0,55	0,44	0,34	0,24	0,14	0,07
14	0,71	0,60	0,49	0,39	0,28	0,19	0,10	0,04
16	0,65	0,54	0,43	0,33	0,23	0,14	0,07	0,02
18	0,59	0,48	0,38	0,28	0,18	0,11	0,05	0,01
20	0,53	0,42	0,32	0,23	0,14	0,08	0,03	0,01
22	0,47	0,36	0,27	0,18	0,11	0,05	0,02	0,00
24	0,41	0,31	0,22	0,14	0,08	0,03	0,01	0,00
25	0,38	0,28	0,20	0,12	0,07	0,03	0,01	0,00
26	0,35	0,26	0,18	0,11	0,05	0,02	0,00	0,00
27	0,33	0,24	0,16	0,09	0,05	0,02	0,00	0,00

Таблица А.5. $E = 600 f_k$

Коэффициент гибкости h_{ef} / t_{ef}	Эксцентриситет на уровне середины высоты стены e_{mk}							
	$\leq 0,05t$	$= 0,10t$	$= 0,15t$	$= 0,20t$	$= 0,25t$	$= 0,30t$	$= 0,35t$	$= 0,40t$
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
5	0,88	0,78	0,68	0,58	0,47	0,33	0,27	0,17
6	0,87	0,77	0,66	0,56	0,46	0,36	0,26	0,16
8	0,83	0,73	0,63	0,52	0,42	0,31	0,21	0,12
10	0,79	0,68	0,58	0,47	0,37	0,26	0,17	0,08
12	0,74	0,63	0,52	0,41	0,31	0,21	0,12	0,05
14	0,68	0,57	0,46	0,35	0,25	0,16	0,09	0,03
16	0,61	0,50	0,40	0,30	0,20	0,12	0,06	0,02
18	0,55	0,44	0,34	0,24	0,15	0,08	0,03	0,01
20	0,48	0,38	0,28	0,19	0,11	0,06	0,02	0,00
22	0,42	0,32	0,23	0,15	0,08	0,04	0,01	0,00
24	0,35	0,26	0,18	0,11	0,06	0,02	0,01	0,00
25	0,33	0,24	0,16	0,09	0,05	0,02	0,00	0,00
26	0,30	0,21	0,14	0,08	0,04	0,01	0,00	0,00
27	0,27	0,19	0,12	0,07	0,03	0,01	0,00	0,00

Таблица А.6. $E = 500 f_k$

Коэффициент гибкости h_{ef}/t_{ef}	Эксцентриситет на уровне середины высоты стены e_{mk}							
	$\leq 0,05t$	$= 0,10t$	$= 0,15t$	$= 0,20t$	$= 0,25t$	$= 0,30t$	$= 0,35t$	$= 0,40t$
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
5	0,87	0,77	0,67	0,57	0,47	0,37	0,26	0,17
6	0,86	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35	0,24	0,15
8	0,82	0,71	0,61	0,50	0,40	0,30	0,20	0,11
10	0,76	0,66	0,55	0,44	0,34	0,24	0,15	0,07
12	0,70	0,59	0,49	0,38	0,28	0,18	0,10	0,04
14	0,63	0,52	0,42	0,31	0,22	0,13	0,06	0,02
16	0,56	0,45	0,35	0,25	0,16	0,09	0,04	0,01
18	0,49	0,38	0,29	0,20	0,12	0,06	0,02	0,00
20	0,42	0,32	0,23	0,15	0,08	0,04	0,01	0,00
22	0,35	0,26	0,18	0,11	0,05	0,02	0,00	0,00
24	0,29	0,21	0,13	0,08	0,03	0,01	0,00	0,00
25	0,26	0,18	0,11	0,06	0,03	0,01	0,00	0,00
26	0,24	0,16	0,10	0,05	0,02	0,01	0,00	0,00
27	0,21	0,14	0,08	0,04	0,02	0,00	0,00	0,00

Таблица А.7. $E = 400 f_k$

Коэффициент гибкости h_{ef}/t_{ef}	Эксцентриситет на уровне середины высоты стены e_{mk}							
	$\leq 0,05t$	$= 0,10t$	$= 0,15t$	$= 0,20t$	$= 0,25t$	$= 0,30t$	$= 0,35t$	$= 0,40t$
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
5	0,87	0,76	0,66	0,56	0,46	0,35	0,25	0,16
6	0,85	0,74	0,64	0,54	0,43	0,33	0,23	0,13
8	0,79	0,69	0,58	0,48	0,37	0,27	0,17	0,09
10	0,73	0,62	0,51	0,41	0,30	0,21	0,12	0,05
12	0,65	0,55	0,44	0,33	0,24	0,15	0,07	0,02
14	0,57	0,47	0,36	0,26	0,17	0,10	0,04	0,01
16	0,49	0,39	0,29	0,20	0,12	0,06	0,02	0,00
18	0,41	0,31	0,22	0,14	0,08	0,03	0,01	0,00
20	0,34	0,25	0,17	0,10	0,05	0,02	0,00	0,00
22	0,27	0,19	0,12	0,07	0,03	0,01	0,00	0,00
24	0,21	0,14	0,09	0,04	0,02	0,00	0,00	0,00
25	0,19	0,12	0,07	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00
26	0,16	0,10	0,06	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00
27	0,14	0,09	0,05	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00

Таблица А.8. $E = 300 f_k$

Коэффициент гибкости h_{ef} / t_{ef}	Эксцентриситет на уровне середины высоты стены e_{mk}							
	$\leq 0,05t$	$= 0,10t$	$= 0,15t$	$= 0,20t$	$= 0,25t$	$= 0,30t$	$= 0,35t$	$= 0,40t$
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
5	0,85	0,75	0,64	0,54	0,44	0,34	0,23	0,14
6	0,82	0,72	0,61	0,51	0,41	0,30	0,20	0,11
8	0,75	0,65	0,54	0,43	0,33	0,23	0,14	0,06
10	0,67	0,56	0,46	0,35	0,25	0,16	0,08	0,03
12	0,58	0,47	0,37	0,27	0,18	0,10	0,04	0,01
14	0,49	0,38	0,28	0,19	0,12	0,06	0,02	0,00
16	0,40	0,30	0,21	0,13	0,07	0,03	0,01	0,00
18	0,31	0,23	0,15	0,09	0,04	0,01	0,00	0,00
20	0,24	0,16	0,10	0,05	0,02	0,01	0,00	0,00
22	0,18	0,12	0,07	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00
24	0,13	0,08	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
25	0,11	0,06	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
26	0,09	0,05	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
27	0,08	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00

Таблица А.9. $E = 200 f_k$

Коэффициент гибкости h_{ef} / t_{ef}	Эксцентриситет на уровне середины высоты стены e_{mk}							
	$\leq 0,05t$	$= 0,10t$	$= 0,15t$	$= 0,20t$	$= 0,25t$	$= 0,30t$	$= 0,35t$	$= 0,40t$
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20
5	0,82	0,71	0,61	0,51	0,40	0,30	0,20	0,11
6	0,78	0,67	0,57	0,46	0,36	0,25	0,16	0,08
8	0,68	0,57	0,46	0,36	0,26	0,17	0,09	0,03
10	0,57	0,46	0,36	0,26	0,17	0,09	0,04	0,01
12	0,45	0,35	0,26	0,17	0,10	0,05	0,01	0,00
14	0,35	0,26	0,17	0,10	0,05	0,02	0,00	0,00
16	0,25	0,18	0,11	0,06	0,03	0,01	0,00	0,00
18	0,18	0,11	0,06	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00
20	0,12	0,07	0,04	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
22	0,08	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
24	0,05	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26	0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
27	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Приложение Б

Коэффициент изгибающего момента α_1 для однослойных стеновых секций с толщиной стен не более 250 мм при действии горизонтальной нагрузки

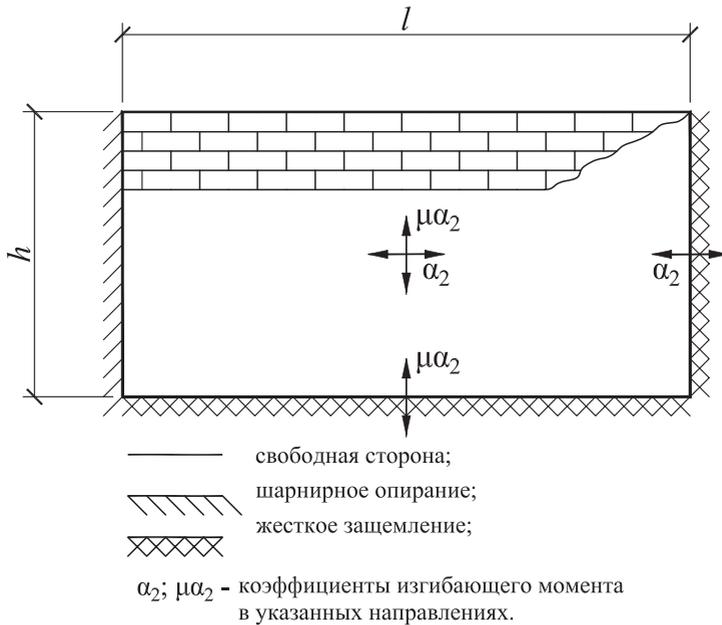


Рис. Б.1. Пояснения к применяемым условиям опирания в таблицах Б.1 – Б.12

Таблица Б.1. Условия закрепления стены по краям А

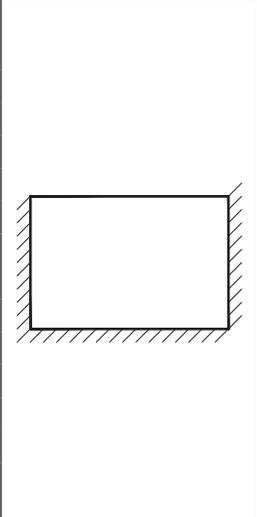
	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,031	0,045	0,059	0,071	0,079	0,085	0,090	0,094
	0,90	0,032	0,047	0,061	0,073	0,081	0,087	0,092	0,095
	0,80	0,034	0,049	0,064	0,075	0,083	0,089	0,093	0,097
	0,70	0,035	0,051	0,066	0,077	0,085	0,091	0,095	0,098
	0,60	0,038	0,053	0,069	0,080	0,088	0,093	0,097	0,100
	0,50	0,040	0,056	0,073	0,083	0,090	0,095	0,099	0,102
	0,40	0,043	0,061	0,077	0,087	0,093	0,098	0,101	0,104
	0,35	0,045	0,064	0,080	0,089	0,095	0,100	0,103	0,105
	0,30	0,048	0,067	0,082	0,091	0,097	0,101	0,104	0,107
	0,25	0,050	0,071	0,085	0,094	0,099	0,103	0,106	0,109
	0,20	0,054	0,075	0,089	0,097	0,102	0,105	0,108	0,111
	0,15	0,060	0,080	0,093	0,100	0,104	0,108	0,110	0,113
	0,10	0,069	0,087	0,098	0,104	0,108	0,111	0,113	0,115
	0,05	0,082	0,097	0,105	0,110	0,113	0,115	0,116	0,117

Таблица Б.2. Условия закрепления стены по краям В

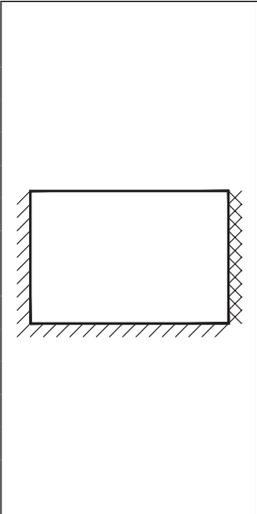
	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,024	0,035	0,046	0,053	0,059	0,062	0,065	0,068
	0,90	0,025	0,036	0,047	0,055	0,060	0,063	0,066	0,068
	0,80	0,027	0,037	0,049	0,056	0,061	0,065	0,067	0,069
	0,70	0,028	0,039	0,051	0,058	0,062	0,066	0,068	0,070
	0,60	0,030	0,042	0,053	0,059	0,064	0,067	0,069	0,071
	0,50	0,031	0,044	0,055	0,061	0,066	0,069	0,071	0,072
	0,40	0,034	0,047	0,057	0,063	0,067	0,070	0,072	0,074
	0,35	0,035	0,049	0,059	0,065	0,068	0,071	0,073	0,074
	0,30	0,037	0,051	0,061	0,066	0,070	0,072	0,074	0,075
	0,25	0,039	0,053	0,062	0,068	0,071	0,073	0,075	0,077
	0,20	0,043	0,056	0,065	0,069	0,072	0,074	0,076	0,078
	0,15	0,047	0,059	0,067	0,071	0,074	0,076	0,077	0,079
	0,10	0,052	0,063	0,070	0,074	0,076	0,078	0,079	0,080
	0,05	0,060	0,069	0,074	0,077	0,079	0,080	0,081	0,082

Таблица Б.3. Условия закрепления стены по краям С

μ	h/l								
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	
1,00	0,020	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051	
0,90	0,021	0,029	0,038	0,043	0,046	0,048	0,050	0,052	
0,80	0,022	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052	
0,70	0,023	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053	
0,60	0,024	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053	
0,50	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054	
0,40	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055	
0,35	0,029	0,039	0,045	0,049	0,052	0,053	0,054	0,055	
0,30	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056	
0,25	0,032	0,042	0,048	0,051	0,053	0,054	0,056	0,057	
0,20	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,058	
0,15	0,037	0,046	0,051	0,053	0,055	0,056	0,057	0,059	
0,10	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059	
0,05	0,046	0,052	0,055	0,057	0,058	0,059	0,059	0,060	

Таблица Б.4. Условия закрепления стены по краям D

μ	h/l								
	0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	
1,00	0,013	0,021	0,029	0,035	0,040	0,043	0,045	0,047	
0,90	0,014	0,022	0,031	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048	
0,80	0,015	0,023	0,032	0,038	0,041	0,044	0,047	0,048	
0,70	0,016	0,025	0,033	0,039	0,043	0,045	0,047	0,049	
0,60	0,017	0,026	0,035	0,040	0,044	0,046	0,048	0,050	
0,50	0,018	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051	
0,40	0,020	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052	
0,35	0,022	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053	
0,30	0,023	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053	
0,25	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054	
0,20	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055	
0,15	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056	
0,10	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,057	
0,05	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,058	0,058	0,059	

Таблица Б.5. Условия закрепления стены по краям Е

	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,008	0,018	0,030	0,042	0,051	0,059	0,066	0,071
	0,90	0,009	0,019	0,032	0,044	0,054	0,062	0,068	0,074
	0,80	0,010	0,021	0,035	0,046	0,056	0,064	0,071	0,076
	0,70	0,011	0,023	0,037	0,049	0,059	0,067	0,073	0,078
	0,60	0,012	0,025	0,040	0,053	0,062	0,070	0,076	0,081
	0,50	0,014	0,028	0,044	0,057	0,066	0,074	0,080	0,085
	0,40	0,017	0,032	0,049	0,062	0,071	0,078	0,084	0,088
	0,35	0,018	0,035	0,052	0,064	0,074	0,081	0,086	0,090
	0,30	0,020	0,038	0,055	0,068	0,077	0,083	0,089	0,093
	0,25	0,023	0,042	0,059	0,071	0,080	0,087	0,091	0,096
	0,20	0,026	0,046	0,064	0,076	0,084	0,090	0,095	0,099
	0,15	0,032	0,053	0,070	0,081	0,089	0,094	0,098	0,103
	0,10	0,039	0,062	0,078	0,088	0,095	0,100	0,103	0,106
	0,05	0,054	0,076	0,090	0,098	0,103	0,107	0,109	0,110

Таблица Б.6. Условия закрепления стены по краям F

	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,008	0,016	0,026	0,034	0,041	0,046	0,051	0,054
	0,90	0,008	0,017	0,027	0,036	0,042	0,048	0,052	0,055
	0,80	0,009	0,018	0,029	0,037	0,044	0,049	0,054	0,057
	0,70	0,010	0,020	0,031	0,039	0,046	0,051	0,055	0,058
	0,60	0,011	0,022	0,033	0,042	0,048	0,053	0,057	0,060
	0,50	0,013	0,024	0,036	0,044	0,051	0,056	0,059	0,062
	0,40	0,015	0,027	0,039	0,048	0,054	0,058	0,062	0,064
	0,35	0,016	0,029	0,041	0,050	0,055	0,060	0,063	0,066
	0,30	0,018	0,031	0,044	0,052	0,057	0,062	0,065	0,067
	0,25	0,020	0,034	0,046	0,054	0,060	0,063	0,066	0,069
	0,20	0,023	0,037	0,049	0,057	0,062	0,066	0,068	0,070
	0,15	0,027	0,042	0,053	0,060	0,065	0,068	0,070	0,072
	0,10	0,032	0,048	0,058	0,064	0,068	0,071	0,073	0,074
	0,05	0,043	0,057	0,066	0,070	0,073	0,075	0,077	0,078

Таблица Б.7. Условия закрепления стены по краям Г

	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,90	0,008	0,015	0,023	0,029	0,034	0,038	0,041	0,043
	0,80	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
	0,70	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
	0,60	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
	0,50	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,40	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,049
	0,35	0,014	0,025	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,050
	0,30	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
	0,25	0,018	0,028	0,037	0,042	0,046	0,048	0,050	0,052
	0,20	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
	0,15	0,023	0,034	0,042	0,046	0,049	0,051	0,053	0,055
	0,10	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,057
	0,05	0,035	0,044	0,050	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058

Таблица Б.8. Условия закрепления стены по краям Н

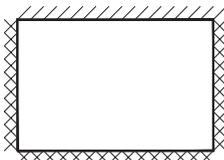
	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,005	0,011	0,018	0,024	0,029	0,033	0,036	0,039
	0,90	0,006	0,012	0,019	0,025	0,030	0,034	0,037	0,040
	0,80	0,006	0,013	0,020	0,027	0,032	0,035	0,038	0,041
	0,70	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,60	0,008	0,015	0,024	0,030	0,035	0,038	0,041	0,043
	0,50	0,009	0,017	0,025	0,032	0,036	0,040	0,043	0,045
	0,40	0,010	0,019	0,028	0,034	0,039	0,042	0,045	0,047
	0,35	0,011	0,021	0,029	0,036	0,040	0,043	0,046	0,047
	0,30	0,013	0,022	0,031	0,037	0,041	0,044	0,047	0,049
	0,25	0,014	0,024	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,051
	0,20	0,016	0,027	0,035	0,041	0,045	0,047	0,049	0,052
	0,15	0,019	0,030	0,038	0,043	0,047	0,049	0,051	0,053
	0,10	0,023	0,034	0,042	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	0,05	0,031	0,041	0,047	0,051	0,053	0,055	0,056	0,056

Таблица Б.9. Условия закрепления стены по краям I

	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,004	0,009	0,015	0,021	0,026	0,030	0,033	0,036
	0,90	0,004	0,010	0,016	0,022	0,027	0,031	0,034	0,037
	0,80	0,005	0,010	0,017	0,023	0,028	0,032	0,035	0,038
	0,70	0,005	0,011	0,019	0,025	0,030	0,033	0,037	0,039
	0,60	0,006	0,013	0,020	0,026	0,031	0,035	0,038	0,041
	0,50	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,40	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
	0,35	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
	0,30	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
	0,25	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,20	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,050
	0,15	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
	0,10	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
	0,05	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,056

Таблица Б.10. Условия закрепления стены по краям J

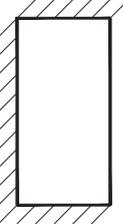
	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,009	0,023	0,046	0,071	0,096	0,122	0,151	0,180
	0,90	0,010	0,026	0,050	0,076	0,103	0,131	0,162	0,193
	0,80	0,012	0,028	0,054	0,083	0,111	0,142	0,175	0,208
	0,70	0,013	0,032	0,060	0,091	0,121	0,156	0,191	0,227
	0,60	0,015	0,036	0,067	0,100	0,135	0,173	0,211	0,250
	0,50	0,018	0,042	0,077	0,113	0,153	0,195	0,237	0,280
	0,40	0,021	0,050	0,090	0,131	0,177	0,225	0,272	0,321
	0,35	0,024	0,055	0,098	0,144	0,194	0,244	0,296	0,347
	0,30	0,027	0,062	0,108	0,160	0,214	0,269	0,325	0,381
	0,25	0,032	0,071	0,122	0,180	0,240	0,300	0,362	0,428
	0,20	0,038	0,083	0,142	0,208	0,276	0,344	0,413	0,488
	0,15	0,048	0,100	0,173	0,250	0,329	0,408	0,488	0,570
	0,10	0,065	0,131	0,224	0,321	0,418	0,515	0,613	0,698
	0,05	0,106	0,208	0,344	0,482	0,620	0,759	0,898	0,959

Таблица Б.11. Условия закрепления стены по краям К

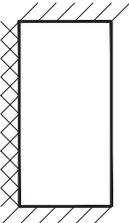
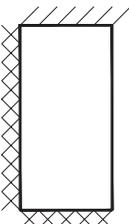
	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,009	0,021	0,038	0,056	0,074	0,091	0,108	0,123
	0,90	0,010	0,023	0,041	0,060	0,079	0,097	0,113	0,129
	0,80	0,011	0,025	0,045	0,065	0,084	0,103	0,120	0,136
	0,70	0,012	0,028	0,049	0,070	0,091	0,110	0,128	0,145
	0,60	0,014	0,031	0,054	0,077	0,099	0,119	0,138	0,155
	0,50	0,016	0,035	0,061	0,085	0,109	0,130	0,149	0,167
	0,40	0,019	0,041	0,069	0,097	0,121	0,144	0,164	0,182
	0,35	0,021	0,045	0,075	0,104	0,129	0,152	0,173	0,191
	0,30	0,024	0,050	0,082	0,112	0,139	0,162	0,183	0,202
	0,25	0,028	0,056	0,091	0,123	0,150	0,174	0,196	0,217
	0,20	0,033	0,064	0,103	0,136	0,165	0,190	0,211	0,234
	0,15	0,040	0,077	0,119	0,155	0,184	0,210	0,231	0,253
	0,10	0,053	0,096	0,144	0,182	0,213	0,238	0,260	0,279
	0,05	0,080	0,136	0,190	0,230	0,260	0,286	0,306	0,317

Таблица Б.12. Условия закрепления стены по краям L

	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,006	0,015	0,029	0,044	0,059	0,073	0,088	0,102
	0,90	0,007	0,017	0,032	0,047	0,063	0,078	0,093	0,107
	0,80	0,008	0,018	0,034	0,051	0,067	0,084	0,099	0,114
	0,70	0,009	0,021	0,038	0,056	0,073	0,090	0,106	0,122
	0,60	0,010	0,023	0,042	0,061	0,080	0,098	0,115	0,131
	0,50	0,012	0,027	0,048	0,068	0,089	0,108	0,126	0,142
	0,40	0,014	0,032	0,055	0,078	0,100	0,121	0,139	0,157
	0,35	0,016	0,035	0,060	0,084	0,108	0,129	0,148	0,165
	0,30	0,018	0,039	0,066	0,092	0,116	0,138	0,158	0,176
	0,25	0,021	0,044	0,073	0,101	0,127	0,150	0,170	0,190
	0,20	0,025	0,052	0,084	0,114	0,141	0,165	0,185	0,206
	0,15	0,031	0,061	0,098	0,131	0,159	0,184	0,205	0,226
	0,10	0,041	0,078	0,121	0,156	0,186	0,212	0,233	0,252
	0,05	0,064	0,114	0,164	0,204	0,235	0,260	0,281	0,292

Приложение В

Ограничение отношения длины или высоты к толщине для обеспечения устойчивости стен в предельном состоянии

Независимо от несущей способности рассчитываемой стены ее размеры ограничивают размерами по рис. В.1, В.2 или В.3, в зависимости от условий опирания. В этих случаях h является высотой в свету стены, l — длиной стены и t — толщиной стены. Для многослойных стен с воздушным слоем вместо t применяют t_{ef} .

В стенах, закрепленных по верху со свободными боковыми гранями, значение h ограничивают $30t$.

Настоящее приложение применимо для толщины стены или утолщенного слоя многослойной стены с воздушным слоем не менее 100 мм.

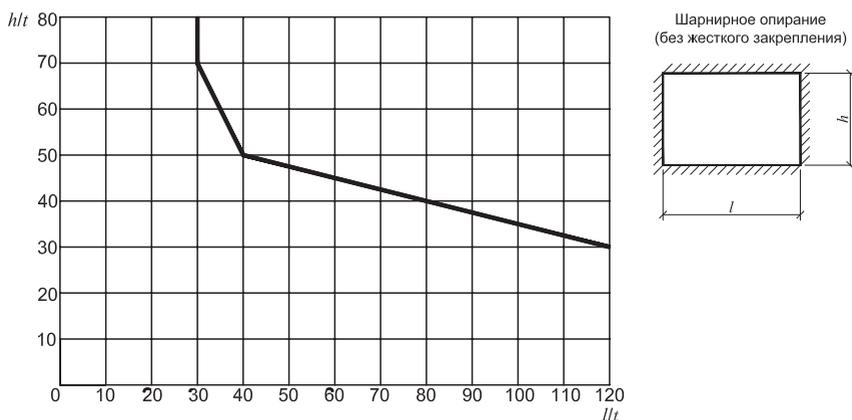
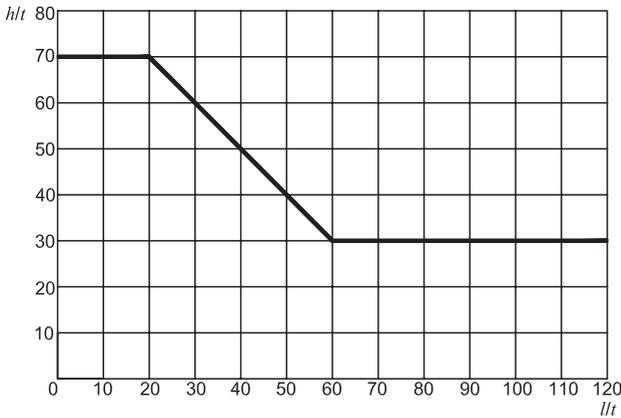


Рис. В.1. Ограничение отношения длины или высоты к толщине для стен при закреплении по четырем сторонам



Шарнирное опирание
(без жесткого закрепления)

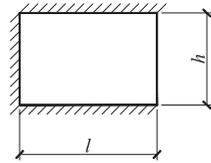
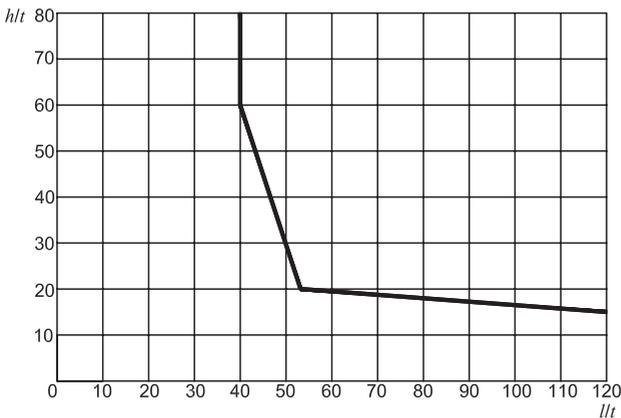


Рис. В.2. Ограничение отношения длины или высоты к толщине для стен с трехсторонним опиранием и одной свободной стороной



Шарнирное опирание
(без жесткого закрепления)

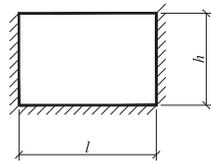


Рис. В.3. Ограничение отношения длины или высоты к толщине для стен с трехсторонним опиранием и свободным верхом

Яковлев С. К.

Расчет каменных и армокаменных конструкций
по Еврокоду EN 1996 и российским стандартам.
Каменные постройки в истории человечества

Компьютерная вёрстка: *Мельников К. Л.*

Издательство «Академиздат»
(ООО «Агентство маркетинга инноваций»)

Адрес издательства:

630022 г. Новосибирск, ул. Петухова, 156/1, оф. 21

Тел.: +7 (383) 263-24-88, +7 913 909 9085

Отпечатано: ООО «Агентство маркетинга инноваций»,
630058 г. Новосибирск, ул. Плотинная, 2. Тел. +7 (383) 263-24-88

E-mail: knigi@academizdat.ru

Сайт: www.academizdat.ru

Усл-печ. листы 60x84 1/16. Усл-изд. л.: 8,82

Подписано в печать: 17.02.2021 г. Заказ № 418.