

ГЛАВА ДЕВЯТАЯ

ИССЛЕДОВАНИЕ МНОГОСЛОЙНЫХ СТЕН С ГИБКИМИ СВЯЗЯМИ

9.1. Конструкции гибких связей

Как отмечалось в главе 1, впервые гибкие связи, соединяющие между собой слои наружных стен, были применены в 1829 году в России инженером А.И. Герардом. Эти связи представляли собой кованые скобы, скрутки и т.п. (рис. 1.1 б).

Поскольку кладка в ту пору велась преимущественно на известковых растворах, обладающих относительно невысокой прочностью, требования к анкеровке были повышенные. Загнутые концы скоб вставлялись в пробитые в кирпиче отверстия, что обеспечивало их более надежную анкеровку. И спустя многие десятилетия, уже в начале XX столетия, можно найти аналогичные требования по устройству гибких связей. Так, в работе В. Курдюмова, изданной в 1916 году [9.1], предлагается «зазор между связью и стенками гнезда заполнять свинцом или цементом».

В 30-е годы прошлого столетия стали применяться связи других типов, преимущественно в виде Z, [-образных стержней. В это время широко применялись связи из стальной полосы или, как тогда называли, пачечного железа. Эти типы связей описаны в 1932–1936 гг. в работе Кардо-Сысоева [9.2].

Изменение конструкций связей произошло тогда главным образом благодаря широкому применению более прочных растворов, в которые помимо извести стали добавлять цемент. Это позволило отказаться от заделки концов связей в пробиваемые в кирпиче гнезда.

Применялись в то время и связи, представляющие собой сетку, образованную двумя продольными стержнями из круглого железа. Стержни закладывались по одному в наружный и внутренний слои кладки и соединялись между собой проволокой (рис. 1.1 в).

В последующем к этим типам связей добавились еще и ω -образные петли из гладкой арматуры диаметром 6 мм.

В последнее время в отечественной практике помимо описанных выше типов стали использоваться гибкие связи из стекловолокна (например, Бийского завода), (фото на рис. 9.1.1), из базальтового волокна (например, фирмы «МАТЕК», фото на рис. 9.1.2).

Расстояние между связями назначалось без достаточного обоснования и корректировалось по мере накопления как отечественного, так и зарубежного опыта эксплуатации зданий с многослойными стенами.

В работе [9.1] говорится о расположении связей, «делаемых из оцинкованной проволоки или полосового железа, располагаемых на расстоянии $1-1\frac{1}{2}$ м одна от другой, в шахматном порядке по высоте». Такой шаг связей является довольно большим и в какой-то степени может быть оправдан лишь их хорошей анкеровкой.

В [1.5] записано, что площадь поперечного сечения стальных связей должна быть не менее $0,4 \text{ см}^2$ на 1 м^2 стены. Такое количество связей соответствует 5,7 стержней диаметром 3 мм.

В стенах А.И. Герарда защита связей от коррозии осуществлялась путем их погружения в деготь, обмазки смолой и т.п.

Однако именно низкая долговечность связей наряду с просадкой утеплителя ограничивала более широкое применение стен с гибкими стальными связями. В начале прошлого столетия антикоррозийное покрытие было предложено делать из цинка [9.1].

В 30-е годы уже говорилось о необходимости выполнения связей из нержавеющей стали или с нанесением цинкового покрытия. Однако в силу дефицита и дороговизны этих материалов разрешалось антикоррозийную защиту выполнять путем погружения связей перед их укладкой в стену в расплавленный битум, жидкий цементный раствор и т.п.

Тогда же были предложены технические решения стен со связями из пластинок из этернита (асбестоцемента). В некоторых конструкциях пластинки укладывались в горизонтальные швы, перекрывая весь колодец. Помимо обеспечения связи между слоями стены это сдерживало также просадку утеплителя (обычно засыпки) (рис. 1.1 б). С целью экономии было предложено устанавливать узкие пластинки этернита только в вертикальных швах (рис. 1.1 в), либо в вертикальных и горизонтальных (рис. 1.1 г). Но и такие конструкции экономически себя не оправдывали и применялись крайне ограничено.

За последующие десятилетия в конструкции гибких связей у нас мало что изменилось. Требования об обязательной антикоррозийной защите связей либо выполнении их из стойких к коррозии материалов на практике выполняются не всегда даже в ответственных сооружениях. Так, в цоколе высотного здания МИД на Смоленской площади в Москве (1953 год) крепление наружного слоя из облицовочных гранитных камней с основной кладкой было осуществлено связями из обычной стали. Это при-

вело к тому, что находящиеся в воздушной прослойке между слоями стены участки связей полностью разрушились коррозией. При этом в некоторых местах были установлены связи из нержавеющей стали, которые прекрасно сохранились.

В наше время известны также случаи применения связей из обычной стали без антикоррозионного покрытия даже в высотных зданиях (рис. 2.3.12).

Стальные гибкие связи значительно эффективнее с точки зрения теплотехники кирпичных диафрагм. Вместе с тем, потери тепла через стальные связи могут достигать 10% в зависимости от их сечения и шага, материала кладки и т.п. Поэтому оптимальным является использование связей из композитных материалов, стойких к коррозии и имеющих низкий коэффициент теплопроводности.

К сожалению, связи, изготовленные из стекловолокна, также не являются идеальным материалом, так как подвержены коррозии в щелочной среде, имеющейся в растворе шве. В этом смысле лучшими являются связи из базальтового волокна. Определенные проблемы со связями из композитных материалов могут возникать также из-за сложности изготовления анкерного узла. Часто применяются связи, анкерный узел которых представляет собой незначительное увеличение в диаметре на конце связи либо ее незначительный изгиб. Такая конструкция может быть вполне надежной при установке связи в монолитный бетон. Однако при размещении в растворе шве надежность такой связи вызывает сомнение. Во всяком случае, ***необходима экспериментальная проверка прочности и податливости узлов анкеровки таких связей в кладку.*** Особенно это относится к кладке из низкопрочных материалов (ячеистого и легкого бетона и т.п.)

Зарубежный опыт применения гибких связей значительно превосходит отечественный. Первоначально конструкция связей, шаг их установки, как и в России, определялись исключительно путем отбора более надежных решений в процессе длительной эксплуатации зданий. Большинство соблюдаемых и сегодня требований к связям были сформулированы многие годы тому назад [1.2–1.4]. К наиболее общим можно отнести следующие требования:

- Связи, располагаемые в пространстве между двумя слоями стены, должны выполняться из стойких к коррозии материалов: нержавеющей стали; с цинковым покрытием, наносимым методами гальванизации в горячей ванне; композитных материалов; с защитным покрытием из эпоксидной смолы.

- Связи [-, Z-образной формы могут применяться для стеновых материалов с небольшими пустотами (пустотность не более 25%) или при заполнении пустот раствором при большем проценте пустотности. Связи прямоугольной, треугольной, трапециевидной формы и т.д. могут применяться для стеновых материалов без ограничения процента пустотности. Обычно связи изготавливаются из холоднотянутой проволоки [9.3], [9.4].
- Связи из стальной рифленой пластины рекомендуются для крепления лицевого слоя кладки только к деревянному каркасу [9.3].
- Связи [-, Z-образной формы должны иметь на обоих концах загибы длиной не менее 2 дюймов (5 см) [9.1].
- Связи могут крепиться к арматурным сеткам, закладываемым в один либо в оба слоя стены (рис. 10.1.2 а, б, в), а также выполняться в виде одной сетки, соединяющей слои. Расстояние между поперечными стержнями, соединяющими слои, обычно принимается 15 дюймов (38 см) [9.3]. Для обеспечения свободных перемещений слоев относительно друг друга не только по вертикали, но и по горизонтали сетки предлагается делать с прямоугольными ячейками. Применение сеток с зигзагообразными поперечными стержнями в многослойной каменной кладке не допускается.
- Для стены, оба слоя которой воспринимают горизонтальную нагрузку из плоскости стены (cavity wall), диаметр стальных связей обычно рекомендуется 3,8—4,8 мм в случае, если ширина зазора между слоями кладки не превышает 11,4 см [9.3].
- Шаг связей по горизонтали, как правило, не превышает 91 см при обычных связях и 41 см при регулируемых связях. По вертикали максимальное расстояние между связями принимается 61 и 41 см соответственно для нерегулируемых и регулируемых связей.
- На 1 м² поверхности стены принимается 4 связи при их диаметре 3,8 мм и 2,4 связи при диаметре 4,8 мм [9.3]. В отечественных нормах [9.8] принято, что на 1 м² поверхности стены суммарное сечение связей должно составлять не менее 0,4 см², что практически соответствует приведенным выше значениям. Шаг связей не регламентирован.
- Для кирпичной облицовки (Brick Veneer), крепящейся гибкими связями к железобетонной стене, каркасу, диаметры связей принимаются такими же, как и в многослойных каменных стенах. По вертикали максимальное расстояние между связями принимается 46 см и по горизонтали — 81 см [9.3].

- В местах дверных и оконных проемов, вблизи углов, деформационных швов должны устанавливаться дополнительные связи на расстоянии 20 см от края [9.3].
- С целью предотвращения замачивания внутреннего слоя кладки дождевыми водами (в случае возможности их проникновения сквозь лицевой слой стены) связи выполняются с капельником. При этом следует иметь в виду, что в ряде случаев осевая жесткость связи с капельником может оказаться почти в два раза ниже, чем такой же связи без капельника.

При несовпадении горизонтальных растворных швов наружного и внутреннего слоев кладки применяются регулируемые связи. Они состоят из двух звеньев, одно из которых закладывается во внутренний слой, а другое — в наружный. Соединение звеньев осуществляется внутри зазора. Такие связи выполняются как из отдельных стержней, так и прямоугольных, треугольных и т.п. рамок (рис. 10.1.4, 10.1.5, см. стр. ???). Одно из звеньев может выполняться из металлического уголка, а другое — из отдельного стержня (рис. 10.1.8 см. стр. ???).

В регулируемой связи, где одно звено состоит из уголка, целесообразно размещать уголок в наружном слое, а во внутренний поместить стержень, которым легче проколоть утеплитель. Надо отметить, что благодаря более теплomu климату во многих странах зазор между наружным и внутренним слоями кладки не всегда заполняется утеплителем, что несколько упрощает как конструкцию связи, так и способ ее установки.

Гибкие регулируемые связи обладают рядом достоинств по сравнению с обычными:

- возможность соединения двух слоев стены при несовпадении уровня горизонтальных швов;
- возможность более надежной анкеровки связей в каждый из слоев. За счет выполнения связи из двух звеньев появляется возможность использовать надежные П-образные и т.п. связи в каждом слое без создания проблем при пропуске связи сквозь утеплитель;
- возможность устройства лицевого слоя после внутреннего слоя стены;
- большая податливость связи в вертикальной плоскости.

Наряду с достоинствами при устройстве гибких регулируемых связей необходимо учитывать и их недостатки.

Двухзвеньевые связи являются, как правило, более податливыми не только в вертикальной плоскости, но и вдоль своей оси за счет возможного люфта в соединении, а также изгиба верти-

кального участка связи. Чем больше несоосность наружного и внутреннего звеньев, тем больше вертикальное плечо связи и ее податливость. *Неодинаковые люфты соединений и величин вертикальных плеч у разных связей приводят к тому, что податливость связей на одном и том же участке стены может существенно различаться. Это, в свою очередь, может привести к неодновременному включению всех связей в работу.* MSJC Code [9.4] ограничивают возможный люфт соединения двух звеньев 1/16 дюйма (1,6 мм). Вместе с тем, наиболее распространенные конструкции связей имеют люфт от 0 до 0,3 дюйма (0–8 мм).

С целью более равномерного включения всех связей в работу автором настоящей монографии *рекомендуется выполнять предварительное натяжение связей.* Пример такой связи приведен на рис. 10.1.9, см. стр. ??? Заводимое в лицевой слой стены звено выполняется из металлического уголка. Внутреннее звено выполняется из Г-образной шпильки. Предварительное натяжение осуществляется с помощью резьбового соединения после укладки выше уровня связи нескольких рядов кладки и схватывания раствора. Во избежание выдергивания связи усилие натяжения должно быть небольшим, но достаточным для выбора люфта в соединении звеньев.

Чтобы иметь возможность более эффективно производить предварительное натяжение связи, автором предложена конструкция двухзвеньевой регулируемой связи, внешнее звено которой выполняется из тканой сетки из композитного материала (рис. 10.1.11). Для лучшей фиксации в растворном шве сетка на 1 см задавливается в нижерасположенное отверстие в кирпиче. Внутреннее звено П-образной формы изготавливается из композитного материала с низкой теплопроводностью. Два его конца (шпильки) пропускаются сквозь внутренний слой кладки. Для этого они с одетыми на них картонными гильзами помещаются в растворные швы во время кладки. На концах шпилек выполняется резьба либо утолщения. После набора раствором швов достаточной прочности производится натяжение шпилек с внутренней стороны стены гайками либо шайбами-клиньями.

Опыт эксплуатации регулируемых связей относительно невелик и они в большей степени, чем нерегулируемые связи, требуют экспериментальной проверки.

За рубежом проводилось много исследований стен с гибкими связями и близких к ним по конструкции тонких лицевых стенок, крепящихся к расположенной за ними несущей конструкции. Благодаря этим исследованиям проверялись и совершенствовались

лись применяемые типы связей, разрабатывались методы их расчета. Такие исследования продолжаются и сейчас.

Практика отечественного строительства показала, что недостаточно продуманное применение широко распространенных за рубежом конструкций вызвало у нас массовые дефекты и аварии многослойных стен (см. главу 2). Это связано как с отличием в большинстве случаев климатических условий, так и с качеством применяемых материалов и производства работ. При проектировании редко выполняются расчеты стен как многослойных конструкций.

9.2. Экспериментальные исследования узлов анкеровки гибких связей в кладку

Российские условия эксплуатации наружных стен во многом отличаются от условий в других странах. Основное отличие состоит в более холодных и продолжительных зимах. Это требует применения более толстых слоев утеплителя и, следовательно, устройства более широких зазоров между слоями кладки. Имеются отличия и в качестве кладочных материалов, связей, качестве производства работ. Все это требует проведения дополнительных исследований, особенно стен из многослойной кладки с гибкими связями. Такие исследования у нас только разворачиваются.

Ряд исследований проводится в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Ниже приведены результаты экспериментальных исследований некоторых типов гибких связей, выполненные под руководством автора аспирантом С.В. Бетениным. Эти испытания рассматривались как постановочные для проведения серии последующих экспериментов. Исследовалось влияние на прочность и податливость связей их конструкции, глубины заделки, сечения стальных стержней. Помимо широко применяемых стальных связей исследовались связи, выполненные из двух видов сеток из стекловолокна, выпускаемых заводом в г. Гусь-Хрустальный Владимирской области. Также исследовалась работа связей в тонких стенках (толщиной в полкирпича, т.е. 12 см) при различных схемах опирания образцов. Для исследования были выбраны наиболее распространенные у нас виды связей: Z-; #-; Ω -образные. Сетки из стекловолокна были двух видов — клеевые и тканевые.

Были получены прочностные и деформационные характеристики материала стальных связей и стекловолоконных сеток.

Одновременно проведены испытания на вырыв связей, заложенных в горизонтальные швы кладки. Образцы представляли собой стенки с размерами в плане 51·50 см и толщиной в полкир-

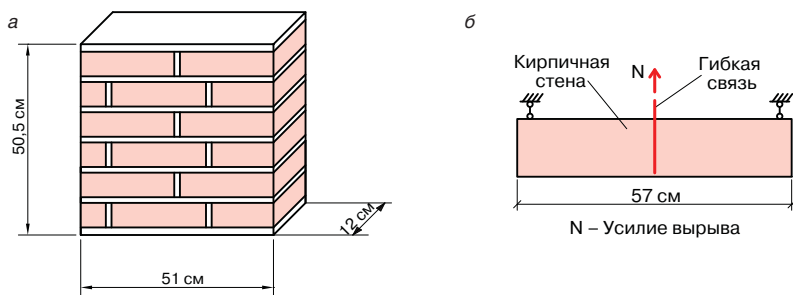


Рис. 9.2.1 а, б. Образец для испытаний прочности гибких связей на вырыв из кирпичного лицевого слоя; б – схема испытаний

пича (12 см). Кладка была выполнена из полнотелого керамического кирпича марки 200 с размерами 25·12·6,5 см на растворе марки 75 состава цемент: известь: песок в соотношении 1:0,7:7.

Нагрузка прикладывалась с помощью специального приспособления, оборудованного гидравлическим домкратом и динамометром. Чертеж и фото образца, схема испытаний приведены на рис. 9.2.1 а, б, в, г. По углам образцы имели опоры, препятствующие перемещению из плоскости.

Часть образцов разрушилась от изгиба по горизонтальным швам, у части произошло выдергивание связи из шва, у части – разрыв связей. На рис. 9.2.2, а приведены графики зависимости перемещений связей от прикладываемого к ним осевого усилия N . Анализ полученных результатов позволил сделать следующие выводы. При прочном растворе (М50 и выше) незамкнутые связи (Z-; [-; I-образные и т.п.), изготовленные из проволоки диаметром не более 3 мм с пределом текучести не выше 250 МПа, выдергиваются без заметного разрушения растворного шва. При изготовлении таких связей из арматуры диаметром 6 мм и более происходит либо вырыв участка кладки, либо разрушение самой кладки от изгиба ее из плоскости. Характер разрушения в этом случае зависит от расстояния между связями в стене – при относительно небольшом расстоянии происходит вырыв связи, а в противном случае – разрушение кладки от изгиба.

В силу относительно небольшой прочности связей, изготовленных из полос стекловолоконных сеток, разрушение кладки не наблюдалось и происходил вырыв или разрыв связи. Особенностью работы стекловолоконных сеток явилось то, что натяжение всех продольных стержней происходило неравномерно. Вследствие этого прочность сетки из нескольких стержней была ниже суммарной прочности такого же количества отдельно испытанных стержней.

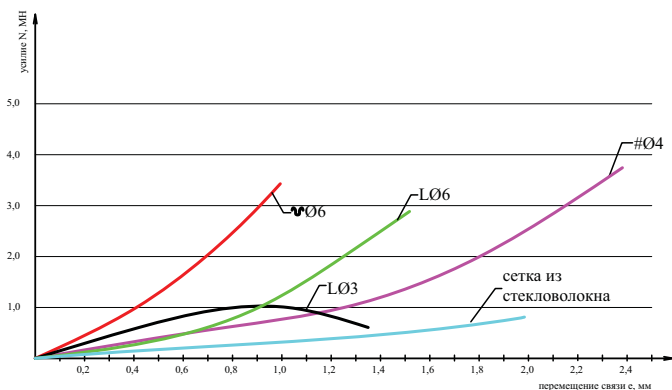


Рис. 9.2.2. График зависимости перемещения связи от усилия вырыва N

ней. Коэффициент использования прочности продольных стержней клеевой сетки изменялся с шириной сетки и при трех продольных волокнах составил 0,75. Коэффициент использования продольных волокон в тканой сетке был близок к единице.

Предельные значения перемещений в узле связей составили:

- Z- и Ω -образных связей — от 1,3 до 1,5 мм;
- #-образной сетки из арматуры диаметром 2,7 мм — 3 мм;
- из стекловолоконных сеток — ≥ 3 мм.

Жесткость связей на растяжение ξ вычислялась по формуле:

$$\xi = N_u / e_u, \quad (9.2.1)$$

где e_u — предельная величина перемещения связи; N_u — предельное усилие.

Жесткость связей составила:

Ω -образные диаметром 6 мм при анкеровке за петлю — 2,3 кН/мм;

Ω -образные диаметром 6 мм при анкеровке за отгибы — 3,4 кН/мм;

Z-образные диаметром 6 мм — 2,0 кН/мм;

Z-образные диаметром 3 мм — 0,73 кН/мм;

#-образная — 1,6 кН/мм;

стекловолоконная сетка — менее 0,35 кН/мм.

Перемещения связи складываются из перемещений в узле анкеровки за счет его податливости и перемещений за счет деформаций собственно связи. Последняя величина зависит от длины связи. В проведенном эксперименте определялась суммарная величина при длине связи от поверхности кладки до края зажимного устройства 9 см.

Жесткость связи стены с двумя слоями кладки, выполненными из одного и того же материала, и расстоянии между слоями 18 см будет равна половине полученного из эксперимента значения.

Было установлено, что *связи, изготовленные в виде сварной #-образной сетки из арматуры диаметром 3 мм, предложенной автором еще в 1987 году в серии 2.130.8 [1.14], являются наиболее предпочтительными по сравнению с другими испытанными связями. Z-, [-; Ω-образные связи для обеспечения необходимой жесткости должны изготавливаться диаметром 5 мм и более. При этом расход стали на #-образную сетку в 1,5–2 раза меньше, чем у этих связей. Помимо экономии стали немаловажным фактором здесь является увеличение до 5% сопротивления стены теплопередаче.*

Проведенные исследования показали также *возможность применения в качестве гибких связей сеток из стекловолокна и других композитных материалов при условии обеспечения их предварительного натяжения.* Особенно удобно использовать тканые сетки, обладающие большой гибкостью, в качестве регулируемых при несовпадении горизонтальных швов наружного и внутреннего слоев стены (рис. 10.1.11, см. стр. ???).

Из испытаний было установлено, что *прочность на изгиб из плоскости тонких стенок (толщиной в полкирпича) зачастую значительно ниже прочности как самой связи, так и узла ее анкеровки. Поэтому при проектировании стен с гибкими связями необходимо исходить из оптимального соотношения прочности связей, их узлов анкеровки и прочности кладки слоев стены на изгиб из плоскости.* В последнем случае необходимо учитывать условия опирания наружной стены на пересекающиеся с ней стены и перекрытия.

Приведенные результаты являются первым этапом проводимого в настоящее время исследования по обобщению отечественного и зарубежного опыта возведения стен из каменной кладки с гибкими связями применительно к местным условиям.

9.3. Исследование причин образования дефектов в кирпичной кладке лицевого слоя наружных стен зданий

9.3.1. Исследование причин образования дефектов в кирпичной кладке лицевого слоя наружных стен зданий, расположенных на ул. Магнитогорская в Москве

Для уточнения причин возникновения дефектов в лицевом слое были выполнены расчетно-теоретические исследования.

Исследования включали в себя расчеты методом конечных элементов фрагментов зданий и стен с лицевым кирпичным слоем.

В качестве натурального прототипа были выбраны два 22-этажных жилых дома на ул. Магнитогорская в Москве (2002–2003 годы). Фрагмент плана здания приведен на рис. 2.3.7 б.

Несущие элементы наружных и внутренних стен и перекрытий выполнены из монолитного железобетона. Пилоны облицованы кирпичной кладкой толщиной 12 см. Крепление лицевого слоя к железобетонным пилонам осуществляется гибкими стальными связями. В уровне междуэтажных перекрытий лицевой слой кладки начиная с шестого этажа устанавливается на стальной уголок, крепящийся к перекрытию.

На участке наружных стен, где железобетонные пилоны отсутствуют, внутренний слой стены выполнен из ячеистобетонных камней. Этот слой стены поэтажно опирается на плиты перекрытий.

Снаружи кладка из ячеистобетонных камней облицована слоем кладки из глиняного кирпича толщиной 12 см. Связь слоев осуществляется заведенными в оба слоя тычковыми кирпичами. Лицевой слой из кирпичной кладки на перекрытия или какие-либо другие элементы по всей высоте стены не опирается. Горизонтальные деформационные швы между низом уголка и верхом подведенной под него кладки отсутствуют и заполнены раствором.

Было установлено, что на углу здания в уровне 4–6 этажей в лицевом кирпичном слое образовалась вертикальная трещина. Там же образовалась наклонная трещина и произошло выпучивание лицевого слоя из плоскости стены до 5 мм (рис. 2.3.7 ж, з, и). На другом участке здания в уровне перекрытия над первым этажом произошло раздробление лицевого слоя кладки (фото на рис. 2.3.7, к).

Более подробно описание конструкций здания и дефектов кладки лицевого слоя приведены в разделе 2.3.7.

Для анализа напряженно-деформированного состояния конструкций наружных стен, в том числе лицевого слоя кладки, был произведен расчет пространственного фрагмента 22-этажного здания по программе «Лира», реализующей метод конечного элемента.

Расчеты выполнялись под руководством автора инженером А.В. Зуевой. Расчетная схема фрагмента приведена на рис. 9.3.1 а.

Наружные стены задавались двухслойными. При этом каждый из слоев задавался конечными элементами оболочки. Перекрытия также аппроксимировались конечными элементами оболочки.

По проекту лицевой слой кирпича свешивается с заведенного в него стального уголка на 4 см. Таким образом, ось реакции опоры лицевого слоя на уголок не совпадает с центром тяжести горизонтального сечения лицевого слоя. Эксцентриситет реакции опоры относительно центра тяжести сечения лицевого слоя определялся из вспомогательного расчета (см. подробнее раздел 9.6). Расчетная схема узла опирания лицевого слоя на стальной уголок приведена на рис. 9.6.1, см. стр. ??? . Конечные элементы имели высоту 12 мм. Модули деформаций растворного шва задавались с учетом его качества и возможной концентрации напряжений на опоре. Из этого расчета была получена эпюра вертикальных напряжений, действующих в кладке лицевого слоя в месте опирания на уголок. Эксцентриситет реакции опоры определялся как расстояние между центром тяжести эпюры вертикальных напряжений и центром тяжести горизонтального сечения лицевого слоя. В случае некачественного растворного шва между низом уголка и верхним кирпичом этот эксцентриситет оказывается еще больше. Более того, проведенным обследованием было установлено, что во многих местах кирпичи свешивались с уголка и более чем 4 см.

Эксцентриситет реакции опоры в расчетной схеме задавался с помощью жесткой горизонтальной вставки, жестко прикрепленной к конечному элементу оболочки, аппроксимирующей лицевой слой кладки. Ширина этой пластины равнялась эксцентриситету реакции опоры. В основном расчете величина этого эксцентриситета принималась равной 5 см.

Задавались вертикальная нагрузка от собственного веса материалов стен и перекрытий, временная нагрузка на перекрытия, ветровая нагрузка, температурная нагрузка и эквивалентная температурная нагрузка от усадки материалов.

Температурные нагрузки брали в соответствии с разделом 6.6. К каждому из слоев и перекрытиям прикладывались соответствующие приращения температуры за период с момента замыкания конструкции. За момент замыкания конструкции принималось время возведения лицевого слоя кладки наружных стен.

В теплое время года лицевой слой кладки расширяется. Горизонтальные перемещения на углу стены вдоль ее оси (ось X на рис. 9.3.1 а) составили в теплое время года более 1 мм в уровне перекрытия над шестым этажом (см. эпюру горизонтальных перемещений на углу стены на рис. 9.3.1 б). Напомним, что именно с шестого этажа началась установка опорных уголков, заводимых в кладку лицевого слоя. Это вызвало в связях на углу стены зна-

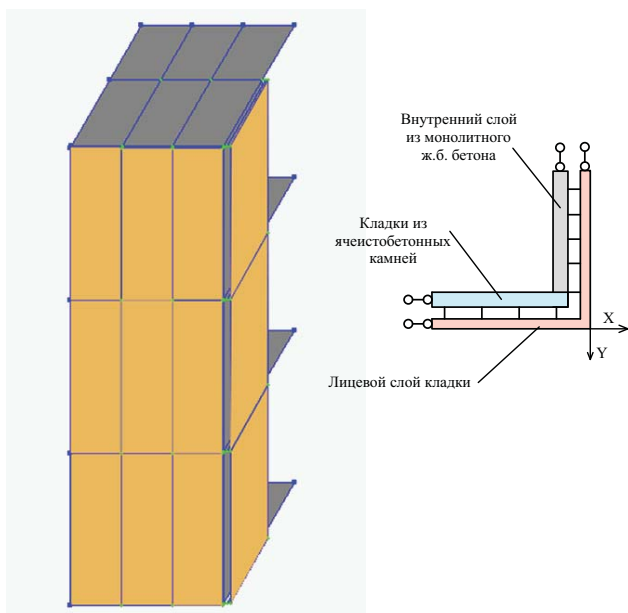


Рис. 9.3.1 а. Фрагмент расчетной схемы высотой три этажа

чительные растягивающие усилия. При некачественном растворном шве и свесе лицевого слоя с опорного уголка на 5 см усилия в связях могут увеличиться еще примерно на 10 %.

В связях, расположенных на расстоянии от угла 0,5 м и более, усилия оказываются во много раз меньше.

В первую очередь выключались из работы связи, расположенные ниже опорных уголков, т.е. несколько ниже уровня перекрытия над шестым этажом. После этого растягивающие усилия в нижерасположенных связях вырастали до предельных и они также выключались из работы. Процесс последовательного выключения связей из работы постепенно распространялся до нижних этажей.

В теплое время года деформации лицевого слоя на углу стены приводят не только к вырыву крайних связей, но и образованию в кладке вертикальных трещин (стадия 1 на рис. 9.3.1, в; фото на рис. 2.3.7, ж, з). Поскольку отстоящие на расстоянии около 1 м от угла стены связи из работы не выключились, там произошел излом кладки лицевого слоя из его плоскости (фото на рис. 2.3.7, ж, и).

В холодное время года лицевой слой кладки сжимается. Горизонтальные температурные деформации сдерживаются пересекающимися стенами и в местах горизонтальных опор стен (перекры-

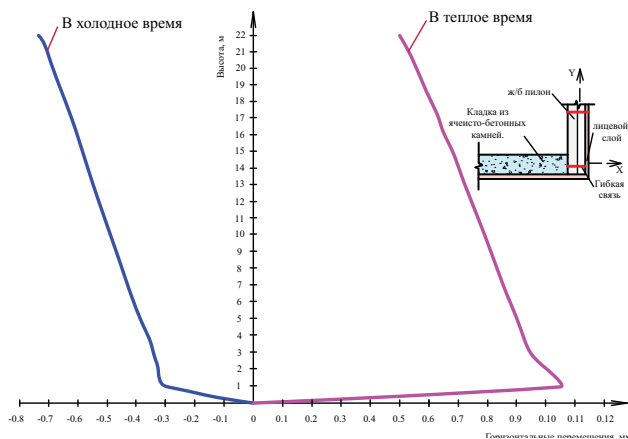
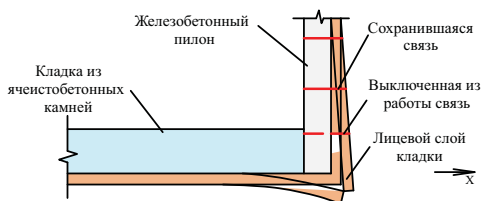


Рис. 9.3.1 б. Горизонтальные перемещения на углу лицевого слоя, расположенного напротив кладки из ячеисто-бетонных камней по оси X на углу здания, после образования трещины на углу стены на всю высоту

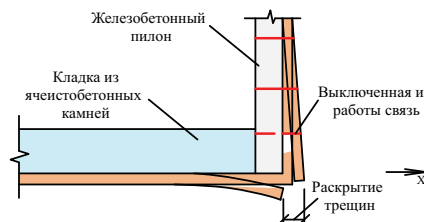
тий, балконов, опорных уголков, крепящихся к перекрытиям). В результате в лицевом слое возникают горизонтальные растягивающие напряжения (подробнее см. раздел 9.3.3). Величина этих напряжений превысила прочность кладки на растяжение, что привело к раскрытию старых и образованию новых трещин на углу стены (стадии 1 и 2 на рис. 9.3.1, в).

После разделения лицевого слоя на отдельные полосы вертикальными и наклонными трещинами и частичном выключении из работы гибких связей возможна потеря устойчивости лицевым слоем вследствие продольного изгиба (стадия 3 на рис. 9.3.1 в).

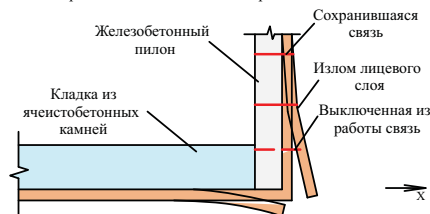
Как отмечалось выше, на одном участке здания в уровне перекрытия над первым этажом произошло раздробление лицевого слоя кладки (рис. 2.3.7, к). На этом участке кладка лицевого слоя крепится к внутреннему слою из ячеистобетонных камней путем перевязки тычковыми кирпичами. Проведенным обследованием (раздел 2.5.2) было установлено низкое качество горизонтальных растворных швов кладки лицевого слоя в уровне перекрытия. В данном случае это было связано со сложностью качественного заполнения раствором шва при укладке на этаже верхнего ряда кирпича. Анализ напряженно-деформированного состояния кладки лицевого слоя показывает, что наибольшие вертикальные напряжения возникают в кладке нижних этажей. Их величина, подсчитанная без учета концентрации напряжений, достигает там 1,4 МПа. С учетом концентрации напряжений их величина на отдельных участках превышает прочность кладки на сжатие, равную 1,5 МПа.



СТАДИЯ 1. Выключение из работы горизонтальных гибких связей в теплое время года.



СТАДИЯ 2. Образование вертикальных трещин в лицевом слое в месте пересечения стен в холодное время года.



СТАДИЯ 3. Продольный изгиб и потеря устойчивости отслоившегося лицевого слоя.

Рис. 9.3.1 в. Три стадии разрушения лицевого слоя из кирпичной кладки

Таким образом, было установлено, что **основной причиной отслоения лицевого слоя кладки и раздробления кирпича в уровне перекрытий явилось отсутствие в лицевом слое горизонтальных и вертикальных деформационных швов**. Горизонтальные швы необходимы для компенсации разности вертикальных перемещений железобетонного каркаса (пилон) и кирпичной кладки, вызываемых кратковременными и длительными деформациями материалов (усадки, набухания, ползучести), а также температурными деформациями (вызванными изменением температуры воздуха и солнечной радиацией). При гибких перекрытиях возможно также влияние их прогиба. Вертикальные швы призваны в основном компенсировать горизонтальные температурно-влажностные деформации.

Помимо необходимости устройства вертикальных температурных швов в лицевом слое кладки должны также предусматриваться и обычно устраиваемые межсекционные осадочные швы.

Рекомендации по устройству деформационных швов приведены в главе 10.

9.3.2. Исследование причин образования дефектов в кладке лицевого слоя наружных стен здания, расположенного на ул. Старослободская в Москве

В качестве натурального прототипа была выбрана пятиэтажная секция жилого дома, на ул. Старослободская в Москве.

Наружные стены облицованы кирпичной кладкой толщиной 12 см. Рассматривались два вида конструкции внутреннего слоя наружных стен:

- несущие железобетонные конструкции;
- кладка из пенобетонных камней, устанавливаемых на перекрытия.

Крепление лицевого слоя к железобетонным стенам выполнено стальными кронштейнами. Они размещаются по шагу горизонтали 75 см и по вертикали — 1,5 м. В уровне перекрытий лицевой слой крепится с помощью заведенных в кладку стальных уголков, крепящихся в свою очередь к стальным кронштейнам.

Подробнее описание конструкций наружных стен дано в разделе 2.5.3.

Как отмечалось в главе 2, в лицевом слое кладки, преимущественно вблизи углов, имеются вертикальные трещины. В уровне перекрытий в местах установки стальных уголков произошло разрушение кладки на высоту одного—трех рядов (фото на рис. 2.3.8 б).

Для уточнения причин возникновения дефектов в лицевом слое были выполнены расчеты методом конечных элементов пространственных фрагментов здания. Расчетная схема фрагмента приведена на рис. 9.3.2 а. Слои облицовки и железобетонных стен аппроксимировались конечными элементами оболочки, связи и опорные уголки — стержнями.

К стенам и перекрытиям прикладывались вертикальные расчетные нагрузки от их веса и временная нагрузка.

Температурные нагрузки задавались в соответствии с разделом 6.6. К каждому из слоев и перекрытиям прикладывались соответствующие приращения температуры за период с момента замыкания конструкции. За момент замыкания конструкции принималось время возведения лицевого слоя кладки наружных стен.

Лицевой слой был закреплен в горизонтальной плоскости стальными связями.

Установлено, что в холодное время года в лицевом слое возникают значительные горизонтальные растягивающие напряжения

вследствие сдерживания свободных температурных деформаций кладки в местах ее опирания. *При отсутствии в достаточном количестве вертикальных деформационных швов в кладке вблизи опор, а также на углах, в местах пересечений лицевых слоев и т.п. возникают вертикальные трещины.*

Вместе с тем, положение во много раз ухудшается вследствие отсутствия и горизонтальных деформационных швов, о чем было сказано в предыдущем разделе. Отсутствие горизонтальных деформационных швов способствует не только образованию и раскрытию вертикальных и наклонных трещин, вырыву связей, но и локальному разрушению кладки в уровне перекрытий.

Проектом была предусмотрена укладка продольных стержней из гладкой арматуры, что нельзя признать эффективным из-за их возможного проскальзывания в растворном шве. Расстояние между сетками по высоте не должно превышать 40 см, а не 1,5 м, как это принято по проекту. Таким образом, предусмотренное проектом армирование практически не способствует повышению прочности кладки как на растяжение по горизонтали, так и на сжатие по вертикали.

Иллюстрацией тому, что одной из основных причин образования вертикальных трещин вблизи углов явилось отсутствие вертикальных температурных швов, служит фото на рис. 2.3.9 д, где показаны трещины на углу стен одноэтажного въезда в гараж, и где вертикальные нагрузки являются незначительными.

9.4. Исследование влияния жесткости связей на напряженно-деформированное состояние лицевого слоя

Выполнена оценка влияния жесткости связей для крепления лицевого слоя из кирпичной кладки при отсутствии или наличии вертикальных и горизонтальных деформационных швов. В качестве расчетной модели выбран прототип здания на Старослободской улице. Описание конструкций наружных стен здания и дефектов в них приведено в разделах 2.5.3 и 9.3.2.

Расчетная схема фрагмента здания приведена на рис. 9.3.2.

Было установлено, что *чем жестче являются опорные конструкции и связи (в том числе выполненные в виде кронштейнов) и чем ближе подходят они к углу, тем выше максимальные величины растягивающих напряжений и тем ближе перемещаются они к углу.*

Горизонтальные растягивающие напряжения во многих случаях превышают прочность кладки растяжению по перевязанным швам.

Проведенные исследования показали, что *в случае применения вместо жестких связей гибких последствий отсутствия деформационных швов сказываются в меньшей степени*. В кронштейнах, особенно расположенных вблизи углов стен, могут возникать значительные растягивающие усилия, превышающие прочность анкеров на вырыв. Под влиянием знакопеременных температурных деформаций происходит расширение опорных кронштейнов, что в некоторой степени приближает их к гибким связям и положительно влияет на снижение уровня напряжений в облицовке. В то же время, многократно повторяемые знакопеременные воздействия снижают надежность анкеровки кронштейнов.

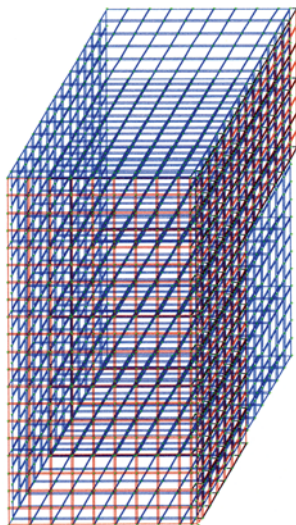


Рис. 9.3.2. Расчетная схема фрагмента здания на ул. Старослободская

9.5. Исследование напряженно-деформированного состояния лицевого слоя при температурно-влажностных воздействиях

9.5.1. Описание рассчитываемых фрагментов стен

Для уточнения напряженно-деформированного состояния кладки лицевого слоя при температурных воздействиях были выполнены расчеты пространственных фрагментов зданий [9.5–9.6]. Фрагменты имели прямоугольную и более сложную в плане форму с габаритами до 22·25 м. Расчетные схемы некоторых фрагментов даны на рис. 9.5.1–9.5.12.

Высота фрагментов варьировалась от 3 до 24 м. Рассчитывались фрагменты с различными вариантами граничных условий.

Была принята следующая конструкция фрагментов. Наружный (лицевой) слой наружных стен выполнен из кирпичной кладки толщиной 12 см. Этот слой опирается на балку из железо-

бетона или стального уголка. Балка соединена с плитой перекрытия железобетонными ребрами. В ряде фрагментов на опоре принималась жесткая заделка. Варьировались сечения опорных элементов, материал, шаг и конструкция ребер. Плита перекрытия выполнена из монолитного железобетона. Рассматривались различные варианты внутреннего слоя наружных стен: из монолитного железобетона, кладки из керамического кирпича или камней из ячеистого бетона.

Наружный слой стен крепился к внутреннему слою с помощью гибких связей.

Плиты перекрытий и слоев наружных стен аппроксимировались конечными элементами оболочки. Опорные балки и соединяющие их с плитой перекрытия ребра аппроксимировались конечными элементами стержня. Гибкие связи задавались также с помощью конечного элемента стержня.

Рассматривались фрагменты с различным расположением и шагом вертикальных деформационных швов в наружных стенах, а также варианты с оконными и дверными проемами в наружных стенах и без них.

Деформационные характеристики кладки и железобетона принимались с учетом ползучести материалов.

Коэффициент линейного расширения кладки из глиняного кирпича принят равным 0,000005, железобетона — 0,00001.

Температурные нагрузки задавались в соответствии с разделом 6.6. К каждому из слоев и перекрытиям прикладывались соответствующие приращения температуры за период с момента замыкания конструкции. За момент замыкания конструкции принималось время возведения лицевого слоя кладки наружных стен.

Температура ребер, соединяющих опорную балку с плитой перекрытия, принималась средней между их температурами.

Полученные из расчетов изополя горизонтальных напряжений в облицовке некоторых фрагментов приведены на рис. 9.5.1—9.5.14, эпюры продольных усилий в гибких связях на рис. 9.5.16; 9.5.18; 9.5.19.

9.5.2. Анализ напряженно-деформированного состояния кладки лицевого слоя при температурно-влажностных воздействиях

Было установлено, что *в кладке лицевого слоя вследствие температурных воздействий могут возникать значительные горизонтальные растягивающие напряжения. Эти напряжения складываются в основном из напряжений, возникающих вследствие осевого*

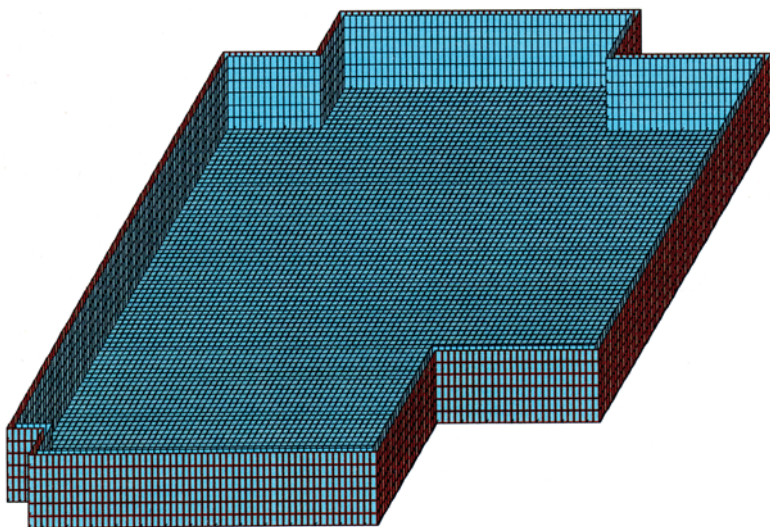


Рис. 9.5.1 а. Расчетная схема фрагмента с габаритами $22 \cdot 25$ м

растяжения и изгиба наружного слоя из его плоскости. В качестве примера на рис. 9.5.1–9.5.12 изображены изополя горизонтальных напряжений, способных возникнуть в лицевом (наружном) слое в теплое и холодное время года.

Прямолинейный в плане участок наружного слоя

Рассмотрим **прямолинейный** в плане участок наружного слоя стены, по границам которого имеются два вертикальных температурных шва. В плоских фрагментах с двумя вертикальными температурными швами по границе фрагмента максимальные величины растягивающих напряжений наблюдаются на опоре в средней части стены (рис. 9.5.7; 9.5.8; 9.5.11). Объясняется это тем, что на опоре горизонтальные перемещения, вызванные температурными деформациями, сдерживаются опорными конструкциями. Таким образом, эти нап-

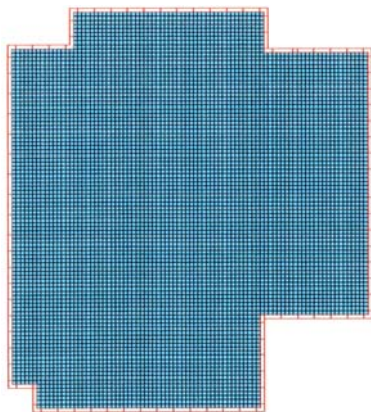


Рис. 9.5.1 б. Расчетная схема фрагмента с габаритами $22 \cdot 25$ м. Вид сверху

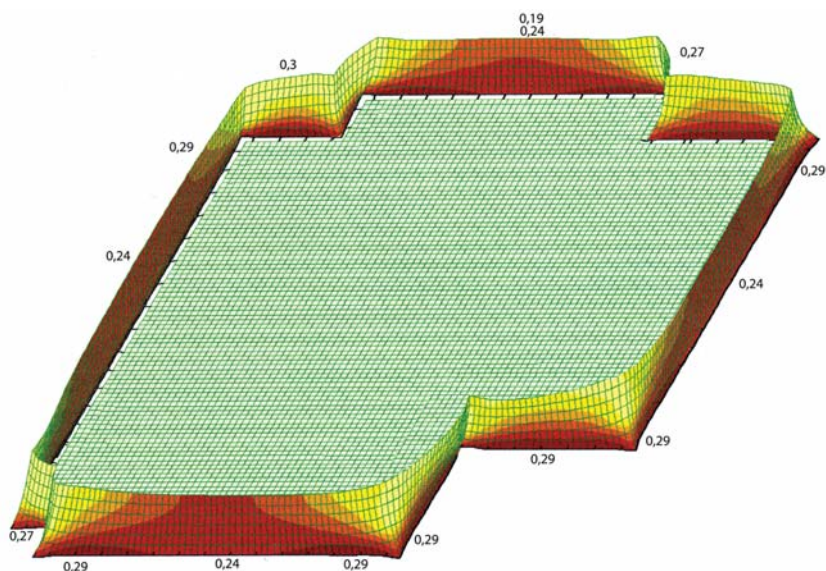


Рис. 9.5.1 в. Фрагмент Ф1 я.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с внутренним слоем из ячеистых камней. Изополя горизонтальных напряжений (без учета напряжений от изгиба из плоскости), действующих в летнее время

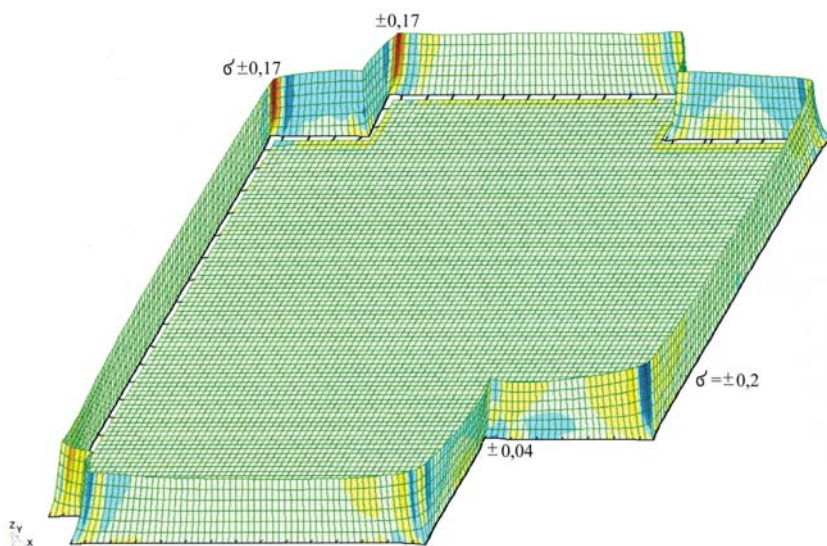


Рис. 9.5.1 г. Фрагмент Ф1 я.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с внутренним слоем из ячеистобетонных камней (условно не показан). Эпюры горизонтальных напряжений от изгиба из плоскости, действующих в летнее время

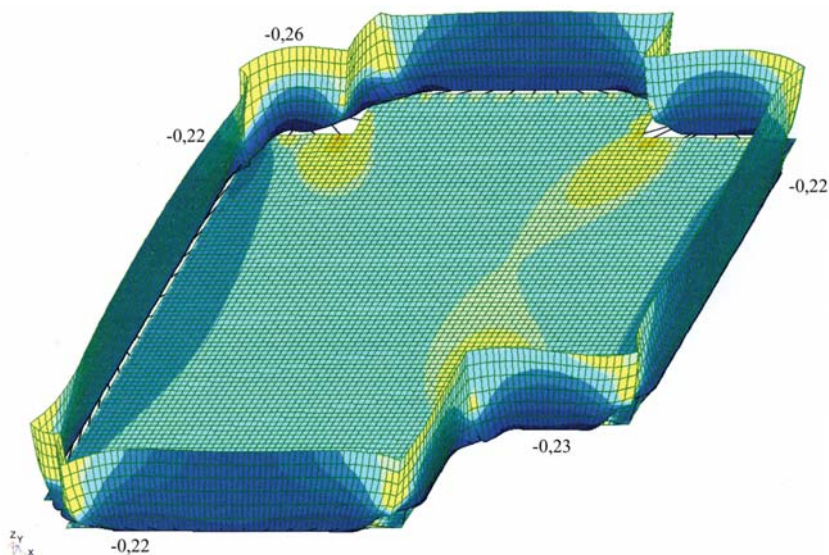


Рис. 9.5.1 д. Фрагмент Ф1 я.б. стены размером 22 · 25 м с внутренним слоем из ячеистобетонных камней (условно не показан). Эпюры горизонтальных напряжений (без учета изгиба из плоскости), действующих в зимнее время

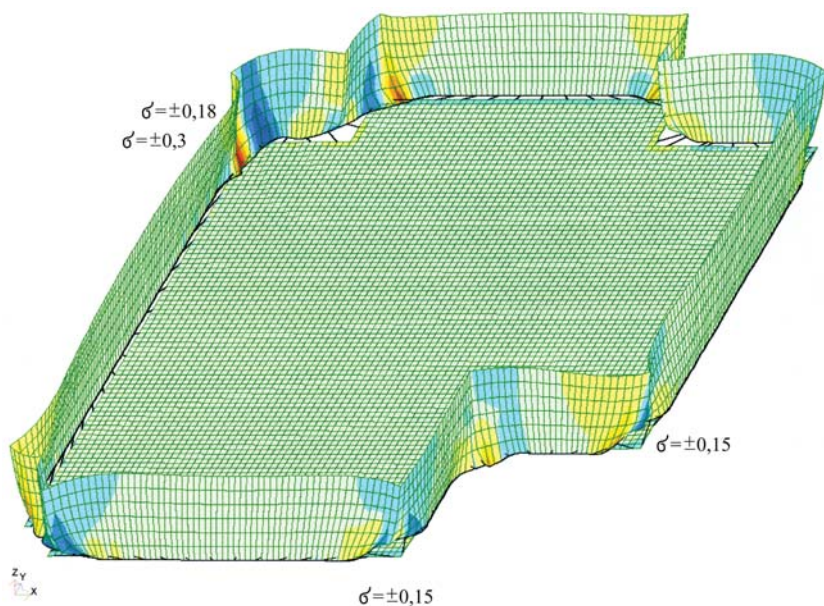


Рис. 9.5.1 е. Фрагмент Ф1 я.б. стены размером 22 · 25 м с внутренним слоем из ячеистобетонных камней (условно не показан). Эпюры горизонтальных напряжений от изгиба из плоскости, действующих в зимнее время

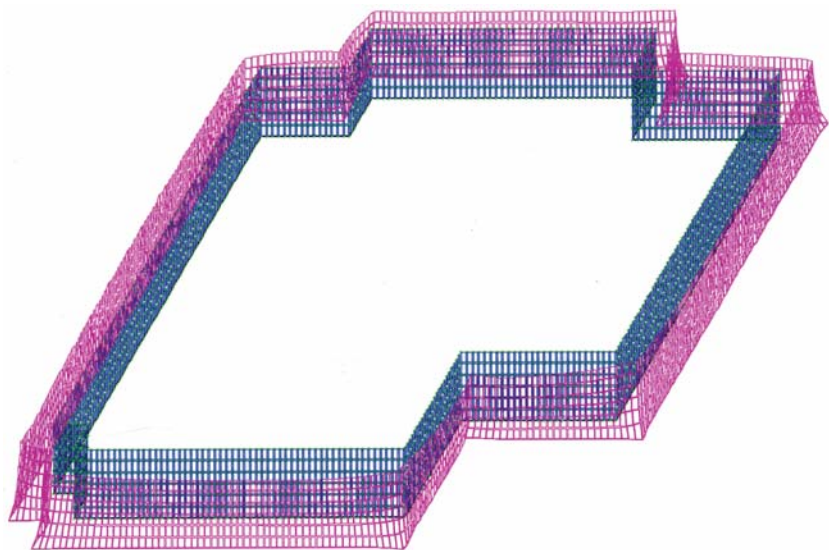


Рис. 9.5.1 ж. Фрагмент Ф1 стены размером 22 · 25 м. Исходная и деформированная схемы наружного слоя для летнего времени

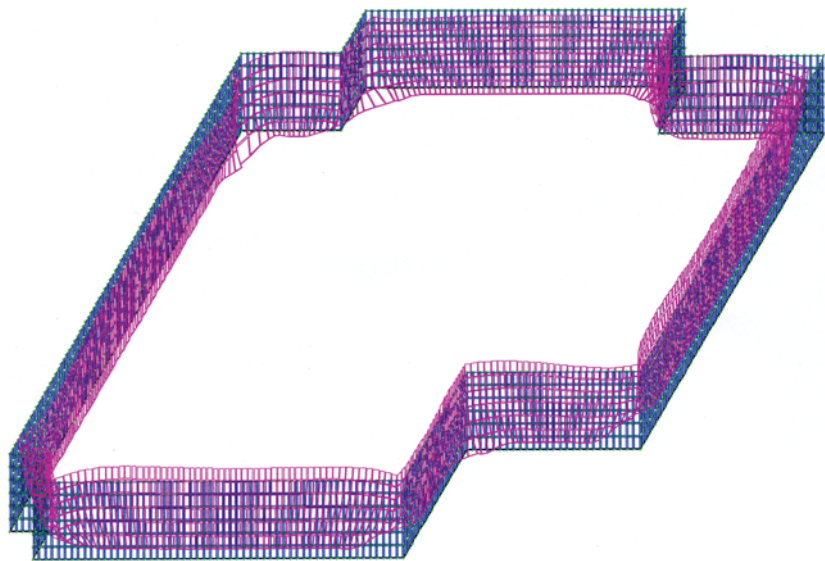


Рис. 9.5.1 з. Фрагмент Ф1 стены размером 22 · 25 м. Исходная и деформированная схемы наружного слоя для зимнего времени

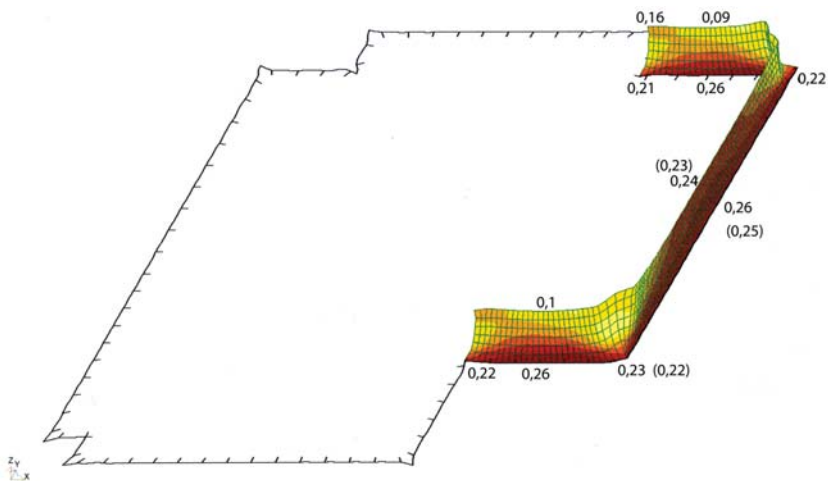


Рис. 9.5.2 а. Фрагмент Ф1 П т.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с П-образным участком наружного слоя. Изополю горизонтальных напряжений в наружном слое (без учета напряжений от изгиба из плоскости), действующих в летнее время

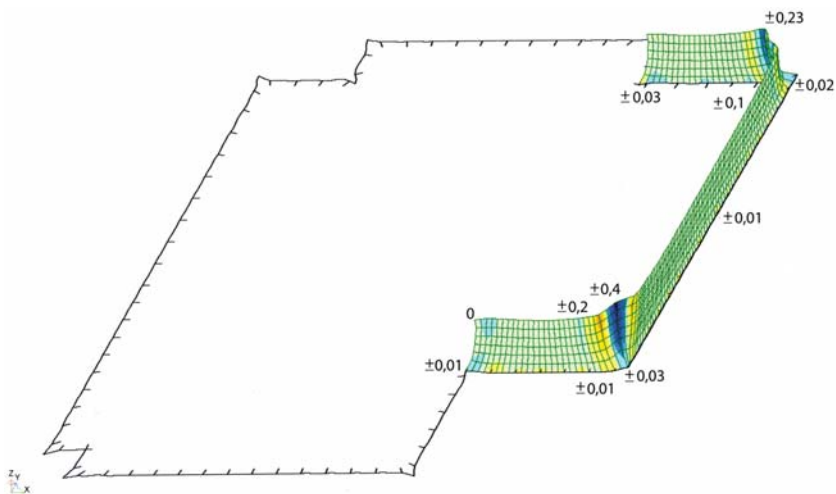


Рис. 9.5.2 б. Фрагмент Ф1 П т.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с П-образным участком наружного слоя. Изополю горизонтальных напряжений в наружном от изгиба из плоскости, действующих в летнее время

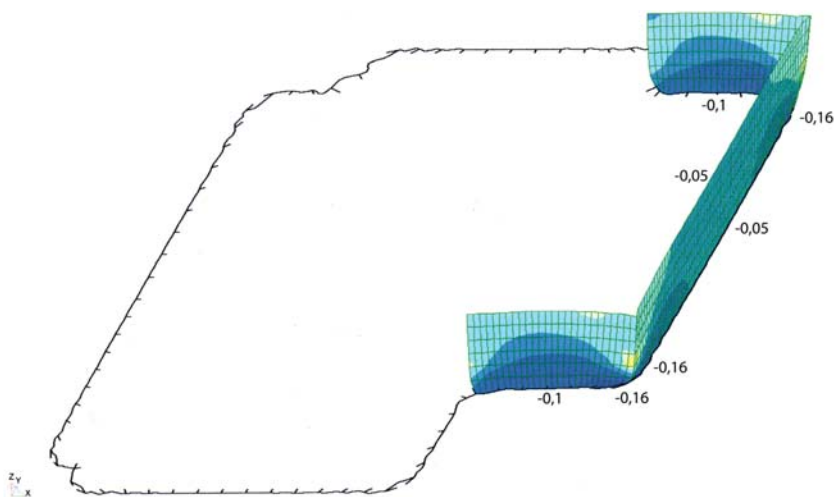


Рис. 9.5.2 в. Фрагмент Ф1 П т.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с П-образным участком наружного слоя. Изополя горизонтальных напряжений в наружном слое (без учета напряжений изгиба из плоскости), действующих в зимнее время

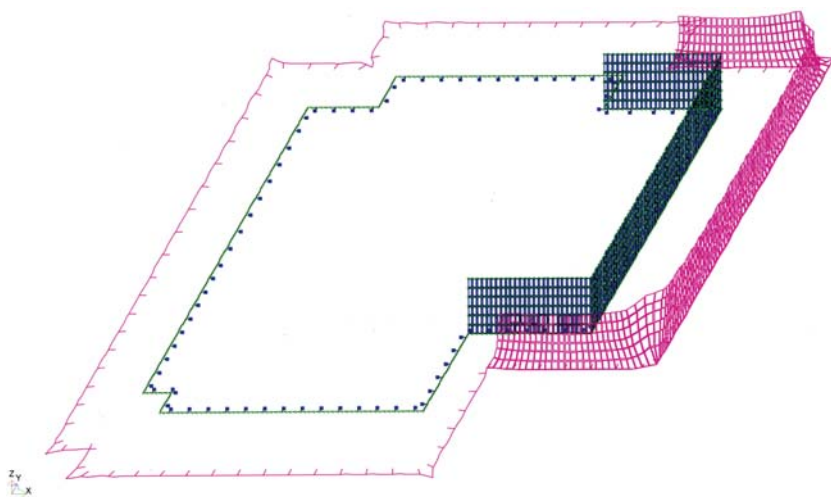


Рис. 9.5.2 г. Фрагмент Ф1 П т.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с П-образным участком наружного слоя. Исходная и деформированная схемы наружного слоя и опорной балки с ребрами для летнего времени

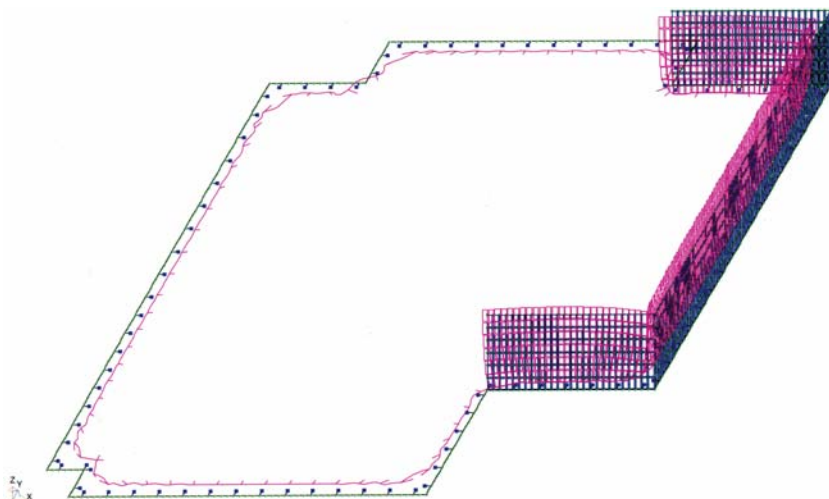


Рис. 9.5.2 д. Фрагмент Ф1 П т.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с П-образным участком наружного слоя. Исходная и деформированная схемы наружного слоя и опорной балки с ребрами для зимнего времени

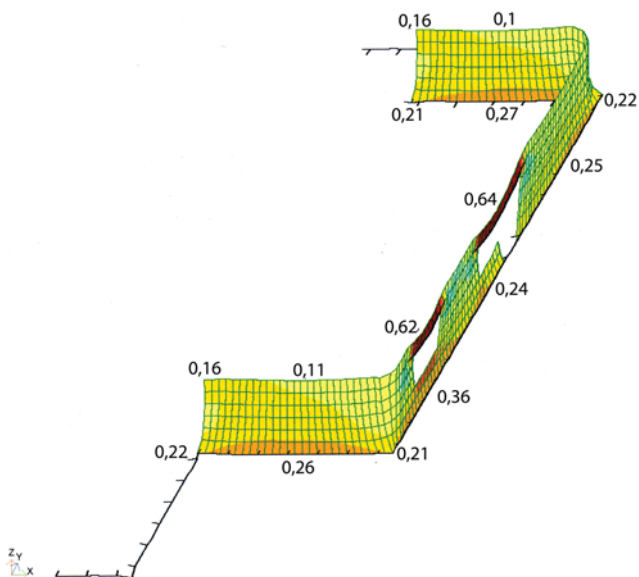


Рис. 9.5.3 а. Фрагмент Ф1 П т.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с П-образным участком наружного слоя. Изополя горизонтальных напряжений в наружном слое (без учета напряжений изгиба из плоскости), действующих в зимнее время

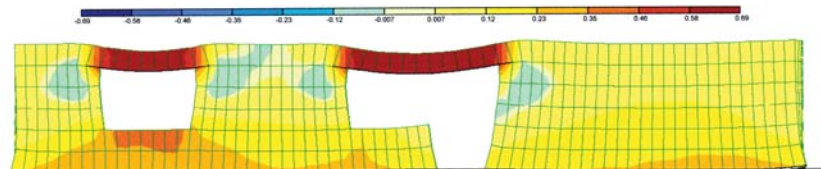


Рис. 9.5.3 б. Фрагмент Ф1 П т.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с П-образным участком наружного слоя с проемами. Изополя горизонтальных напряжений в наружном слое (без учета изгиба из плоскости), действующих в летнее время

ряжения вызваны в основном осевыми горизонтальными усилиями, действующими в плоскости стены. Незначительные горизонтальные напряжения от изгиба наружного слоя из его плоскости наблюдаются в местах расположения ребер, соединяющих опорную балку с плитой перекрытия.

Представляет интерес тот факт, что растяжение наружного слоя возможно как в летнее, так и в зимнее время. В основном все зависит от соотношения коэффициентов температурного расширения кладки лицевого слоя, материалов опорной балки, плиты перекрытия, внутреннего слоя. В случае, когда эти коэффициенты совпадают, горизонтальные деформации кладки наружного

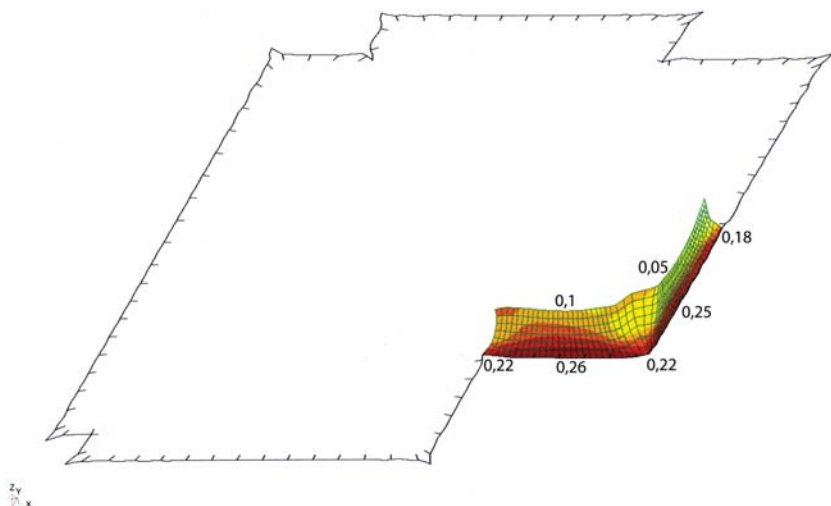


Рис. 9.5.4 а. Фрагмент Ф1 П т.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с Г-образным участком наружного слоя размером $5,5 \cdot 7,25$ м с внутренним слоем тяжелого бетона. Изополя горизонтальных напряжений в наружном слое (без учета напряжений от изгиба из плоскости), действующих в летнее время

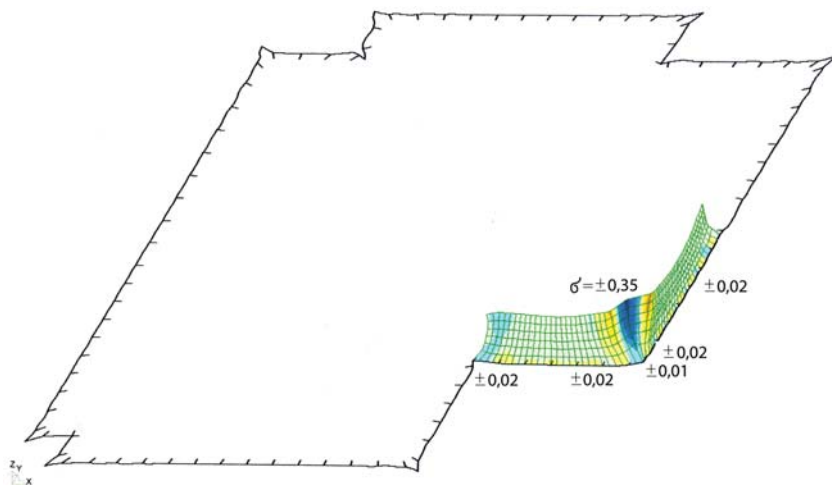


Рис. 9.5.4 б. Фрагмент Ф1 Г1 т.б. стены размером 22 · 25 м с Г-образным участком наружного слоя размером 5,5 · 7,25 м с внутренним слоем тяжелого бетона. Изополя горизонтальных напряжений в наружном слое с учетом напряжений от изгиба из плоскости, действующих в летнее время

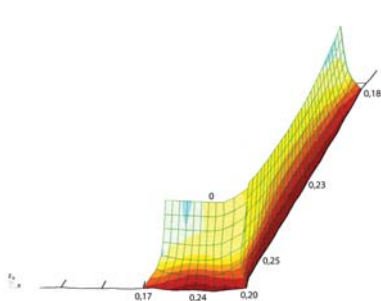


Рис. 9.5.5 а. Фрагмент Ф1 Г2 т.б. стены размером 22 · 25 м с Г-образным участком наружного слоя размером 2,5 · 7,25 м с внутренним слоем из тяжелого бетона. Изополя горизонтальных напряжений в наружном слое (без учета напряжений от изгиба из плоскости), действующих в летнее время

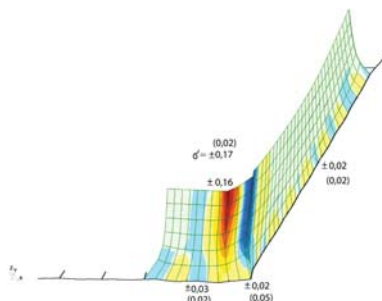


Рис. 9.5.5 б. Фрагмент Ф1 Г2 т.б. стены размером 22 · 25 м с Г-образным участком наружного слоя размером 2,5 · 7,25 м с внутренним слоем тяжелого бетона. Изополя горизонтальных напряжений в наружном слое от изгиба из плоскости, действующих в летнее время

Рис. 9.5.5
наружн
горизон
плоско

слоя прямолинейных участков от температурных воздействий будут практически свободными. В этом случае растягивающие напряжения в наружном слое возможны практически только от изгиба его из плоскости в местах расположения ребер, которые, как отмечалось, являются незначительными.

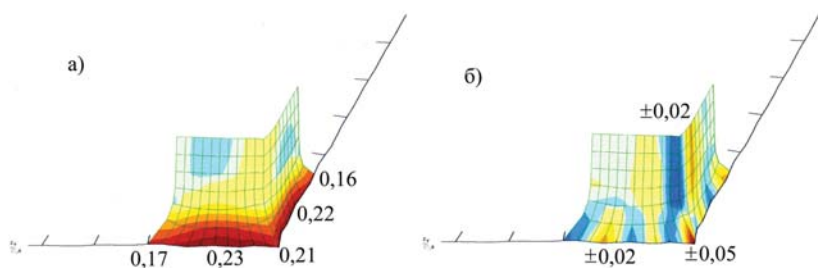


Рис. 9.5.6. Фрагмент Ф1 ГЗ т.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с Г-образным участком наружного слоя размером $2,5 \cdot 2$ м с внутренним слоем, опорными балками и ребрами из тяжелого бетона. Изополя горизонтальных напряжений в наружном слое:

а – без учета напряжений от изгиба из плоскости

б – от изгиба из плоскости при температуре возведения наружного слоя

$t_c = \dots$ C; изменение температуры в наружном слое $t_{w,нс} = + 50,7$ C; во внутреннем слое и перекрытии $t_{стр, вс} = -4$ C

Теперь рассмотрим следующий случай:

– коэффициент температурного расширения кладки наружного слоя ниже, чем у материала опорной балки;

– кладка наружного слоя возводится в зимнее время.

В летнее время свободные горизонтальные деформации опорной балки, подсчитанные в предположении раздельной работы с наружным слоем, будут превышать деформации кладки пропорционально отношению их коэффициентов температурного расширения. Таким образом, опорная балка растягивает наруж-

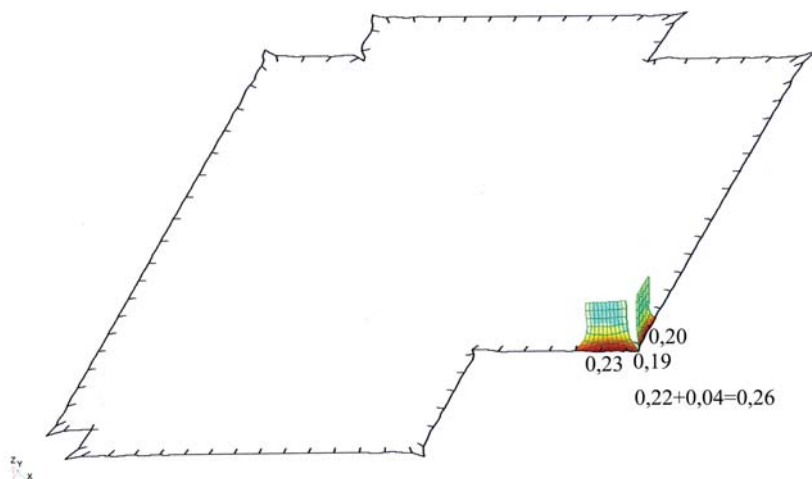


Рис. 9.5.7. Фрагмент Ф1 т.б. стены размером $22 \cdot 25$ м с плоскими фрагментами на внешнем углу с внутренним слоем, опорными балками и ребрами из тяжелого бетона. Изополя горизонтальных напряжений в наружном слое без учета напряжений от изгиба из плоскости

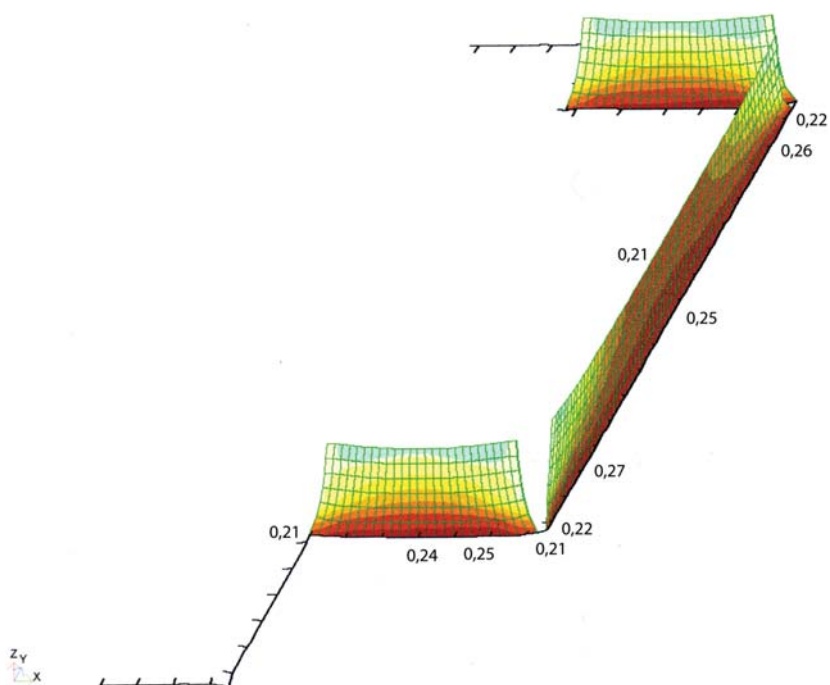


Рис. 9.5.8. Фрагмент Ф1 стены размером $22 \cdot 25$ м с прямолинейными участками наружного слоя. Изополю горизонтальных напряжений в наружном слое (без учета напряжений от изгиба из плоскости), действующих в летнее время

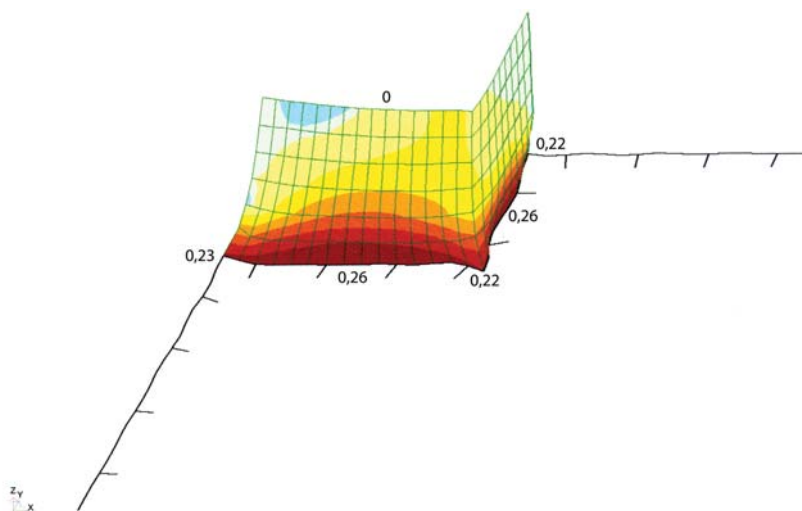


Рис. 9.5.9 а. Фрагмент Ф1ГЗ стены размером $22 \cdot 25$ м с Г-образным участком наружного слоя размером $1,9 \cdot 1,1$ м. Изополю горизонтальных напряжений в наружном слое (без учета напряжений от изгиба из плоскости), действующих в летнее время

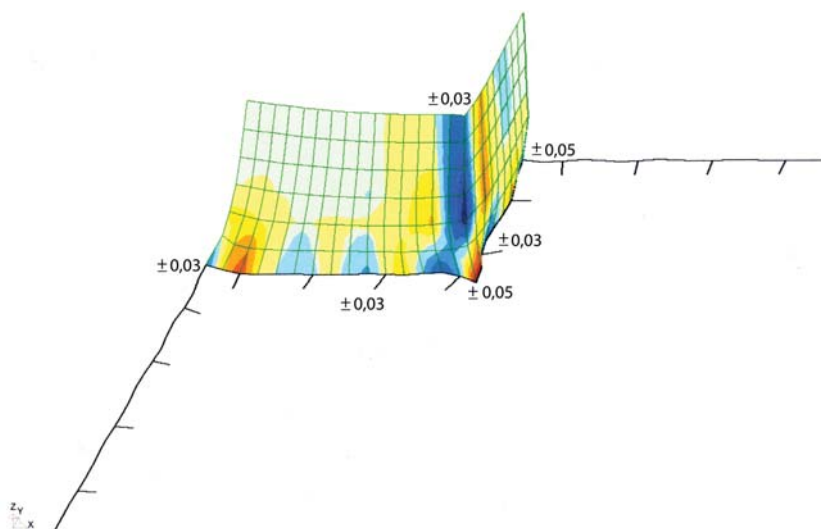


Рис. 9.5.9 б. Фрагмент Ф1ГЗ стены размером $22 \cdot 25$ м с Г-образным участком наружного слоя размером $1,9 \cdot 1,1$ м. Изополю горизонтальных напряжений в наружном слое от изгиба из плоскости, действующих в летнее время

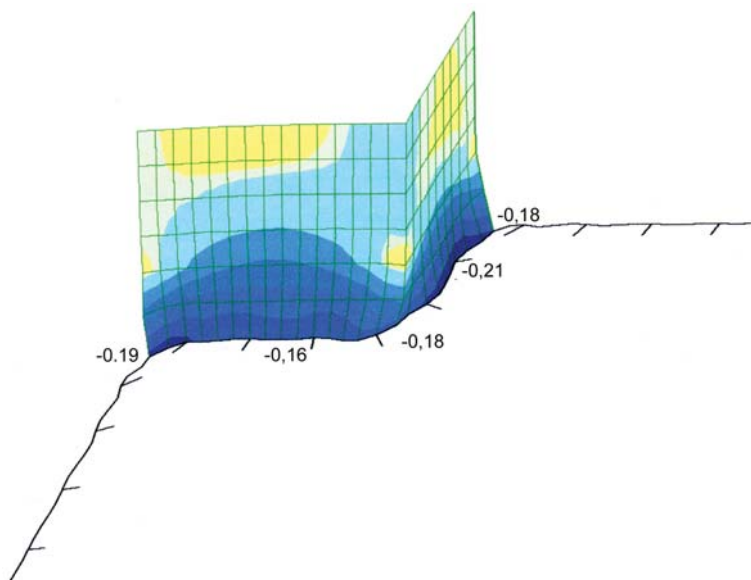


Рис. 9.5.9 в. Фрагмент Ф1ГЗ стены размером $22 \cdot 25$ м с Г-образным участком наружного слоя размером $1,9 \cdot 1,1$ м. Изополю горизонтальных напряжений в наружном слое (без учета напряжений от изгиба из плоскости), действующих в зимнее время

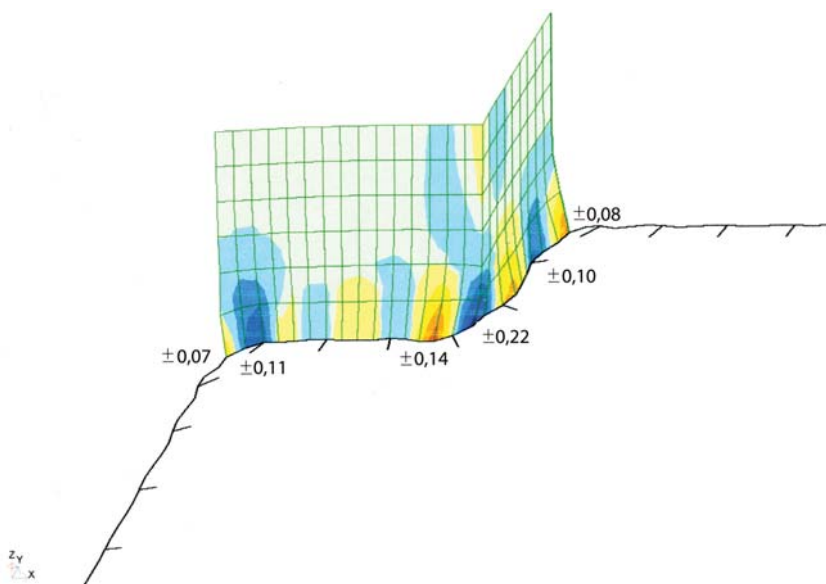


Рис. 9.5.9 г. Фрагмент Ф1ГЗ стены размером 22 · 25 м с Г-образным участком

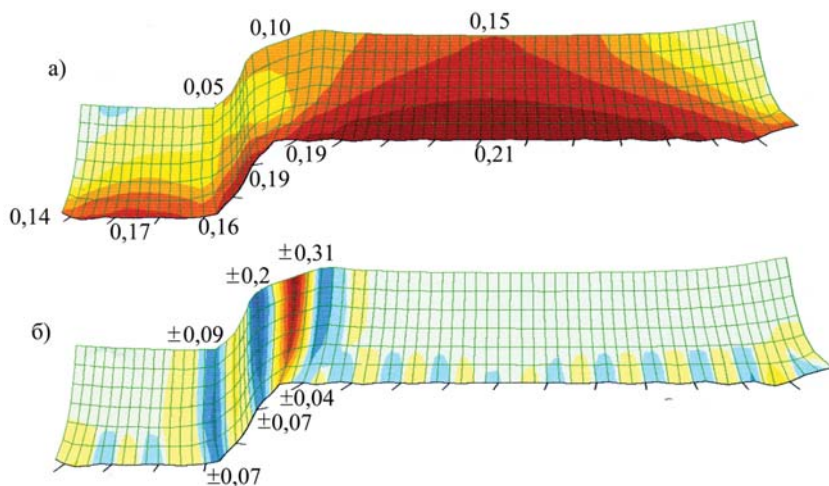


Рис. 9.5.10. Фрагмент Ф1З стены размером 22 · 25 м с Z-образным участком наружного слоя с внутренним слоем, опорной балкой и ребрами из монолитного железобетона. Изополю горизонтальных напряжений в наружном слое, действующих в летнее время при температуре возведения наружного слоя $t_0 = \dots$ С
а – без учета напряжений от изгиба из плоскости
б – от изгиба из плоскости

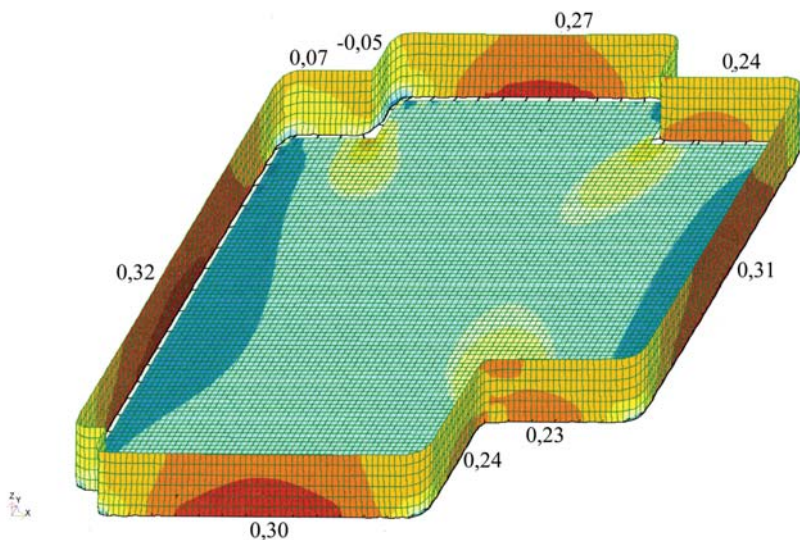


Рис. 9.5.11. Фрагмент Ф1 размером $22 \cdot 25$ м с внутренним слоем из монолитного железобетона, опорной балкой и ребрами из керамзита. Изополя горизонтальных напряжений (без учета напряжений от изгиба из плоскости), действующих в зимнее время

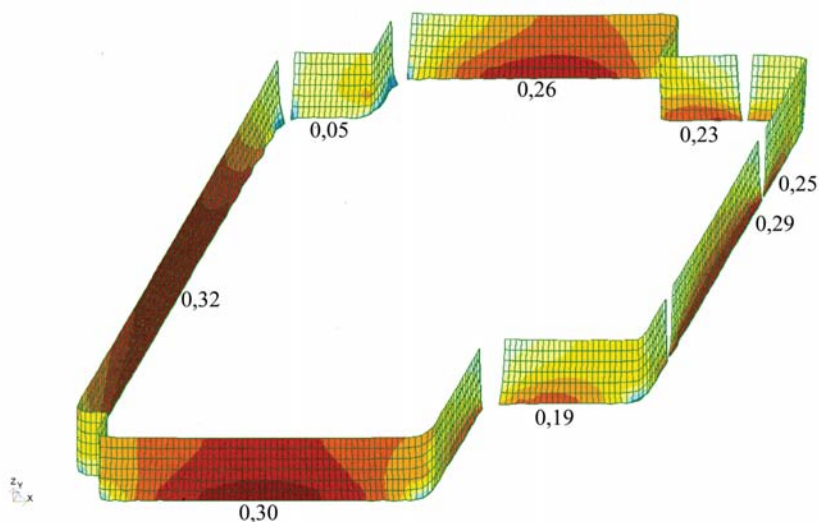


Рис. 9.5.12. Фрагмент Ф1 стены размером $22 \cdot 25$ м с внутренним слоем из монолитного железобетона, опорной балкой и ребрами из керамзита, с температурными швами. Изополя горизонтальных напряжений (без учета напряжений от изгиба из плоскости), действующих в зимнее время

ный слой в летнее время.

При возведении кладки наружного слоя в летнее время опорная балка в зимнее время сжимает кладку наружного слоя и в нем, преимущественно на опоре, возникают горизонтальные сжимающие напряжения.

На практике более или менее близкие значения коэффициентов температурного расширения материалов наружного слоя и опорной балки возможны в случае изготовления кладки из силикатного кирпича или бетонных камней, а балки — из железобетона или стали. В то же время, коэффициент температурного линейного расширения кладки из керамического кирпича равен 0,000005, а коэффициенты для железобетона и стали примерно в два раза выше.

К сожалению, во многих материалах наряду с температурными могут развиваться *деформации усадки или набухания*. Например, деформациям усадки или набухания (в зависимости от влажности материала) подвержены такие материалы, как кладки из силикатного кирпича, бетонных камней. В то же время, кладка из керамических камней и кирпича практически не испытывает этих деформаций. Величины влажностных деформаций могут быть сопоставимы с температурными. В расчетах влажностные деформации $\xi(sh)$ обычно задаются с помощью эквивалентной температуры $T(sh)_{экр}$:

$$T(sh)_{экр} = \xi(sh)/\alpha_r$$

где α_r — коэффициент температурного линейного расширения.

Наиболее интенсивно деформации усадки протекают в первые месяцы с момента возведения конструкции (рис. 6.8.1). Однако время возведения различных конструкций здания может не совпадать. Так, кирпичная кладка наружного слоя ведется с отставанием от возведения монолитных конструкций каркаса и перекрытия. Не всегда совпадает время возведения наружного и внутреннего слоев наружной стены. Причем расхождение во времени возведения этих конструкций может быть как относительно небольшим, так и достигать одного года и более. Поскольку в реальных условиях время возведения различных конструкций не всегда может быть заранее спланировано, расчет рекомендуется производить для различных сочетаний температурно-влажностных воздействий.

В плоских фрагментах *усилия в гибких связях* могут вызываться в основном при внецентренном опирании наружного слоя, отклонении его от вертикали. В случае отсутствия горизонтальных деформационных швов или некачественного их исполнения эти

усилия могут оказаться особенно существенными. В верхних этажах высоких зданий дополнительные усилия в связях, подлежащие учету, могут вызываться и ветровыми нагрузками.

Пространственные фрагменты

В пространственных фрагментах по сравнению с прямолинейными значительно возрастает влияние конструкции, материала, размеров плит перекрытий и ребер, соединяющих опорную балку с плитой.

Рассмотрим Г-образный фрагмент пятиэтажной кладки с горизонтальными и вертикальными опорами только в основании. По границам фрагмента имеются вертикальные деформационные швы. Отношение расстояния между температурными швами к высоте стены равно 0,8 (рис. 9.5.13 а). Расчеты показали следующее. Напряжения от температурных воздействий в лицевом слое в средней и верхней частях стены в десятки раз меньше, чем на опоре. Это объясняется тем, что *в верхней части высоких стен с вертикальными деформационными швами горизонтальные перемещения сдерживаются практически только гибкими связями, расположенными вблизи угла. При этом со стороны вертикального деформационного шва горизонтальные перемещения в плоскости стены являются практически свободными. В основании же стены горизонтальные перемещения сдерживаются еще и опорными конструкциями — перекрытиями, стальными уголками и т.п.*

В аналогичном Г-образном фрагменте одноэтажной кладки напряженно-деформированное состояние лицевого слоя практически полностью совпадает с напряженно-деформированным состоянием в уровне первого этажа аналогичной пятиэтажной стены.

Таким образом, можно сделать следующий вывод. *В плоских фрагментах горизонтальные растягивающие напряжения в кладке лицевого слоя возникают из-за сдерживания в плоскости стены на опоре горизонтальных температурных деформаций. В пространственных фрагментах вблизи угла кладка лицевого слоя подвергается, кроме того, изгибу из своей плоскости (рис. 9.5.20—9.5.22). Величины растягивающих напряжений от изгиба могут быть сопоставимы по величине с напряжениями от осевого растяжения.*

В Z-образных фрагментах с двумя вертикальными температурными швами (рис. 9.5.10; 9.5.22) вследствие температурных воздействий может происходить *сдвиг слоев относительно друг друга*. Чем меньше длина средней стены, тем больше ощущается влияние сдвига лицевых слоев крайних стен относительно друг-друга

и тем выше растягивающие напряжения в наружном слое от его изгиба из плоскости. При коротких средних стенах в Z-образных фрагментах вероятность образования трещин в кладке лицевого слоя столь велика, что них в любом случае рекомендуется устройство вертикальных температурных швов по внутреннему углу.

В *Π-образных фрагментах* с короткими средними стенами возрастает влияние изгиба лицевого слоя из его плоскости вследствие перемещений крайних стен (9.5.21). Однако это влияние оказывается не столь существенно, как при сдвиге в Z-образных фрагментах.

Поскольку при отсутствии вертикальных температурных швов (рис. 9.5.13, б) горизонтальные перемещения в плоскости стены не являются свободными даже при высоких стенах, напряжения там не столь значительно изменяются по высоте стены, как во фрагменте с температурными швами (рис. 9.5.13 а).

Как отмечалось, *чем больше сдерживаются на опоре лицевого слоя свободные температурно-влажностные деформации кладки, тем большие горизонтальные растягивающие напряжения в ней возникают.*

На напряженно-деформированное состояние наружного слоя очень большое влияние оказывают плиты перекрытий, которые находятся в отличных от наружного слоя условиях, так как они не подвержены столь значительным перепадам температур. В то же время коэффициент линейного расширения железобетона в два раза выше, чем кладки из керамического кирпича или камней. Особенно сказываются деформации плит в их плоскости на углах стен.

Деформации плит перекрытий передаются на опорную балку через железобетонные ребра, соединяющие балку с плитой. Поэтому при отсутствии на углу пересекающихся стен ребер влияние температурно-влажностных деформаций плит перекрытий на напряженно-деформированное состояние наружного слоя могло бы оказаться в ряде случаев значительно меньше.

Чем жестче консольные ребра и чем ближе подходят они к углу, тем выше максимальные величины растягивающих напряжений в лицевом слое и тем ближе перемещаются они к углу.

Было исследовано влияние размеров и положения на стене оконных и дверных проемов. В качестве примера изополя горизонтальных напряжений некоторых фрагментов в лицевом слое стены приведены на рис. 9.5.3 а, б. Из сравнения этих эпюр с аналогичными в фрагментах без окон видно, что *наличие оконных проемов не оказало существенного влияния на величины максимальных растягивающих напряжений.* В то же время, вблизи оконных

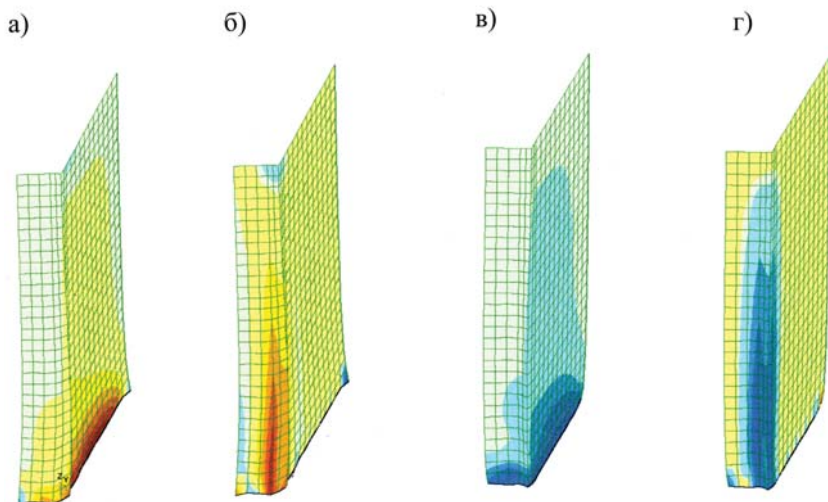


Рис. 9.5.13 а, б, в, г. Фрагмент пятиэтажной стены с Г-образным участком наружных стен без горизонтальных и вертикальных опор в уровне перекрытий. Изополю горизонтальных напряжений в наружном слое:

а – в летнее время без учета напряжений от изгиба из плоскости;

б – то же от изгиба из плоскости;

в – в зимнее время без учета напряжений от изгиба из плоскости;

г – то же, от изгиба из плоскости

проемов, особенно в уровне верха и низа проемов, возможна концентрация растягивающих и касательных напряжений, способных вызвать трещины.

Напряженно-деформированное состояние кладки наружного слоя изменяется в течение года в зависимости от температуры окружающего воздуха и солнечной радиации. При этом определяю-

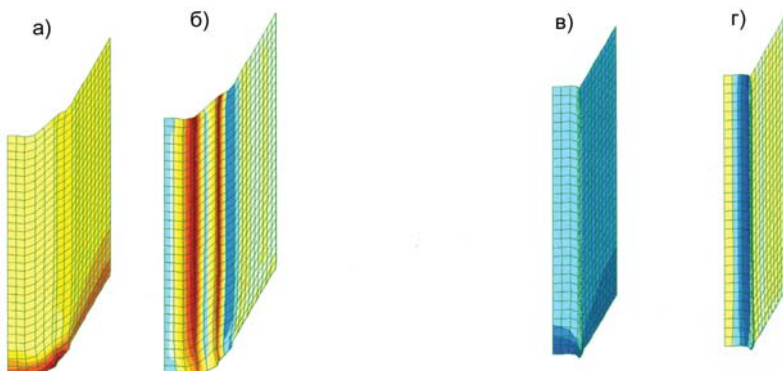


Рис. 9.5.13 б ?????????????????????????????

щим является период замыкания конструкции, совпадающий со временем возведения кладки наружного слоя. Изменение температуры конструкций именно с момента возведения кладки наружного слоя приводит к изменению его напряженно-деформированного состояния. При этом важно учитывать изменение температуры не только наружного слоя, но и других конструкций. К ним в первую очередь относятся плиты перекрытий, опорные балки, соединяющие их с плитой перекрытия ребра, внутренние слои наружных стен.

В разделе 6.6 приведены примеры определения расчетных температур конструкций в зависимости от периода возведения наружного слоя кладки и периода года, для которого выполняется расчет. Учитывались варианты расположения конструкций на солнечной стороне и в тени. Помимо летнего и зимнего периодов возведения кладки рассматривался период межсезонья с нулевой температурой наружного воздуха. Кроме того, рассматривались варианты с температурой внутреннего воздуха в помещении не только в период эксплуатации, но также и при ограниченной подаче тепла в период завершающего этапа строительства

Расчеты выполнялись для всех приведенных вариантов перепадов температур в течение года. Было установлено, что для большинства конструкций стен и перекрытий образование температурных трещин в кладке наружного слоя возможно как в летний, так и в зимний периоды года. Было также установлено, что *для московского региона зимой наиболее вероятно образование трещин в случае возведения наружного слоя в межсезонье, а летом — в случае возведения наружного слоя зимой.*

Рассмотрим идеализированную схему, в которой наружные стены в основании не имеют возможности перемещаться как по вертикали, так и по горизонтали. Вообще говоря, такая расчетная схема используется при расчете на температурно-влажностные воздействия наружных однослойных кирпичных стен [1.6, 6.9].

В этом случае максимальные величины горизонтальных растягивающих напряжений в наружном слое возникают в зимнее время в результате сдерживания горизонтальных деформаций кладки в основании стены.

Выводы

Горизонтальные растягивающие напряжения, действующие в лицевом слое кладки, способны вызвать в ней вертикальные трещины (фото на рисунках раздела 2). Полученные в приведенных выше расчетах величины во многих случаях превышают

прочность кладки растяжению по перевязанным швам. Расчеты велись для максимально возможного в московском регионе перепада температур, который может случиться при самом неблагоприятном стечении обстоятельств. В действительности перепад температур может оказаться меньше. Более того, на различных участках стен одного и того же здания перепад температур может отличаться как в силу различных периодов их возведения, так и различной ориентации относительно солнца. В какой-то степени это подтверждается данными натурных наблюдений, когда дефекты проявляются по фасадам не всегда равномерно. Здесь, однако, нельзя исключать также фактор возможного разного качества произведенных работ на различных участках стен.

Подводя итог сказанному, можно выделить основные факторы, влияющие на напряженно-деформированное состояние кладки лицевого слоя:

- *образование вертикальных и наклонных трещин в кладке наружного слоя возможно как в летнее, так и в зимнее время года и зависит от периода его возведения;*

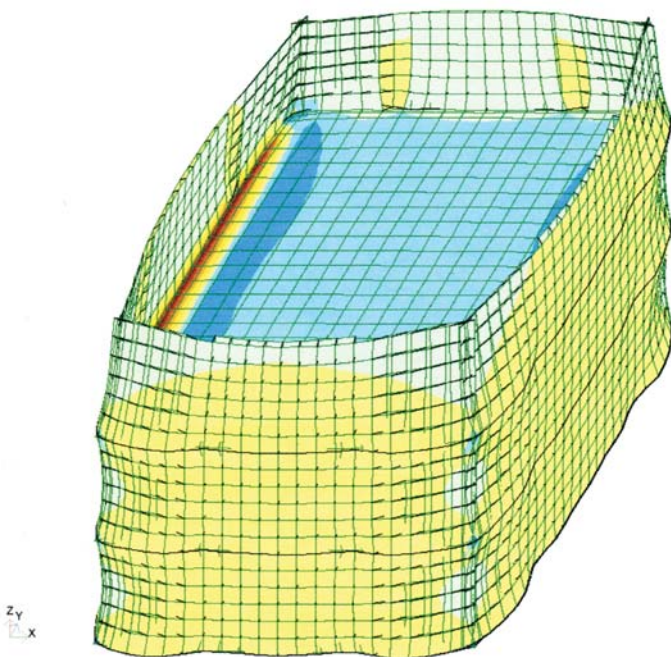


Рис. 9.5.14 а. Фрагмент Ф2 стены размером $10 \cdot 12$ м высотой три этажа без горизонтальных деформационных швов в уровне перекрытий. Изополя горизонтальных напряжений (без учета напряжений от изгиба из плоскости) в летнее время

- горизонтальные растягивающие напряжения в лицевом слое вблизи углов, вызванные его изгибом из плоскости, сопоставимы по величине с напряжениями от осевых усилий;
- осевые усилия возникают преимущественно от сдерживания свободных горизонтальных перемещений кладки лицевого слоя опорными конструкциями и сосредоточены в основном на опоре;
- моменты, вызывающие изгиб кладки лицевого слоя из его плоскости, сосредоточены преимущественно вблизи углов фрагментов и распределены по высоте стены достаточно равномерно;
- в Z и П-образных фрагментах возрастает влияние изгиба лицевого слоя из его плоскости. Особенно это проявляется в Z-образных фрагментах вследствие сдвига двух крайних стен относительно друг друга (рис.9.5.21; 9.5.22).

9.5.3. Анализ влияния различных факторов на величину усилий в гибких связях

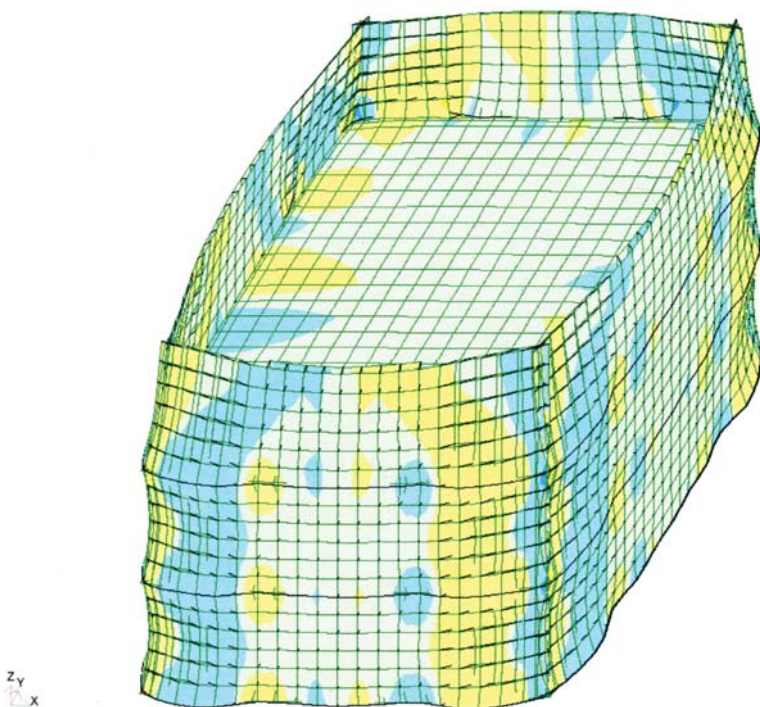


Рис. 9.5.14 б. Фрагмент Ф2 стены размером 10 · 12 м высотой три этажа без горизонтальных деформационных швов в уровне перекрытий. Изополя горизонтальных напряжений от изгиба из плоскости в летнее время

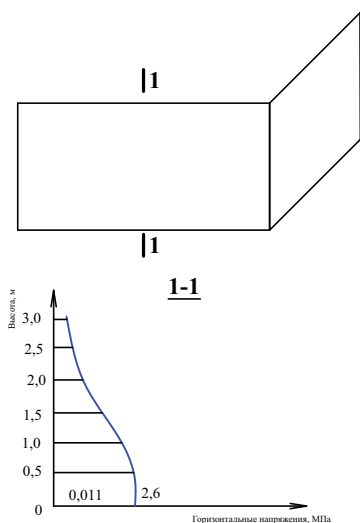
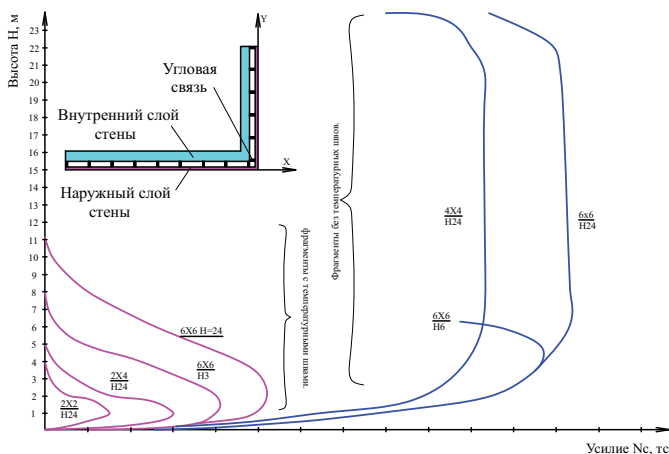


Рис. 9.5.15. График изменения горизонтальных напряжений в облицовке по высоте

Проблема образования в лицевом слое кладки вертикальных температурно-усадочных трещин, к сожалению, является далеко не единственной.

Вследствие температурно-влажностных деформаций в гибких связях в основном, расположенных вблизи угла, возникают растягивающие усилия.

При отсутствии по границам фрагмента вертикальных температурных швов горизонтальные перемещения кладки лицевого слоя при температурном расширении развиваются в основном в сторону угла пересечения стен. Этим перемещениям препятствуют расположенные на углу связи. При наличии по границам фраг-



Условные обозначения:

4x4 - габариты в плане участка стен
H24 - высота этажа без перекрытия

Рис. 9.5.16. Примерные эпюры усилий N_c горизонтальных связей на углу стены без горизонтальных и вертикальных опор в уровне перекрытий (на расстоянии 50 см от угла) от температурных воздействий в теплое время года при жесткой опоре в основании

мента вертикальных деформационных швов кладка лицевого слоя имеет возможность расширяться в сторону этих швов. При этом горизонтальные перемещения кладки в углу оказываются незначительными. Незначительными оказываются при этом и усилия в связях.

Обычно максимальные величины напряжений возникают в связях, расположенных на углу в плоскости стены без температурных швов.

На рис. 9.5.1 б изображены эпюры горизонтальных усилий, действующих в связях, расположенных на углу стен с большим отношением высоты к длине. В стенах фрагментов без вертикальных и горизонтальных температурных швов они достигают максимальных значений в большинстве случаев с высоты 2–4-х метров. Во фрагментах с температурными вертикальными швами по мере убывания влияния опорных конструкций усилия в связях становятся незначительными с высоты 4–10-ти метров в зависимости от соотношения высоты и длины стены.

Анализ результатов расчетов показывает, что *усилия в угловых связях могут достигать предельных значений как в теплый, так и в холодный периоды года в зависимости от температуры наружного слоя в момент его возведения.*

9.5.4. Вывод зависимости горизонтальных растягивающих напряжений в лицевом слое стены от габаритов фрагмента и граничных условий

Как отмечалось, величины горизонтальных растягивающих напряжений в лицевом слое зависят от многих факторов. Для приближенной оценки этих величин рассмотрим их зависимость от конфигурации, длины стен и наличия или отсутствия по границам фрагмента стены вертикальных температурных швов.

Построим по данным расчетов фрагментов с недеформируемой плитой перекрытия графики зависимости максимальных величин горизонтальных растягивающих напряжений в кладке лицевого слоя от габаритов фрагмента, длин стен и граничных условий (рис. 9.5.17).

Для этого по оси ординат отложим полученные из расчетов максимальные величины напряжений. По оси абсцисс будем откладывать расчетную суммарную длину стен фрагментов. Назначение расчетной суммарной длины производится по следующим формулам:

для Г-образных фрагментов с двумя температурными швами

(рис. 9.5.20):

$$L = L_x + L_y, \quad (9.5.1)$$

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

для П-образных фрагментов и Z-образных фрагментов с двумя температурными швами (рис. 9.5.21; 9.5.22):

$$L = L_{x,1} + L_y + L_{x,2}; \quad (9.5.2)$$

для □-образных фрагментов без вертикальных температурных швов:

$$L = 2(L_x + L_y); \quad (9.5.3)$$

для Г-образных фрагментов с одним температурным швом:

$$L = 2(L_x + L_y); \quad (9.5.4)$$

для Г-образных фрагментов без температурных швов:

$$L = 4(L_x + L_y). \quad (9.5.5)$$

Этот график может быть аппроксимирован следующей формулой:

$$\sigma = a(0,67 + 0,0088L)E_k \alpha_t \Delta_t \text{ [МПа]}, \quad (9.5.6)$$

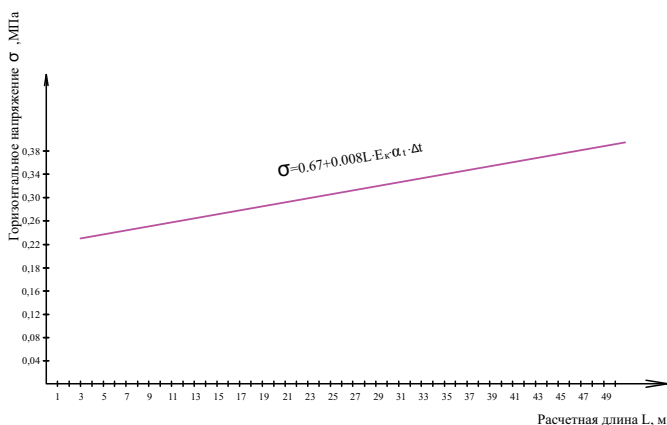


Рис. 9.5.17. График зависимости максимальных значений горизонтальных напряжений σ в лицевом слое от расчетной длины стены

где $a = 1$; E_k – модуль деформаций кладки, определяемый с учетом длительных деформаций, так как изменение температуры от момента замыкания конструкции до расчетного периода протекает в течение длительного времени по формуле:

$$E_k = E^0/\eta; \quad (9.5.7)$$

где E^0 – модуль упругости кладки; η – коэффициент, учитывающий влияние ползучести кладки, определяемый по [1.5]; α_t – коэффициент линейного расширения кладки; Δt – расчетный перепад температур.

Горизонтальное усилие, действующее в кладке лицевого слоя, следует определять по формуле:

$$N = \sigma A, \quad (9.5.8)$$

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

Проверка прочности кладки на растяжение производится по формулам (9.9.1) и (9.9.2).

9.5.5. Вывод зависимости растягивающих усилий в гибких связях от габаритов фрагмента стен и граничных условий

Для приближенной оценки величин усилий в гибких связях принимаем, что они в первую очередь зависят от суммарной длины стен и наличия или отсутствия по границам фрагмента стен температурных швов. Выведем приближенную зависимость величин максимальных растягивающих усилий в расположенных на углу гибких связях от некоторой расчетной суммарной длины стен.

Аналогично тому, как это было сделано для горизонтальных растягивающих напряжений в лицевом слое, построим графики зависимости максимальных усилий в связях от суммарной расчетной длины стен (рис. 9.5.18, 9.5.19).

Для этого отложим по оси ординат полученные из расчетов фрагментов стен с недеформируемой плитой перекрытия максимальные величины растягивающих усилий в связях. По оси абсцисс будем откладывать расчетную суммарную длину стен. Принимаем шаг связей по высоте на углу стены 25 см. Назначение расчетной суммарной длины производится по следующим формулам:

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

(рис. 9.5.20):

$$L = L_x + 0,25L_y/L_x, \quad (9.5.9)$$

$$L = L_y + 0,25 L_x/L_y, \quad (9.5.10)$$

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

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

$$L = 2L_x + 0,75L_y/L_x; \quad (9.5.11)$$

Этот график может быть аппроксимирован следующими формулами:

$$N = 2,21[a \ln(L - b) + c] E_k \alpha_t \Delta t \text{ КН при } L > 8,5; \quad (9.5.12)$$

$$N = 1,65[d L^2 + e] E_k \alpha_t \Delta t \text{ КН, при } L \leq 8,5, \quad (9.5.13)$$

где коэффициенты принимают следующие значения: $a = 0,73$; $b = 8$; $c = 3,3$; $d = 0,05$; $e = 0,15$; модуль упругости задается в МПа, температура – в °С; $E_k \alpha_t$ – соответственно модуль деформаций и коэффициент линейного расширения кладки; Δt – расчетный перепад температур.

В Г-образных фрагментах с внутренним углом и с двумя температурными швами усилия в связях могут превышать усилия в связях Г-образных фрагментов с внутренним углом почти в 10 раз. То же относится и к Z-образным фрагментам. В этой связи рекомендуется устройство вертикальных температурных швов не только по внешним, но и по внутренним углам. Z-образные фрагменты, особенно с короткой средней стороной, должны разбиваться на два или более фрагментов в любом случае.

Проверка прочности связи и анкерного узла на растяжение производится по формулам (9.10.1)–(9.10.2).

9.6. Исследование напряженно-деформированного состояния лицевого слоя на прямолинейном участке при внецентренном опирании

Часто кладка лицевого слоя свешивается с опорной конструкции. Например, при опирании на стальной уголок свес величиной в 2–4 см делается из эстетических соображений и для ограничения попадания влаги на уголок, особенно если он сделан из обычной

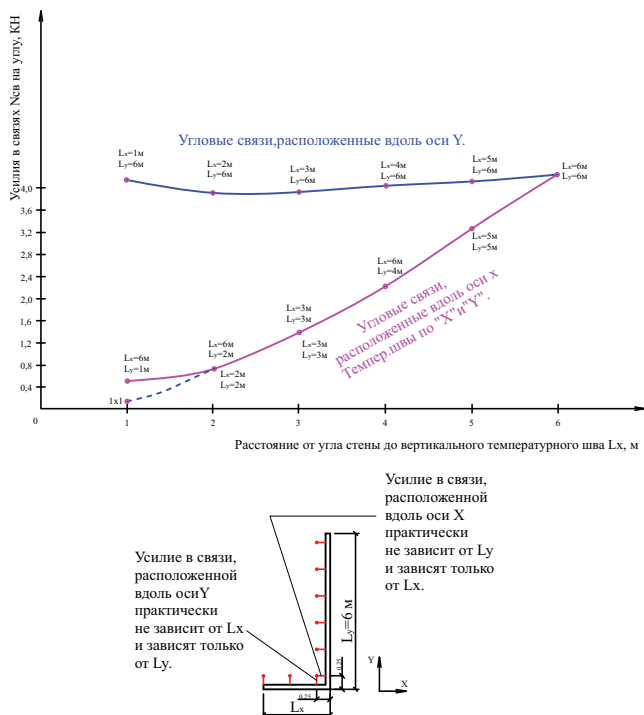


Рис. 9.5.18. Максимальные усилия в угловых связях при наличии температурных вертикальных швов по обеим сторонам. Шаг связей 50 · 50 см от угла на расстоянии 25 см

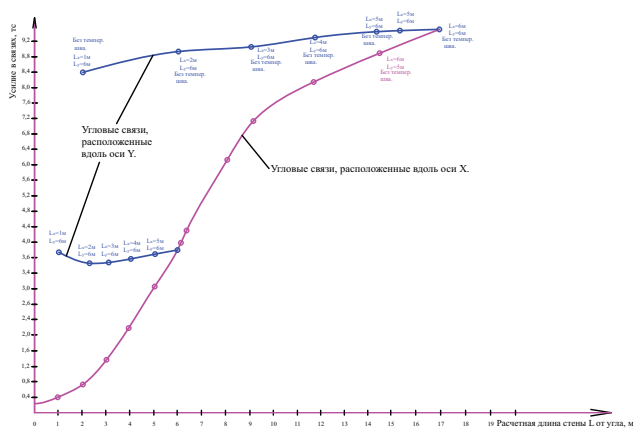


Рис. 9.5.19. Сводный график зависимости усилий в связях $N_{св}$, расположенных на внешнем углу от расчетной длины, в плоскости которой находится связь

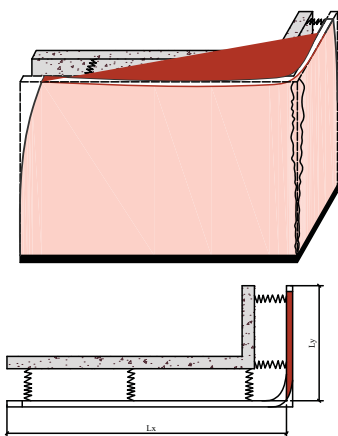


Рис. 9.5.20 а. Схемы деформаций наружного лицевого слоя на Г-образном участке с внешним углом зимой при его возведении в межсезонье при $t = 0^{\circ}\text{C}$

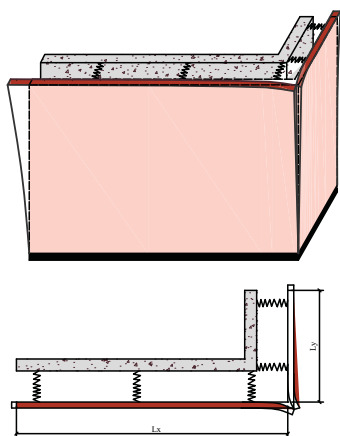


Рис. 9.5.20 б. Схемы деформаций наружного лицевого слоя на Г-образном участке летом при его возведении зимой

стали. За счет неточности монтажа величина свеса кладки с опорной конструкции может значительно увеличиться. Автору приходилось наблюдать случаи в отечественной практике, когда величина свеса превышала 8–12 см, т.е. кладка лицевого слоя практически вообще не опиралась на стальной уголок или монолитное перекрытие (см. главу 2).

Эксцентриситет опирания кладки на опорную конструкцию может возникнуть и вследствие неодинакового качества смежных участков горизонтального растворного шва.

С целью исследования влияния эксцентриситета опирания кладки лицевого слоя на усилия в гибких связях были выполнены расчеты методом конечного элемента плоских фрагментов. Исследовалось опирание лицевого слоя на стальной уголок, крепящийся к железобетонному каркасу.

Расчетная схема фрагмента приведена на рис. 9.6.1 а, б, в, г.

Модуль деформаций кирпичной кладки лицевого слоя принимался равным 1360 МПа с учетом ползучести как для кладки из керамического кирпича марки 100 на растворе марки 50. В качестве опорной балки был принят стальной уголок № 10.

В ряде фрагментов неоднородное качество растворного шва имитировалось разным модулем деформаций раствора смежных участков от 25 до 250 МПа. Отметим, что столь низкие значения модуля деформаций растворного шва по сравнению с модулем деформаций раствора приняты на основе экспериментальных дан-

ных. В работе С.В. Полякова [6.2] показано, что модуль деформаций шва определяется главным образом деформациями обжатия контактных зон раствора с кирпичом и примерно в 40 раз ниже модуля раствора, полученного из испытаний кубиков.

Рассматривались фрагменты стен в один и более (до пяти) этажей. В первом случае исследовалась работа лицевого слоя при поэтажной разрезке горизонтальными деформационными швами, во втором при их отсутствии.

Было установлено следующее.

Случай 1. Поэтажная разрезка горизонтальными деформационными швами

При хорошем качестве растворного шва на опоре и свесе кирпичной кладки с уголка на 4 см вертикальные напряжения в кладке лицевого слоя от собственного веса кладки не превышают 0,15 МПа. Растягивающие усилия в гибких связях не превышают 0,34 кН. Прогиб уголка незначителен.

При низком качестве растворных швов и том же свесе кладки с уголка вертикальные напряжения могут вырасти до 0,4 МПа. Рас-

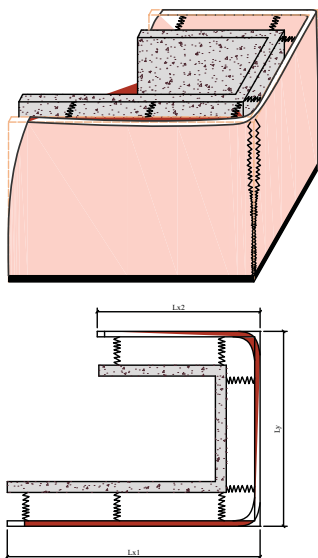


Рис. 9.5.21 а. Схемы деформаций наружного лицевого слоя на П-образном участке зимой при его возведении в межсезонье при $t = 0^{\circ}\text{C}$

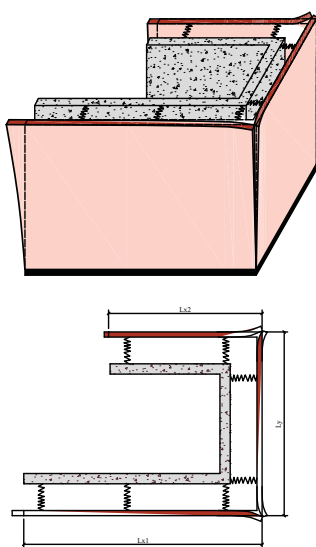


Рис. 9.5.21 б. Схемы деформаций наружного лицевого слоя на П-образном участке летом при его возведении зимой

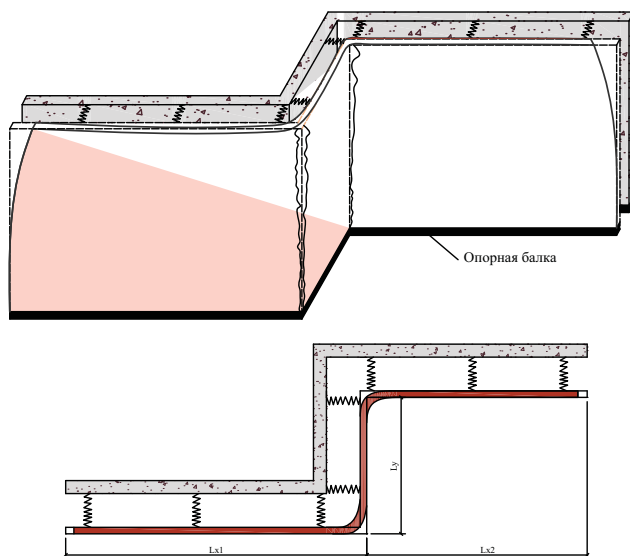


Рис. 9.5.22 а. Схемы деформаций наружного лицевого слоя на Z-образном участке зимой при его возведении в межсезонье при $t = 0^{\circ}\text{C}$

тягивающие усилия в гибких связях при этом практически не изменяются, так как прогиб уголка также изменился незначительно.

При свесе кладки с уголка на 6 см и плохом качестве растворного шва вертикальные напряжения в кладке лицевого слоя от собственного веса кладки достигают 1 МПа. Растягивающие усилия в гибких связях не превышают 0,43 кН. Прогиб уголка также незначителен.

Так как кладка выполнена с горизонтальными растворными швами, влияние вертикальных температурных деформаций на напряженно-деформированное состояние кладки лицевого слоя и усилия в гибких связях практически отсутствует.

Из приведенных результатов расчетов следует, что *при свесе лицевого слоя с опорного стального уголка на половину толщины слоя (6 см) напряжения в кладке могут достигнуть ее расчетного сопротивления. При плохом качестве растворного шва в отдельных местах вследствие концентрации напряжений может произойти разрушение нижних рядов кладки.*

Случай 2. Поэтажная разрезка горизонтальными деформационными швами отсутствует

При отсутствии горизонтальных деформационных швов заве-

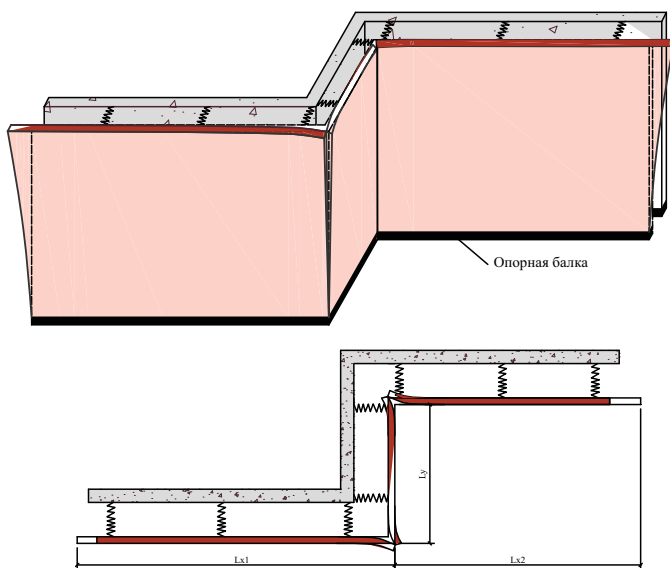


Рис. 9.5.22 б. Схемы деформаций наружного лицевого слоя на Z-образном участке летом при его возведении зимой

денные в лицевой слой стальные уголки, как правило, ухудшают ситуацию. Это происходит по следующим причинам. Вертикальные усилия в кладке лицевого слоя без горизонтальных деформационных швов, как было показано в разделе 9.3.2, возникают не только от собственного веса кладки, но и по другим причинам. Среди них выделяются деформации кладки лицевого слоя и каркаса, в том числе температурно-влажностные.

Как было показано выше, при плохом качестве растворных швов и недостаточном опирании даже при наличии деформационных швов может произойти локальное разрушение кладки. **Горизонтальные растворные швы между низом уголка и подводимым под него верхним кирпичом лицевого слоя, как правило, низкого качества из-за трудности заполнения этого шва раствором. Поэтому в этих местах возникают также значительные вертикальные напряжения.**

Кроме того, как показано в разделе 9.3.2, при отсутствии горизонтальных деформационных швов в гибких связях возникают значительные усилия. Эти усилия суммируются с усилиями, вызванными горизонтальной составляющей температурно-влажностных деформаций, что в еще большей степени способствует вырыву связей.

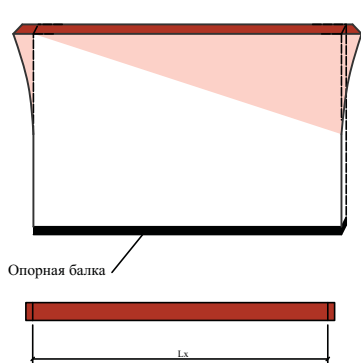


Рис. 9.5.23 а. Схемы деформаций лицевого слоя на прямолинейном участке летом при его возведении зимой

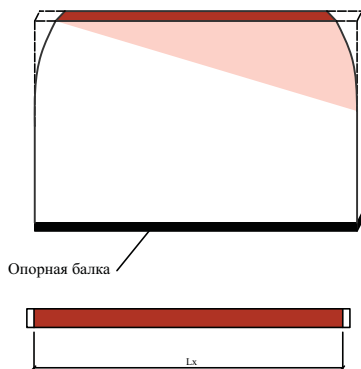


Рис. 9.5.23 б. Схемы деформаций лицевого слоя на прямолинейном участке зимой при его возведении в межсезонье при $t = 0^{\circ}\text{C}$

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

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

- непревышение прочности кладки лицевого слоя на растяжение в соответствии с разделом 9.9;
- непревышение прочности связей и анкерных узлов на растяжение в соответствии с разделом 9.10.

В любом случае при назначении мест расположения вертикальных температурных швов рекомендуется придерживаться следующих правил:

- рекомендуется разбивка вертикальными температурными швами пространственных в плане конструкций на плоские фрагменты;
- не рекомендуются Z-образные в плане фрагменты, особенно, при длине средней стены менее 2 м;
- швы предпочтительно располагать на углах, в местах пересечений стен, перепадах высот, вблизи проемов;
- при разбивке Z-образных в плане фрагментов деформационный шов рекомендуется назначать в наиболее длинной стене в месте пересечения со средней стеной.

При прохождении вертикального деформационного шва по границе оконного или дверного проема могут возникнуть затруднения с узлом пересечения швом надпроемной перемычки

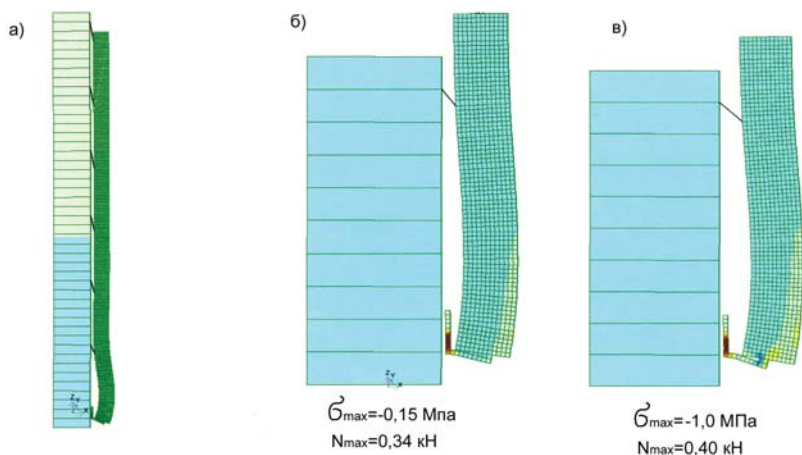


Рис. 9.6.1. Изополя вертикальных напряжений в наружном (лицевом) слое, опирающимся на стальной уголок:

а – деформированная схема;

б – вариант опирания с хорошим качеством растворного шва и свесом кирпича с уголка на 40 мм;

в – вариант опирания с низким качеством растворного шва и свесом кирпича с уголка на 60 мм

(рис. 9.7.1). В случае перемишки из стального уголка необходимо в месте опирания перемишки на кладку сверху и снизу уголка уложить прокладки. Это должно обеспечить скольжение кладки по металлу.

Прокладки должны укладываться на ровную поверхность, чтобы избежать значительного трения. По торцу стального уголка со стороны температурного шва необходимо проложить упругий материал.

Аналогичным образом может быть решен температурный шов и при железобетонных перемишках.

Не рекомендуется назначать расстояние между вертикальными температурными швами более 9 м.

Оптимальным является устройства вертикального шва на расстоянии 12 см от угла. Однако из конструктивных соображений минимальное расстояние шва до угла будет не менее 25 см.

9.8. Назначение расстояний между горизонтальными деформационными швами в лицевом слое кладки

Часто возникает необходимость сократить количество деформационных швов. Причин тому может быть несколько:

- трудоемкость выполнения деформационных швов при ре-

монте лицевого слоя, в котором горизонтальные швы отсутствуют или выполнены некачественно;

- архитектурные требования;
- сокращение теплопотерь через наружные стены.

Анализ проведенных компьютерных расчетов показал, что напряженно-деформированное состояние кладки лицевого слоя и усилий в связях зависит от очень большого числа различных факторов и выбранной расчетной схемы. Неучет того или иного фактора наряду с некорректно составленной расчетной схемой могут привести к серьезным погрешностям. В этой связи рекомендуется при устройстве горизонтальных деформационных швов соблюдать конструктивные требования. Оптимальным является устройство горизонтальных деформационных швов в уровне перекрытий каждого этажа. Возможно устройство горизонтальных швов через этаж при высоте стены без шва не более 6,5 м. При этом должны выполняться конструктивные требования, в частности по устройству дополнительных распорок в уровне перекрытий для обеспечения устойчивости лицевого слоя. **Не допускается устройство горизонтальных деформационных швов реже, чем в каждом этаже в случае поэтажного опирания наружного слоя на плиты перекрытий или другие опорные конструкции (уголки, кронштейны, керамзитобетонные балки и т.п.).** Это вызвано возможностью прогиба плиты перекрытия и передачи с нее нагрузки на наружный слой.

Отметим, что во внутреннем слое наружной стены из кирпичной или каменной кладки также должен быть предусмотрен горизонтальный деформационный шов в уровне низа перекрытия каждого этажа. Известны случаи, когда происходило выпучивание штукатурного слоя, выполненного из прочного раствора по кладке из ячеистобетонных камней, вследствие его обжатия плитой перекрытия.

Необходимо понимать, что с увеличением расстояния между горизонтальными деформационными швами снижается надежность конструкции даже при соблюдении требований по устройству вертикальных температурных швов. Это обстоятельство предлагается учитывать путем введения дополнительного коэффициента условий работы $m_f = 2$ при расстоянии между горизонтальными деформационными швами больше 3,5 м. Коэффициент подставляется в формулы (9.9.1), (9.9.2), (9.10.1) (9.10.2) для проверки прочности кладки лицевого слоя на растяжение и изгиб из плоскости и гибких связей на вырыв.

Максимальные величины расстояний между вертикальными деформационными швами в лицевом (наружном) слое кладки наружных стен

Максимальные величины расстояний между вертикальными деформационными швами, м				
Перепад температур между наиболее холодной и теплой пятидневками, °С.	Форма участка стены из глиняного кирпича, керамических и природных камней.		Форма участка стены из силикатного кирпича, бетонных, ячеистобетонных камней	
	Прямо-линейная	L-образная	Прямо-линейная	L-образная
80	10	5	7	5
60	14	7	8	6
40	18	9	9	7
<p>Примечания.</p> <p>1. Расстояния между вертикальными деформационными швами назначены для случая конструктивного армирования кладки согласно расстоянию между горизонтальными деформационными швами не более 3,5 м.</p> <p>2. В случае дополнительного армирования кладки расстояния между вертикальными швами назначаются по результатам расчета.</p> <p>3. В случае применения специальных конструктивных мероприятий, обеспечивающих проскальзывание кладки наружного слоя по конструкции на его опоре, расстояния между вертикальными швами, приведенные в табл. 1, могут быть увеличены в 1,5 раза.</p> <p>4. При расстоянии между горизонтальными деформационными швами более одного этажа или 3,5 м расстояния между вертикальными швами, приведенные в табл. 1, должны быть уменьшены в 2 раза.</p>				

9.9. Проверка прочности кладки лицевого слоя на растяжение

С целью повышения прочности кладки растяжению в горизонтальные швы следует укладывать арматурные сетки. Укладка отдельных продольных стержней неэффективна из-за их возможного проскальзывания в растворе шве. Расстояние между сетками по высоте не должно превышать 40 см. В противном случае

армирование считается конструктивным. Прочность кладки на растяжение проверяется по формулам:

для неармированной кладки:

$$N_t = R_t A_{nt} \geq m_l N; \quad (9.9.1)$$

для армированной кладки:

$$N_t = \gamma_{cs} R_s A_s \geq m_l N, \quad (9.9.2)$$

где R_t – расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению, принимаемое по табл. 11 [1.5]; R_{st} – расчетное сопротивление продольной арматуры; A_{nt} – площадь вертикального сечения кладки по кирпичу нетто (за вычетом площади сечения вертикальных швов); A_s – площадь сечения продольной арматуры; γ_{cs} – коэффициент условий работы, определяемый по табл. 13 [1.5]. При армировании сетками $\gamma_{cs} = 0,75$; N_t – несущая способность кладки на растяжение; N – горизонтальное растягивающее усилие, определяемое из расчета по программам, реализующим метод конечного элемента и т.п, либо по приближенным формулам (9.5.12); m_l – коэффициент условий работы кладки лицевого слоя, принимаемый в соответствии с разделом 9.8 равным 1,0 при расстоянии между вертикальными температурными швами не более 3,5 м и 2,0 – при большем расстоянии.

9.10. Проверка прочности гибких связей и анкерных узлов на растяжение

В результате действия значительных растягивающих усилий в связи может произойти ее выключение из работы. Здесь возможны два варианта: разрыв связи и вырыв ее из кладки.

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

$$N_{t,s} \geq m_l m_2 N. \quad (9.10.1)$$

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

$$N_{t,a} \geq m_l m_2 N. \quad (9.10.2)$$

В формулах приняты следующие обозначения:

N – растягивающее усилие в связи, определяемое из расчета по программам, реализующим метод конечного элемента и т.п, либо по приближенным формулам (9.5.9) и (9.5.13); m_l – коэффициент условий работы кладки лицевого слоя, принимаемый равным 1,0

при расстоянии между горизонтальными температурными швами не более 3,5 м и 2,0 — при большем значении; m_2 — коэффициент условий работы связей, зависящий от неравномерности включения в работу отдельных связей, от конструкции связи, наличия или отсутствия предварительного напряжения связей. При отсутствии данных принимается $m_2 = 2$.

9.11. Примеры определения горизонтальных растягивающих напряжений в кладке лицевого слоя и растягивающих усилий в гибких связях. Назначение расстояний между вертикальными деформационными швами в лицевом слое кладки

Определение горизонтальных растягивающих напряжений в кладке лицевого слоя.

Проверка прочности кладки лицевого слоя на растяжение

Рассмотрим Г-образный фрагмент (рис. 9.5.20) с длинами ступен 3 и 6 м с двумя вертикальными температурными швами. Кладка лицевого слоя выполнена из керамического кирпича марки 100 на растворе марки 50.

Толщина слоя облицовки равнялась 12 см. Коэффициент линейного расширения кладки α из глиняного кирпича принят 0,000005.

Определение растягивающих напряжений в кладке производим при расчетном перепаде температур $\Delta t = 50^\circ\text{C}$. Лицевой слой закреплен в горизонтальной плоскости гибкими стальными связями.

Крайние связи расположены на расстоянии 25 см от угла. Следующий ряд связей отстоит от них на 25 см. Шаг остальных связей по горизонтали — 50 см. Шаг связей по высоте — 50 см. Сечение связей $\varnothing 6\text{A1}$. Опирающие лицевой слой там произведено на керамзитобетонную балку сечением, соединенную с плитой перекрытия консольными ребрами (разрез 1-1 на рис. 9.5.1).

Расчетное сопротивление кладки сжатию R в соответствии с табл. 2 [1.5] равно 1,5 МПа. Модуль упругости E^0 определялся по формуле (6.2.13):

$$E^0 = \alpha R_u = 1000 \times 3,0 = 3000 \text{ МПа},$$

где α — упругая характеристика кладки, принимаемая по табл. 15 [1.5] для кладки из глиняного кирпича пластического формования равной 1000; R_u — временное сопротивление кладки сжатию, определяемое по формуле (3) [1.5]:

$$R_u = kR = 2 \times 1,5 = 3 \text{ МПа},$$

где k – коэффициент, принимаемый по табл. 14 [1.5] для кладки из кирпича равным 2,0.

Модуль деформаций кладки E_k определялся по формуле (9.5.7):

$$E_k = E^0 / \eta = 3000 / 2,2 = 1364 \text{ МПа},$$

где η – коэффициент, учитывающий влияние ползучести кладки, определяемый по [1.5] и равный для кладки из глиняного кирпича 2,2.

Расчетную суммарную длину определим по формуле (9.5.1):

$$L = L_x + L_y = 6 + 3 = 9 \text{ м}.$$

Определим по формуле (9.5.6) максимальную величину горизонтальных растягивающих напряжений в кладке лицевого слоя:

$$\begin{aligned} \sigma &= a (0,67 + 0,0088L) E_k \alpha_t \Delta t = \\ &= (0,67 + 0,0088 \times 9) 1364 \times 0,000005 \times 50,7 = 0,26 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Горизонтальное усилие, действующее в кладке лицевого слоя, определим по формуле (9.5.8):

$$N = \sigma A = 0,26 \times 0,12 = 0,03 \text{ МН},$$

где A – площадь вертикального сечения кладки лицевого слоя брутто (с учетом площади сечения вертикальных швов) высотой 1 м, равная:

$$A = 0,12 \times 1,0 = 0,12 \text{ м}^2.$$

Прочность неармированной кладки на растяжение проверяется по формуле (9.9.1):

$$N_t = R_t A_{nt} = 0,18 \times 0,06 = 0,011 \text{ МН} < m_t N = 1 \times 0,035 \text{ МН};$$

где A_{nt} – площадь вертикального сечения кладки по кирпичу нетто (за вычетом площади сечения вертикальных швов), равная:

$$A_{nt} = A / 2 = 0,12 / 2 = 0,06 \text{ м}^2;$$

R_t – расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению, принимаемое по табл. 11 СНиП [1.5] и равное 0,18 МПа для кладки из кирпича марки по прочности 100.

Поскольку прочность кладки на растяжение не обеспечена, необходимо выполнить ее армирование либо сократить расстояние между вертикальными температурными швами.

Прочность армированной кладки на растяжение проверяется по формуле (9.9.2):

$$N_t = \gamma_{cs} R_s A_s \geq 0,75 \times 225 A_s \geq m_I N = 1 \times 0,03 = 0,03 \text{ МН},$$

где R_s – расчетное сопротивление продольной арматуры сетки, принимаемое по [9.6] для арматуры класса АІ равным 225 МПа; γ_{cs} – коэффициент условий работы, определяемый по табл. 13 [1.5]. При армировании сетками $\gamma_{cs} = 0,75$; A_s – площадь сечения продольной арматуры.

Отсюда требуемое сечение продольной горизонтальной арматуры в лицевом слое кладки высотой 1,0 м равно:

$$A_s = m_I N / (\gamma_{cs} R_s) = 0,03 / (0,75 \times 225) = 0,000178 \text{ м}^2 = 1,78 \text{ см}^2.$$

Следует отметить, что наиболее эффективно было бы устанавливать сетки с продольной арматурой наименьшего диаметра (3 мм) и располагать их чаще. Применение сеток из арматуры диаметром больше 5 мм приведет к увеличению толщины горизонтальных растворных швов в местах перехлеста сеток.

Принимаем армирование горизонтальными сетками с тремя продольными стержнями через четыре ряда кладки (~ 31 см). Таким образом, требуемая площадь сечения одного продольного стержня равна:

$$A_s = 1,78 / [3(100/31)] = 0,184 \text{ см}^2.$$

Принимаем диаметр продольной арматуры 5 мм ($A_s = 0,196 \text{ см}^2$).

Поперечную арматуру назначаем конструктивно из арматуры диаметром 3 мм с шагом 200 мм.

Наибольшие величины горизонтальных растягивающих напряжений действуют в нижней трети стены, т. е. на высоте от опоры около 1 м. Выше армирование выполняется конструктивно теми же сетками с шагом через десять рядов кладки (~ 77 см).

На углах изгибающие моменты распределены по высоте стены довольно равномерно. Поэтому армирование там выполняется сетками через два ряда на всю высоту стены.

Соединение пересекающихся сеток на углах стен должно выполняться Г-образными сварными сетками. На прямолинейных участках допускается укладывать сетки внахлест. Подробнее конструктивные требования по армированию приведены в главе 10.

9.12. Определение растягивающих усилий в гибких связях

Для того же Г-образного фрагмента с габаритами 6×3 м, что и в примере раздела 9.12.1, определим растягивающие усилия в гибких связях.

Для Г-образных фрагментов с двумя температурными швами назначение расчетной суммарной длины производится по формулам (9.5.9) и (9.5.10) и принимается максимальное из двух значений:

$$L = L_x + 0,25 L_y / L_x = 6 + 0,25 \times 3 / 6 = 6,12 \text{ м};$$

$$L = L_y + 0,25 L_x / L_y = 3 + 0,25 \times 6 / 3 = 3,5 \text{ м}.$$

Поскольку $L = 6,12 \text{ м} < 8,5 \text{ м}$, максимальные растягивающие усилия в гибких связях определим по формуле (9.5.13):

$$N = 1,65 [d L^2 + e] E_k \alpha_t \Delta t = 1,65 (0,05 \times 6,12^2 + 0,15) 3000 / 2,2 \times \times 0,000005 \times 50,7 = 1,15 \text{ кН}.$$

Проверка прочности связи на растяжение производится по формуле (9.10.1):

$$N_{t,s} = A_s R_s = 28 \times 225 = 6300 \text{ Н} = 6,3 \text{ кН} > m_1 m_2 N = \\ = 1 \times 2 \times 1,15 = 3,3 \text{ кН},$$

A_s — площадь сечения продольной арматуры связи диаметром 6 мм, равная 28 мм²; R_s — расчетное сопротивление продольной арматуры, принимаемое по [9.4] для арматуры класса АІ равным 225 МПа.

Выводы

1. Причиной отслоения лицевого слоя кладки и раздробления кирпича в уровне перекрытий обследованных зданий явилось отсутствие в лицевом слое горизонтальных и вертикальных деформационных швов.

2. Образование вертикальных и наклонных трещин в кладке наружного слоя, а также вырыв связей возможны как в летнее, так и в зимнее время года.

3. Наибольшие величины растягивающих напряжений в лицевом слое, способные вызвать образование вертикальных и наклонных трещин, наблюдаются на опоре и вблизи углов.

4. В Z- и П-образных фрагментах возрастает влияние изгиба лицевого слоя из его плоскости. Особенно это проявляется в Z-образных фрагментах вследствие сдвига двух крайних стен относительно друг-друга (рис. 9.5.21; 9.5.22).

5. Наибольшие растягивающие усилия возникают в связях, расположенных вблизи углов.

6. Оценка величин горизонтальных растягивающих напряжений в кладке лицевого слоя и усилий в связях может произво-

даться по приближенным формулам в зависимости от формы фрагмента в плане, длин его сторон, деформационных характеристик материалов конструкций и расчетных перепадов температур.

7. При свесе лицевого слоя с опорного стального уголка на половину толщины слоя (6 см) напряжения в кладке могут достигнуть ее расчетного сопротивления. При плохом качестве растворного шва в отдельных местах вследствие концентрации напряжений может произойти разрушение нижних рядов кладки.

8. Расстояния между вертикальными деформационными швами должны назначаться из условия непревышения прочности кладки лицевого слоя, связей и анкерных узлов на растяжение.

В любом случае, при назначении мест расположения вертикальных температурных швов следует выполнять конструктивные требования (см. главу 10).

9. Результаты испытаний показали, что Z-, [-; Ω -образные связи для обеспечения необходимой жесткости должны изготавливаться диаметром 5 мм и более.

Связи, изготовленные в виде сварной #-образной сетки из арматуры диаметром 3 мм являются наиболее предпочтительными по сравнению с Z-, [-; Ω -образными связями.

Расход стали на #-образную сетку в 1,5–2 раза меньше, чем на эти связи. Сопротивление теплопередаче стены со связями в виде сварной #-образной сетки также выше до 5%.

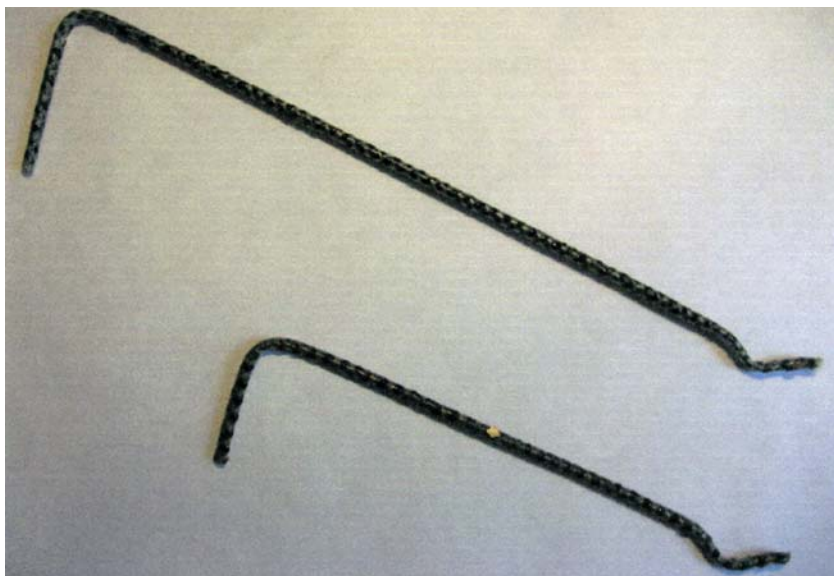


Рис. 9.1.1. Гибкая связь из стекловолокна производства Бийского завода

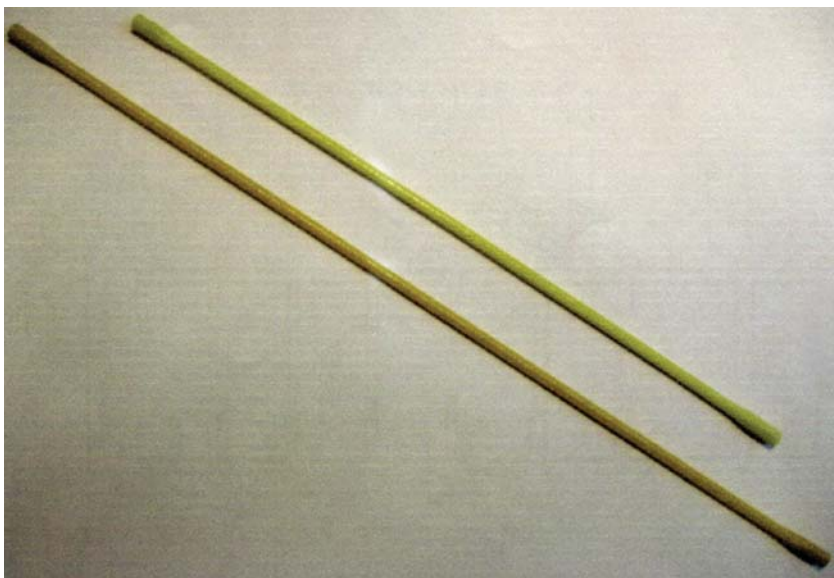


Рис. 9.1.2. Гибкая связь из стекловолокна производства фирмы «Matek»

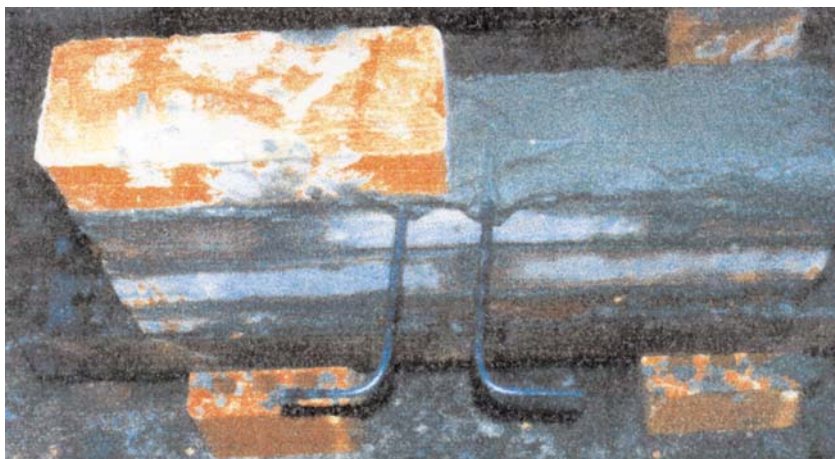


Рис. 9.2.1 в. Заделка гибкой связи в растворный шов



Рис. 9.2.1 г. Заделка сетки из стекловолокна в растворный шов