



## АРМИРОВАНИЕ КЛАДКИ ИЗ ГАЗОБЕТОННЫХ БЛОКОВ ДЛЯ ВОСПРИЯТИЯ ТЕМПЕРАТУРНО-УСАДОЧНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ. ИСТОРИЯ НОРМИРОВАНИЯ И АКТУАЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

Гринфельд Г.И., исполнительный директор НААГ, эксперт по технической политике филиала ООО «ЛСР» – «Стеновые»

### Предыстория — истоки армирования каменных кладок

Армирование каменной кладки как системное мероприятие появилось в позднем средневековье. Оно было введено в практику для восприятия распора сводчатых конструкций. Армирование частично заменило контрфорсы и расширило архитектурные возможности зодчих. Сопротивление силовым воздействиям (вызываемым весом конструкций и нагрузками) оставалось единственной функцией армирования кладки до XX века.

К 1930-м годам эмпирический опыт предшествующих столетий был в основном обобщен и дополнен обширной экспериментальной работой по выявлению прочностных и деформативных характеристик кладок различных типов из различных материалов. Тогда же были закреплены основные расчетные положения для проектирования каменных конструкций [1].

Развитие строительных технологий неуклонно повышало требовательность заказчиков к качеству строительства при снижающейся материалоемкости. Развитие цементной промышленности повлекло массовый переход на цементно-песчаные кладочные растворы. В результате понизилась способность кладок к пластическим деформациям нижних слоев по мере их нагружения. Широко распространились облегченные относительно полнотелого кирпича материалы. При этом требовательность к трещиностойкости кладок не снизилась. В результате распространения облегченных кладок на жестких растворах нормой стало армирование кладки из мелкоштучных материалов сварными сетками.

Однако до конца 1980-х годов кладка из ячеистобетонных блоков в типовом проектировании продолжала использоваться в неармированном виде. Отсутствуют указания по армированию и в «Рекомендациях по применению стеновых мелких блоков из ячеистых бетонов», разработанных ЦНИИСК им. Кучеренко в 1986 году [2]. Нерациональным армирование кладки из блоков продолжают считать и в Центре ячеистых бетонов [3].

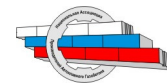
Тем не менее, армирование кладки из газобетонных блоков, выполненной с тонким клеевым швом, постепенно становится нормой. Армирование подоконных зон, армирование протяженных конструкций, замкнутое армирование в составе монолитных железобетонных элементов, устраиваемых в уровне перекрытия или вдоль фронтонов и по верхнему обрезу кладки – проектные решения разнообразны и далеко не всегда могут быть обоснованы расчетными положениями или адекватным эмпирическим опытом.

Поэтому *вопрос назначения армирования требует обобщающего рассмотрения.*

### История существующей практики — рекомендации производителей

Во второй половине 1990-х годов в России появились блоки из автоклавного газобетона, пригодные для применения в кладках с тонким клеевым швом [4]. Кладка на клей, несмотря на ее упоминание в позднесоветской технической литературе [2, 5], являлась экзотической для большинства строителей. Поэтому рекомендации по устройству такой кладки российские участники строительного процесса заимствовали из зарубежной технической литературы. Технические рекомендации, внедряемые в отечественную практику, были основаны, прежде всего, на наработках фирм **Hebel** и **Ytong** [6, 7] и на аналогичных материалах финской компании **Siporex**.

Рекомендации Siporex в части армирования кладки основаны на нормах каменной кладки Финляндии (**FN B-5-95**), общих для всех штучных кладочных материалов (рис. 1). Эти рекомендации учитывают температурные деформации минеральных материалов в условиях суровых по европейским меркам зим. Нормами описывается комплекс мер (устройство температурных швов в зависимости от характеристик материала, армирование для восприятия



температурно-усадочных напряжений), позволяющий полностью исключить раскрытие температурно-усадочных трещин и трещин, возникающих в растянутых зонах кладки. В общем случае в соответствии с FN В-5–95 армируется вся кладка с шагом до 1000 мм по высоте и дополнительно под- и надпроемные участки, а также расчетно-растянутые зоны в кладке. Рекомендации, содержащиеся в информационной и технической литературе, распространяемой компанией Siporex, появились в России стихийно с началом ввоза продукции фирмы, затем были реимпортированы компанией AEROC через эстонское подразделение. С открытием в России завода компании Н+Н, структурным подразделением которой является Siporex, рекомендации по контурному армированию, основанные на стандарте В-5, были окончательно прописаны в технических материалах, распространяемых на территории России.

Рекомендации по армированию кладки, основанные на германской практике строительства и обобщенные в [6, 7] и рекомендации, адаптированные к польской нормативной базе [8], опираются на опыт применения каменных материалов в климатических условиях с изотермой января  $0...-4^{\circ}\text{C}$ . Актуальные рекомендации издаются компанией Xella, владеющей торговыми марками Hebel и Ytong, и не содержат армирования кладки, аналогичного регулярному армированию кладочной сеткой. Единственным армируемым участком кладки является подоконная зона (рис. 2). При этом большое внимание уделяется монолитным железобетонным элементам, располагаемым в основании кладки, в уровне каждого перекрытия и в уровне верхнего обреза кладки. Даются указания по устройству деформационных швов, но армирование как способ увеличить расстояние между деформационными швами не рассматривается.

По сути, мы обнаруживаем тождество подходов к армированию кладки из газобетонных блоков, сформированных в Германии, Польше и Финляндии в части, касающейся восприятия силовых воздействий. Подходы имеют единственное расхождение, касающееся назначения армирования, призванного воспринимать температурно-усадочные напряжения.

Третьим источником информации о способах армирования кладки стали технические решения, разработанные в РУП «Институт БелНИИС». Активная адаптация зарубежного опыта строительства из газобетонных блоков, которая велась в Белоруссии с конца 1990-х годов, оформилась в лаконичные правила, сформулированные в разделе 4.1.2.1 монографии [9] и оформленные, например, в альбоме Б2-000-3.07.0, разработанном БелНИИС (рис. 3).

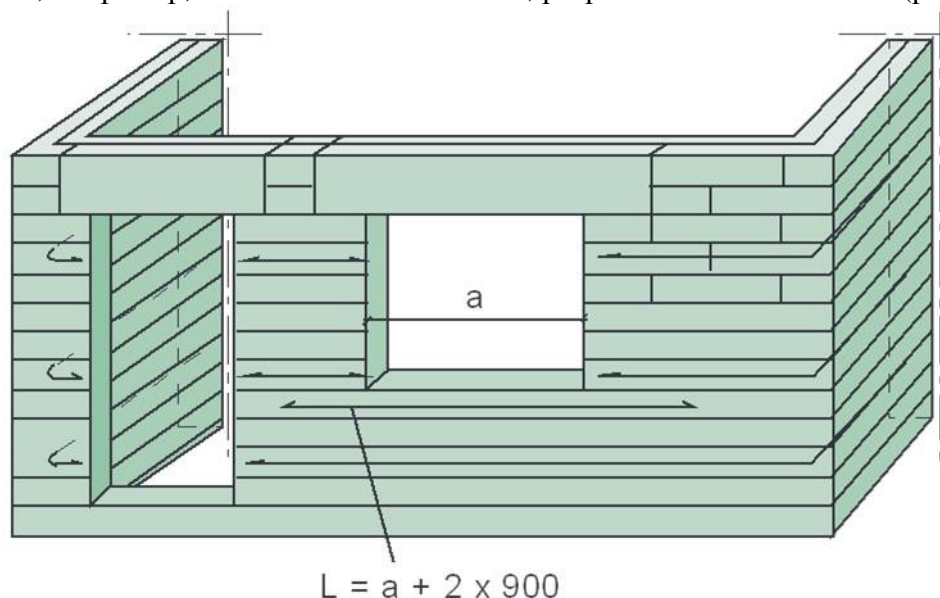


Рис. 1. Схема армирования кладки (из информационных материалов компании Siporex)

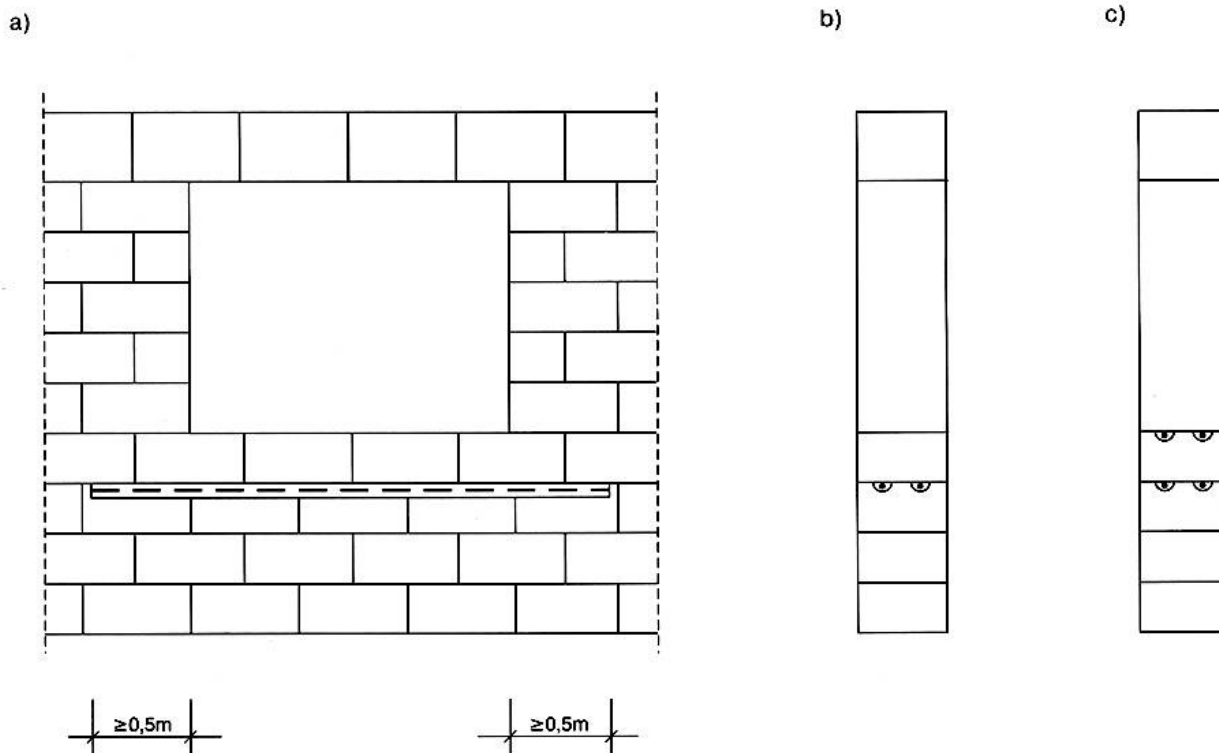


Рис. 2. Схема армирования подоконной зоны (из информационных материалов компании Xella)

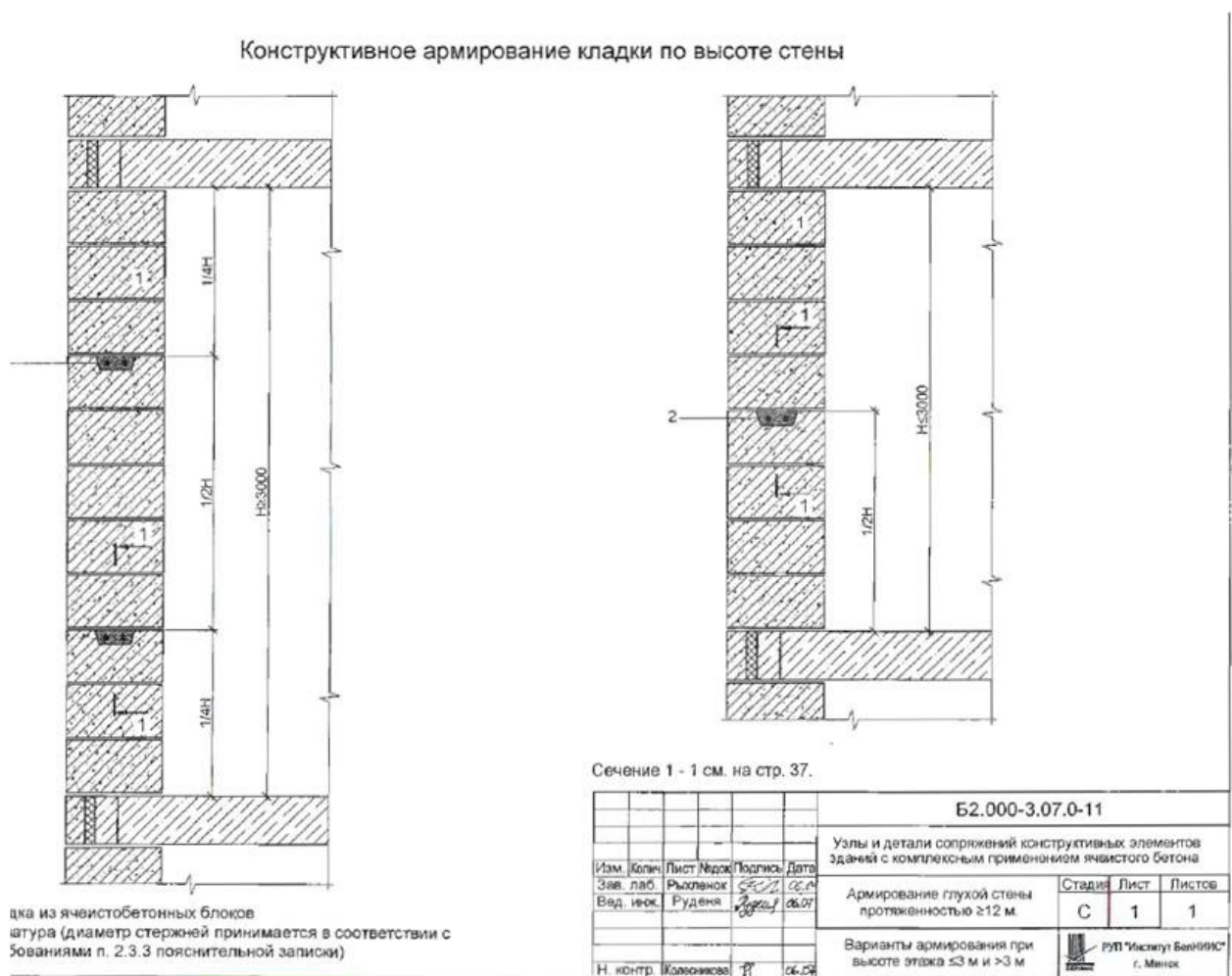
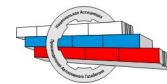


Рис. 3. Один из узлов с конструктивным армированием кладки (из альбома Б2.000-3.07.0, РУП «Институт БелНИИС»)



## Учет температурных и усадочных деформаций в отечественных нормах проектирования: эволюция подхода

Во всех редакциях СНиП «Каменные и армокаменные конструкции», начиная с 1954 года, присутствует раздел «Деформационные швы». Деформационные швы по назначению классифицируются в первых редакциях (1954, 1962 гг.) на температурные и осадочные, затем (с 1971 года) на температурно-усадочные и осадочные. Проследим эволюцию этого раздела.

В главе **СНиП II-Б.2-54** «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования» в §6 «Общие конструктивные требования» даются указания по устройству температурных швов:

«2. Расстояния между температурными швами в стенах из каменной кладки не должны превышать указанных в табл. 26» (табл. 1).

Таблица 1. Максимальные расстояния между температурными швами в стенах отапливаемых зданий в м (таблица 26 СНиП II-Б.2-54)

№ п/п	Расчетная зимняя температура в град.	Расстояние между температурными швами в м					
		при кладке из обыкновенного глиняного кирпича и керамических камней			при кладке из силикатного кирпича и бетонных камней		
		на растворах марки					
		100-50	25-10	4	100-50	25-10	4
		а	б	в	г	д	е
1	Ниже 30	50	75	100	25	35	50
2	21-30	60	90	120	30	45	60
3	11-20	80	120	150	40	60	80
4	10 и выше	100	150	200	50	75	100

Примечания.

...

2. Расстояния, указанные в табл. 26, должны уменьшаться:

а) для стен закрытых неотапливаемых зданий — на 30%;

б) для открытых каменных сооружений — 50%.

В главе **СНиП II-В.2-62** происходит развитие расчетных положений. Таблица «Максимальные расстояния s между температурными швами в стенах отапливаемых зданий» дополняется пунктом 9.28.

«9.28. В тех случаях, когда расстояние между температурными швами l превышает предельное s, указанное в табл. 28, в швах кладки должна быть уложена горизонтальная арматура, воспринимающая температурные напряжения.

В стенах с проемами арматура укладывается в междуоконных поясах. При отсутствии проемов арматуру рекомендуется укладывать на уровне междуэтажных перекрытий. По толщине стены арматура располагается: в неотапливаемых зданиях равномерно, в отапливаемых зданиях сосредоточивается ближе к наружной стороне так, чтобы центр тяжести арматуры отстоял от наружной грани стены на 1/3 ее толщины. Армируется средний участок отсека между швами длиной

$$l' = (l - s + 7) \text{ м.} \quad (129)$$

Усилие, воспринимаемое арматурой, допускается определять по формуле

/.../

Площадь поперечного сечения арматуры в пределах армируемого пояса кладки определяется по формуле

$$F_a = N_d / R_a. \quad (131)»$$

Таким образом, к 1962 г. в нормах проектирования появляется положение, позволяющее рассчитать армирование кладки для восприятия температурных напряжений.

Из следующей редакции СНиП «Каменные и армокаменные конструкции» (**СНиП II-В.2-71**) пункт с расчетными формулами для назначения арматуры исключается. Появляется



термин «температурно-усадочные швы», а раздел «Деформационные швы» дополняется двумя положениями:

*«6.44. Температурно-усадочные швы в стенах каменных зданий должны устраиваться в местах возможной концентрации больших температурных и усадочных деформаций, которые могут вызвать недопустимые по условиям эксплуатации разрывы кладки, трещины, а также перекосы и сдвиги кладки.»*

...

*6.47. Расстояния между температурно-усадочными швами стен, усиленных горизонтальной арматурой или железобетонными поясами, назначается на основании расчета на температурные напряжения.»*

В действующем в настоящее время **СНиП II-22-81** (и в подготовленном проекте **СП 15.13330.2010**) указания по назначению температурно-усадочных швов сведены в один пункт.

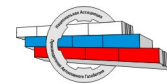
*«6.78. Температурно-усадочные швы в стенах каменных зданий должны устраиваться в местах возможной концентрации температурных и усадочных деформаций, которые могут вызвать недопустимые по условиям эксплуатации разрывы кладки, трещины, перекосы и сдвиги кладки по швам (по концам протяженных армированных и стальных включений, а также в местах значительного ослабления стен отверстиями или проемами). Расстояния между температурно-усадочными швами должны устанавливаться расчетом.»*

Методика расчета кладки на температурно-усадочные воздействия, начиная с редакции 1971 г., вынесена из СНиП в Пособие к нему. В действующем Пособии по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) [10] расчету на температурно-влажностные воздействия и усадку посвящено **приложение 11**, в котором на 17 страницах (с.128–145) приводятся общие указания по расчету и исходные положения (таблица 1 «Допустимое раскрытие температурно-усадочных трещин, мм, в неармированных и армированных кладках всех видов в период эксплуатации зданий», таблица 3 «Усадка бетонных и каменных конструкций»). Методика сопровождается примером расчета и содержит подробный разбор способов учета жесткости, температуры и влажности региона строительства, учитывает влияние конструктивной схемы здания, отверстий и штраб. При этом влияние усадки и сорбционного увлажнения учитывается через табличные значения эквивалентных температур.

В основе отечественных нормативов по учету температурно-влажностных воздействий и усадки лежит положение о допустимости поверхностных трещин. Целевым показателем является либо отсутствие сквозных трещин, либо их раскрытие на ширину, не превышающую некоего допустимого по условиям эксплуатации значения. Еще раз: *поверхностное растрескивание конструкций в общем случае — допускается, образование и ограниченное раскрытие сквозных трещин в наружных стенах жилых зданий — допускается.*

### **Количественная оценка температурно-влажностных деформаций и усадки**

При расчете по образованию и раскрытию трещин и по деформациям можно выделить два основных подхода. Первый касается конструкций зданий, к которым не предъявляется специальных требований к непроницаемости изоляционных покрытий. Он нацелен на предотвращение или ограничение сквозных трещин и предлагает оперировать средними по сечению конструкции температурой и влажностью. Второй касается поверхностных деформаций, поскольку нацелен на обеспечение целостности и сплошности изоляционных покрытий. При этом при учете температурно-влажностных деформаций становится важным учитывать температурное и влажностное состояние именно поверхностных слоев кладки, являющихся основанием для изоляционных (отделочных) покрытий.



При проектировании конструкций с применением кладки из автоклавного газобетона можно использовать оба подхода в зависимости от предъявляемых к ним требований. Современные эстетические нормы предъявляют ко всем штукатурным покрытиям требование минимизации раскрытия трещин. Оно формализовано в виде требования к визуальной неразличимости трещин штукатурного покрытия с расстояния в 2 м. Целостность штукатурных покрытий во многом зависит от свойств самих штукатурных составов, но это не препятствует предъявлению общих требований к основаниям для штукатурных покрытий, например, раскрытие поверхностных трещин не более, чем на 0,2 мм.

Ориентируясь на оба возможных подхода к понятию «допустимые по условиям эксплуатации трещины», дадим количественную оценку температурно-влажностным и усадочным деформациям кладки из автоклавного газобетона.

#### *Деформативность*

Характеристики кладки из блоков, изготовленных из автоклавных ячеистых бетонов, имеют нормативные значения (по СНиП II-22-81\*):

- деформации усадки —  $4 \times 10^{-4}$ ;
- коэффициент линейного расширения  $0,000008 \text{ град.}^{-1}$ ;
- модуль упругости  $E_0 = \alpha R_u = \alpha kR = (200 \dots 750) \times 2,25 \times (0,6 \dots 1,4) = 270 \text{--} 2400 \text{ МПа}$  (упругая характеристика кладки  $\alpha$  в зависимости от прочности раствора принимается от 200 до 750, расчетное сопротивление сжатию  $R$  в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие принимается от 0,6 до 1,4 МПа).

При оценке амплитуды деформаций поверхности целесообразно использовать не нормативные значения усадочных деформаций, а значения усадки, получаемые при высушивании образцов до влажности 0–2% (поверхностные слои бетона под действием кварцевания высыхают до влажности менее 2% [11]). Полная влажностная усадка составляет до 2 мм/м [9, 11].

#### *Колебания температуры*

Для определения температурных деформаций, учитываемых при контроле образования сквозных трещин, используются температуры наиболее холодных/жарких суток. При проверке образования поверхностных трещин максимальная температура поверхности принимается с учетом нагрева солнечным излучением.

Температура воздуха наиболее холодных суток (для Санкт-Петербурга)  $-30^\circ\text{C}$ , температура воздуха наиболее жарких суток  $28^\circ\text{C}$ , следовательно, расчетный для определения приведенных к сечению стены условий температурный перепад  $\Delta t = 58^\circ\text{C}$ .

Расчетный для определения поверхностных деформаций температурный перепад (из условия нагрева поверхности под действием солнечной радиации до  $70^\circ\text{C}$ )  $\Delta t_2 = 100^\circ\text{C}$ .

Эквивалентная температура усадки кладки из автоклавных ячеистобетонных блоков (при контроле сквозных трещин) составляет  $t_c = 30^\circ\text{C}$  (табл. 3 прил. 11 [10]). Эквивалентная температура усадки при проверке поверхностного трещинообразования оценивается исходя из фактического соотношения средней и максимальной усадки и составляет  $2 \times 10^{-3} / 4 \times 10^{-4} \times 30 = 150^\circ\text{C}$ .

#### *Напряжения и прочность*

Напряжения в неармированной кладке под комплексным действием температур и усадки (формулы 1, 9, 11, 18, 46 приложения 11 [10]) могут достигать:

при расчете на образование сквозных трещин

$$\sigma = N/A = 0,5 \cdot E_0 \cdot \alpha \cdot \Delta t = 0,5 \cdot (270 \dots 2400) \cdot 10^6 \times 8 \cdot 10^{-6} \times (58 + 30) = 0,2 \dots 1,7 \text{ МПа}$$

и при расчете на образование поверхностных трещин

$$\sigma = 0,5 \cdot (270 \dots 2400) \cdot 10^6 \times 8 \cdot 10^{-6} \times (100 + 150) = 0,6 \dots 4,8 \text{ МПа.}$$

При этом временное сопротивление кладки при растяжении по перевязанному сечению составляет  $R_{тu} = 2,25R_t = 2,25 \times (0,02 \dots 0,16) = 0,045 \dots 0,36 \text{ МПа}$ .

### Суммарные деформации

Абсолютная величина температурно-влажностных деформаций кладки может достигать в среднем по сечению кладки

$$\varepsilon = \alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_{sh} = 8 \cdot 10^{-6} \times 58 + 4 \times 10^{-4} = 0,9 \text{ мм/м}$$

в поверхностных слоях

$$\varepsilon = \alpha \cdot \Delta t + \varepsilon_{sh} = 8 \cdot 10^{-6} \times 250 + 20 \times 10^{-4} = 4 \text{ мм/м.}$$

Для сравнения деформации кладки из керамического кирпича в тех же условиях составят 0,3 и 1,5 мм/м соответственно (расчетные деформации кладки из силикатного кирпича совпадают с деформациями газобетонной кладки).

### Армирование кладки с тонким клеевым швом

Армирование кладки с расположением арматуры в горизонтальных швах при расчетной толщине швов 12 мм — успешно решенная техническая задача. Поскольку задача получила общепринятое решение достаточно давно, изделия для реализации такого армирования доступны повсеместно. Это сварные сетки с диаметром рабочих стержней 3–5 мм, выпускаемые с размерным рядом, кратным 120 мм. Для такого армирования хорошо исследованы и получили нормативные определения условия анкеровки рабочих стержней в кладке и условия передачи усилий от кладки металлу.

Кладка, выполняемая на клеевых составах с толщиной шва  $2 \pm 1$  мм, не предполагает возможности армирования сетками из стержневой стали. Однако легкая механическая обрабатываемость ячеистого бетона позволила успешно решить задачу введения в кладку протяженных горизонтальных стальных элементов. Изначально задача была решена устройством в постельной поверхности очередного ряда кладки штрабы определенного сечения, заполняемой мелкозернистым бетоном с утопленным в нем арматурным стержнем периодического профиля. Для такого технического решения известным является условие анкеровки арматуры в бетоне и прочность газобетона на срез, позволяющая рассчитать передачу усилий от кладки металлу. Однако включение в кладку узких клиньев из малодеформативного бетона вызывает концентрацию напряжений вокруг них, т.е. стимулирует трещинообразование в толще стены при вертикальном нагружении [9].

Широкое распространение кладки с тонким швом, переход на клеевые составы при кладке не только ячеистобетонных, но и керамических, силикатных, керамзитобетонных камней, позволило наладить выпуск арматурных элементов для тонких швов — плоских каркасов, выполненных, как правило, из оцинкованной стали сечением  $8 \times 1,5$  мм с косвенной арматурой из круглой проволоки диаметром 1,5 мм, приваренной к рабочим стержням «змейкой» (рис. 4).

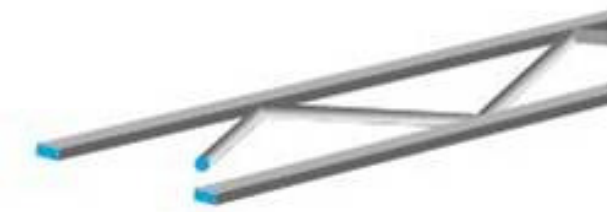
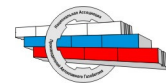


Рис. 4. Арматура для тонких швов

Использование такой арматуры не приводит к концентрации напряжений, но требует назначения условий передачи усилий от кладки металлу.

### Выводы и предложения

Неармированная кладка из автоклавного газобетона при условии допустимости возникновения и ограниченного раскрытия трещин может применяться при расстоянии между деформационными швами в пределах, ограниченных требованиями п. 6.79 и табл. 32 СНиП II-22-81\*.



При предъявлении к конструкциям из автоклавного газобетона требований непроницаемости (целостности) отделочных покрытий, следует предусматривать мероприятия, позволяющие исключить трещинообразование. Такими мероприятиями могут стать: армирование кладки в уровне горизонтальных швов, снижение расстояния между деформационными швами, применение высокодеформативных отделочных покрытий, армирование отделочных слоев.

При назначении армирования кладки в штрабах следует учитывать влияние железобетонных элементов (арматуры, забетонированной в штрабах) на несущую способность.

Использование арматуры для тонких швов требует учета условий передачи усилий в углах кладки и на концах арматурных каркасов.

#### Список литературы

1. Онищик Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций. М., Л. : Главная редакция строительной литературы, 1937. 564 с.
2. Рекомендации по применению стеновых мелких блоков из ячеистых бетонов / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. М., 1992. 86 с.
3. Пинскер В.А., Вылегжанин В.П. Экономичные дома из газобетона. Правила проектирования // Ячеистые бетоны в современном строительстве. Сборник докладов. Выпуск 6 – Санкт-Петербург: НП «Межрегиональная северозападная строительная палата». Центр ячеистых бетонов, 2009. С. 7–12.
4. Левченко В.Н., Гринфельд Г.И. Производство автоклавного газобетона в России: перспективы развития подотрасли // Строительные материалы. 2011. №9. С. 44–48.
5. Коровкевич В.В., Пинскер В.А. и др Малоэтажные дома из ячеистых бетонов. Рекомендации по проектированию, строительству и эксплуатации / ЛенЗНИИЭП. Л., 1989. 284 с.
6. Справочник фирмы «Хебель» по жилищному строительству / Подготовлено к изданию НП ООО «Стринко» по заказу Минстройархитектуры Республики Беларусь. Минск, 1997. 180 с.
7. Справочник по производству и применению материалов и изделий YTONG / Подготовлено к изданию НП ООО «Стринко» по заказу Минстройархитектуры Республики Беларусь. Минск, 1997. 98 с.
8. Мицкевич М., Сечковски Й. Техническое описание YTONG № 8 «Конструкционные подробности». Варшава : Издательство YTONG, 2002.
9. Галкин С.Л. [и др.] Применение ячеистобетонных изделий. Теория и практика. Минск : Стринко, 2006. 448 с.
10. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП П-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1987. 152 с.
11. Силаенков Е.С. Долговечность изделий из ячеистых бетонов. М. : Стройиздат, 1986. 176 с.