

УДК 624.012+519.673

МЕТОД РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ СЕЧЕНИЙ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ С УЧЕТОМ ДИАГРАММ ДЕФОРМИРОВАНИЯ

А.М. ХАТКЕВИЧ*(Полоцкий государственный университет)*

Рассматриваются вопросы построения полных диаграмм деформирования для бетона и каменной кладки при одноосном сжатии. В масштабе реальной конструкции кладка является анизотропным гомогенным материалом. Работу такого материала под нагрузкой можно описать диаграммами деформирования. Разработан алгоритм расчета нормальных к продольной оси сечений конструкций из каменной кладки с учетом диаграмм деформирования при центральном сжатии. Предпосылками для применения данного метода явилась возможность условной замены исходного материала из нескольких компонентов с различными свойствами на один, описываемый общим законом «напряжение – деформации». Выполнено сравнение результатов экспериментальных данных с вычисленными значениями разрушающих нагрузок.

Введение. Каменная кладка – монолитный анизотропный строительный материал, относящийся к композиционным. Под действием нагрузки в ней возникает сложное напряженное состояние, обусловленное различными прочностными и деформационными характеристиками камня и раствора. Опыт применения каменной кладки соизмерим с историей развития цивилизации, при этом каменные материалы до сих пор остаются одними из наиболее распространенных материалов, широко применяющихся для возведения как несущих, так и ограждающих конструкций. Несмотря на это теорию расчета каменных и армокаменных конструкций начали разрабатывать сравнительно недавно. Первоначально возведению зданий и сооружений не предшествовали инженерные расчеты, а строители руководствовались навыками и традициями, основанными на опыте эксплуатации. Из-за этого создавались громоздкие конструкции с большими коэффициентами запаса, что, однако, не предотвращало аварийных ситуаций.

Первые научные работы, посвященные прочности кладок, появились с возникновением мощного прессового оборудования в начале XX века и связаны с именами А.К. Говве, И.И. Ильина, В.А. Гастева, Н.А. Попова, В.П. Некрасова, Л.И. Онищика, В.А. Камейко, Л.Д. Проскуракова, Г.П. Передерия, И.П. Прокофьева и других ученых. Затем многочисленными специалистами была создана научная школа, нормы СНиП II-22-81 и Пособие к нему, содержащие указания по методам расчета и конструирования. На сегодняшний день изменились технология производства камня, представления о напряженном состоянии кладки, появились другие виды растворов и армирования. В то же время расчет по существующим нормам не всегда предохраняет от возникновения аварийных ситуаций, что требует уточнения существующих методов проектирования и расчета, возможности их реализации в прикладных вычислительных комплексах [1].

Зависимости между напряжениями и деформациями, диаграммы деформирования. Для обоснованного проектирования и возведения любого вида конструкций необходимо знать параметры напряженно-деформированного состояния (НДС) строительного материала под действием различных нагрузок и воздействий. Значения расчетных сопротивлений конструктивных материалов получают путем деления критических напряжений на частный коэффициент безопасности по материалу, т.е. критерием разрушения выступает напряжение в пиковой точке диаграммы f с учетом коэффициента безопасности. Такой подход прочно укоренился в строительной практике и, что следует отметить, является достаточно надежным для простых конструкций и условий нагружения. Однако он рассматривает лишь одну составляющую НДС – «напряжения», в то время как «деформации» остаются вне поля зрения исследователя и проектировщика, являясь при этом важнейшей характеристикой взаимодействия «материал – нагрузка». Для выявления резерва несущей способности и оценки надежности принятых расчетных предпосылок необходим учет «закритической» области диаграммы, которая является ниспадающей ветвью. Построение полных диаграмм деформирования при одноосном сжатии на сегодняшний день ввиду отсутствия оборудования даже для бетона, не говоря о каменной кладке, в условиях Беларуси не получило распространения. Параметры ниспадающей ветви принимают на основании базы проведенных ранее испытаний и аналитических зависимостей. Типичные диаграммы деформирования при одноосном нагружении для хрупких материалов изображены на рисунке 1. Разрушение от растяжения происходит при постепенном уменьшении поперечного сечения. При сжимающих нагрузках, соответствующих ниспадающей ветви, ранее образовавшиеся микротрещины объединяются между собой, что приводит к последующему хрупкому разрушению.

Отличительной особенностью каменной кладки является ярко выраженная композиционная сущность и анизотропность поведения под нагрузкой. Композиты состоят из двух или более материалов со

своими уникальными свойствами, объединены воедино каким-либо связующим и образуют объемы с новыми физико-механическими свойствами. Основываясь на данном признаке, к композитам следует отнести не только явно выраженные материалы в виде каменной кладки, дерева, углеродных ламелей, но и бетон, и сплавы металла, состоящие из поликристаллов с порами и различными включениями.

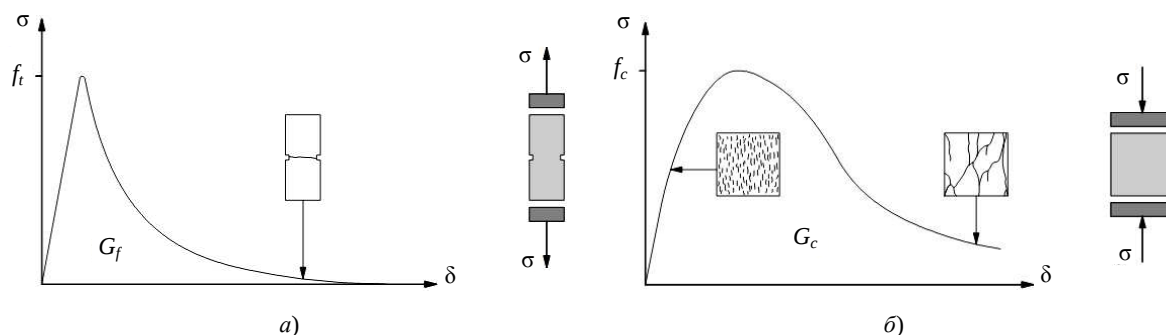


Рис. 1. Типичные диаграммы деформирования хрупких материалов при одноосном напряженном состоянии: при растяжении (а) и сжатии (б)

Кирпичная (в общем случае и каменная) кладка состоит из двух различных материалов: собственно кладочных элементов, расположенных в определенном порядке, и кладочного раствора. Работа данной гетерогенной (неоднородной) среды будет зависеть от прочностных и деформационных свойств составляющих материалов. Сама структура данного материала предопределяет возможность расчета методом конечных элементов путем разбиения всего объема конструкции на элементы со своими свойствами и нахождением в узлах значений искомых функций (перемещений, напряжений).

В зависимости от решаемой задачи кладка может рассматриваться в различных масштабах:

- *микромодель*: неоднородное **гетерогенное** тело, состоящее из камней и растворных швов. Конечные элементы принимаются с размерами, меньшими, чем камень и растворный шов. Критериями разрушения являются достижение ими прочности при одноосном сжатии и растяжении. При сложном напряженном состоянии необходимо несколько раз повторять расчет. Широкое распространение данная модель для реальных конструкций не получила из-за необходимости введения большого количества исходных данных (конечных элементов);

- *макромодель*: неоднородное тело каменной кладки заменяется однородным **гомогенным**. Размер конечного элемента соизмерим с размером камня. Критерием разрушения служит достижение конечным элементом определенного соотношения между нормальными и касательными напряжениями. Исходные данные в виде закона деформирования задаются по результатам испытаний фрагментов кладки.

В [2] было обосновано, что в случае реальной конструкции с большим количеством исходных единиц микромоделирование становится не всегда целесообразным. Рассматривая кладку в масштабе реальной конструкции, или макромасштабе, когда чередующиеся объемы однородного вещества значительно меньше размеров самой конструкции, для расчета НДС оправданным будет гомогенизация, или замена неоднородной структуры однородной изотропной либо анизотропной средой. Таким образом, на макроуровне кладку можно рассматривать в виде однородного пространства [3].

Так, для большинства реальных конструкций без потери точности расчета кладку можно рассматривать в масштабе макромодели, когда пренебрегают резко отличающимися свойствами камня и раствора; поведение такой «гомогенной» среды под нагрузкой можно описать диаграммами деформирования (усредненными напряжениями и деформациями), т.е. рассматривать однородный материал.

Зависимости между напряжениями и деформациями могут быть получены двумя различными подходами:

- путем непосредственного испытания фрагментов кладки в лабораторных условиях (в форме кривых) и последующего определения аналитических выражений (наиболее точный, но достаточно трудоемкий и дорогостоящий метод);
- путем прогнозирования поведения композиционного материала на основании его геометрической матрицы и физических законов, описывающих НДС исходных материалов.

Кладка является упругопластическим телом, ее деформации зависят как от скорости загрузки, так и от длительности приложения нагрузки. Наибольшее распространение получили испытания кратковременной нагрузкой. Зависимость между деформациями и напряжениями при этом криволинейна, т.е. модуль деформаций не является постоянной величиной. Различают начальный модуль деформаций E_0 , или модуль упругости, соответствующий начальному уровню нагружений (до 30 % от предельных напряжений), и действительный (касательный) модуль деформаций $E = d\sigma/d\varepsilon$.

В действующем СНиП II-22-81 диаграмма деформирования каменной кладки принята по зависимости Л.И. Онищика без ниспадающей ветви [4]. Во внедряемых европейских нормах (Еврокод 6, финские нормы SFS 5513, EN 1052-1) диаграмма деформирования кладки при осевом кратковременном сжатии принята нелинейной с параболическим очертанием [5–8]. В общем случае принимается диаграмма с нисходящей ветвью, допускается также использовать идеализированные нормативные параболические и расчетные параболически линейные диаграммы (рис. 2).

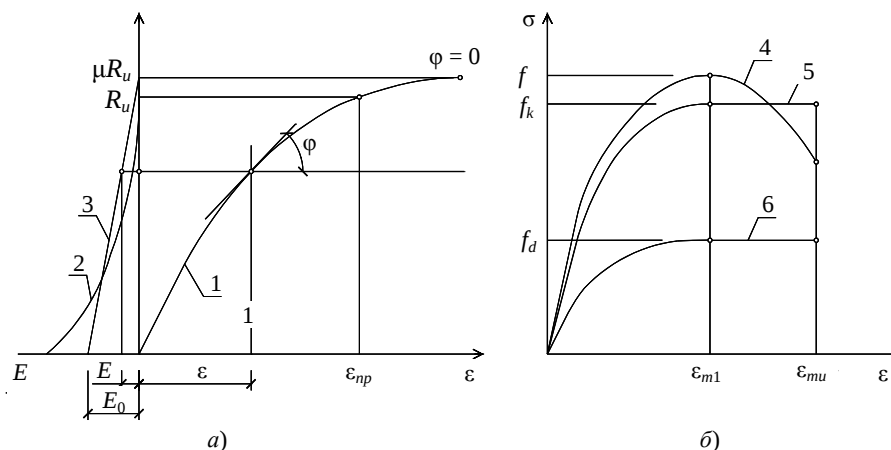


Рис. 2. Диаграммы деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии по [4] (а), по [8] (б):

1 – зависимость по (3); 2 – по (1); 3 – по (2) таблицы 1;
4 – фактическая диаграмма; 5 – идеализированная нормативная; 6 – идеализированная расчетная

Таблица 1

Аналитические зависимости « $\sigma - \epsilon$ » для каменной кладки и бетона

Источник	Аналитическая зависимость
Л.И. Онищик	$E = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = E_0 \left[1 - \left(\frac{\sigma}{R'} \right)^k \right], \quad (1)$ где $E_0 = \alpha R_u$ – начальный модуль деформаций; $R' = \mu R$ – предел текучести, при котором модуль деформаций равен нулю, т.е. кладка приобретает свойство идеально пластического тела; μ – коэффициент пластичности, зависящий от вида кладки; k – коэффициент, выражающий особенности отдельных видов растворов, значение которого колеблется в пределах от 0,3 до 1,3; R_u – предел прочности кладки
	При $k=1$ зависимость (1) преобразуется: $E = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{R'} \right) \quad (2)$
	Интегрируя (2), имеем $\epsilon = -\frac{\mu}{\alpha} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{\mu R_u} \right) \quad (3)$
[9; 10]	$\sigma = E_0 \left(1 - \frac{\epsilon}{2\epsilon_u} \right) \epsilon \quad (4)$ или $E = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = E_0 \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_u} \right), \quad (5)$ где ϵ_u – предельное значение деформаций при одноосном сжатии
[11; 12]	При $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu1}$: $\sigma_m = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (6)$

Окончание таблицы 1

Источник	Аналитическая зависимость
[13]	При $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} $: $\sigma_c = f_c \cdot [2 \cdot \eta - \eta^2] \quad (7)$
[14]	При $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c1} $: $\sigma_c = 0,85 \cdot f_c \cdot [2 \cdot \eta - \eta^2] \quad (8)$
	При $ \epsilon_{c1} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} $: $\sigma_c = f_c \cdot \left[1 - \frac{0,15 \cdot (\epsilon_c - \epsilon_{c1})}{0,0038 - \epsilon_{c1}} \right] \quad (9)$
В (6)–(8) коэффициент $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$; ϵ_{c1} – относительная деформация при максимальном (пиковом) значении напряжений f_{cm} ; $k = 1,05 E_{cm} \cdot \epsilon_{c1} / f_{cm}$ [12]; ϵ_c – относительные деформации в рассматриваемой точке; ϵ_{cu} – предельные относительные деформации.	

Зависимости между напряжениями и деформациями для каменной кладки и бетона представлены в таблице 1. Для построения полных диаграмм деформирования по аналитическим зависимостям (6)–(9) таблицы 1 необходимо иметь значения напряжений и деформаций для пиковой точки f и ϵ_{m1} , а также значение предельных относительных деформаций ϵ_{mu} .

В отношении назначения предельной относительной деформации (как каменной кладки ϵ_{mu} , так и бетона ϵ_{cu} конструкций) среди специалистов нет единого мнения. По определению профессора Г.В. Несветаева, под предельной сжимаемостью бетона понимают границу устойчивого деформирования сечения, равную деформации, соответствующей предельной потенциальной энергии структуры [15]. В научно-технической литературе приводятся значения предельной деформации бетона ϵ_{cu} , соответствующие произвольно выбранному (назначенному) уровню напряжений на нисходящей ветви диаграммы (в пределах 0,45...0,85), в [11] значения ϵ_{cu} приводятся в зависимости от прочностных показателей бетона.

Предложения по разработке метода расчета прочности сечений с учетом диаграмм деформирования. Деформационная расчетная модель нормальных сечений железобетонных элементов, подвергающихся воздействию продольных сил и изгибающих моментов, доказала свою состоятельность и нашла отражение в нормативных документах [11; 15]. Сущность методики заключается в учете помимо уравнений равновесия внутренних и внешних сил, решением которых ограничивался метод предельных усилий, условий деформирования расчетного сечения в виде гипотезы плоских сечений или уравнений совместности деформаций и физических уравнений, связывающих напряжения и деформации бетона и арматуры в виде диаграмм деформирования. Исходные уравнения преобразуются и решаются шагово-итерационными методами, условно разбивая исходное сечение на отдельные участки малой площади (метод численного интегрирования), что легко воплощается в жизнь благодаря использованию ЭВМ. Использование деформационной модели, являясь универсальным, позволяет рассчитывать сечения любой сложной формы с произвольным армированием. Краткое описание методов расчета представлено в таблице 2.

Таблица 2

Описание методов расчета нормальных сечений железобетонных элементов

Методика расчета	Область применения	Основные характеристики метода	Результат расчета
Деформационный метод	Сечения произвольной формы и армирования	Использование полной диаграммы деформирования, нахождение параметров напряженного состояния на любой стадии вплоть до разрушения. Критерий разрушения – предельные деформации	Несущая способность плоского сечения: предельные продольная сила и изгибающий момент, распределение напряжений и деформаций в любой точке сечения
Существующие методики (метод предельных усилий)	Сечения простой симметричной формы с арматурой, сосредоточенной у наиболее сжатой и растянутой зоны. На класс бетона накладываются ограничения	Критерий разрушения – достижение предельных напряжений растянутой арматурой и/или сжатым бетоном и сжатой арматурой	Несущая способность: предельная продольная сила и предельный изгибающий момент

Общим положением расчета неармированной каменной кладки при действии вертикальной нагрузки в Еврокоде 6 [5–8] являются следующие условия:

- сохранение плоскостности поперечных сечений;
- прочность при растяжении каменной кладки перпендикулярно горизонтальным швам равна нулю.

Расчет же армированных элементов каменных конструкций при действии изгибающих моментов, в том числе с центральным и внецентренным сжатии рекомендуется производить с учетом следующих условий:

- сохранение плоскостности поперечных сечений;
- арматура деформируется как прилегающая каменная кладка;
- прочность при растяжении каменной кладки равна нулю;
- максимальные относительные деформации каменной кладки при сжимающей нагрузке и стали при растяжении принимаются соответственно строительному материалу;
- диаграмму деформирования стали принимают параболической, параболически линейной или прямоугольной;
- предельное значение относительной деформации каменной кладки при сжатии для крайней наиболее сжатой грани сечения при внецентренном сжатии составляет максимально $\varepsilon_{mi} = -0,0035$ для каменной группы 1 и $\varepsilon_{mi} = -0,002$ для камней групп 2, 3 и 4.

Отмеченные выше основные расчетные положения соответствуют условиям применения деформационного метода расчета. Предполагаемый алгоритм расчета при центральном сжатии представлен на рисунке 3 в виде блок-схемы.

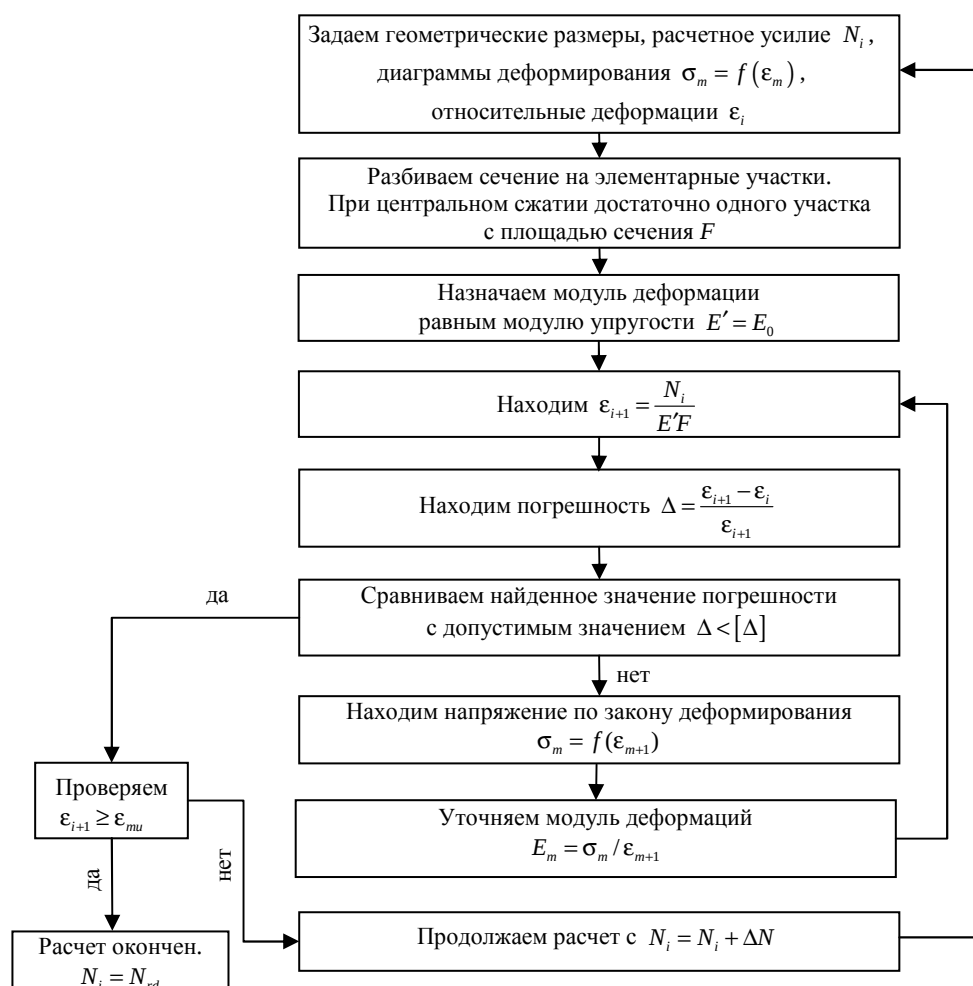


Рис. 3. Блок-схема алгоритма расчета нормальных к продольной оси сечений конструкций из каменной кладки с учетом диаграмм деформирования при центральном сжатии

Сопоставление результатов расчета по предложенной методике с данными из экспериментальной базы. Первая промежуточная проверка теоретических предпосылок была выполнена на результатах

испытаний А.Г. Фигарова, выполненных в ЦНИИСКе и АзНИИСКе на образцах кладки из камней азербайджанских месторождений [16]. Данные результаты выбраны в связи с обширной программой испытаний:

- центральное сжатие неармированной кладки на растворах разной прочности;
- внецентренное сжатие неармированной кладки;
- центральное сжатие кладки с сетчатым армированием.

Предел прочности камня во всех испытанных сериях принят постоянным $R_1 (\text{const}) = 48 \text{ кг/см}^2$, предел прочности R_2 раствора колебался от нулевой прочности до 7,45 МПа.

Значения предела прочности R_u и начального модуля упругости E_0 в промежуточных точках определялись по построенным зависимостям на рисунке 4.

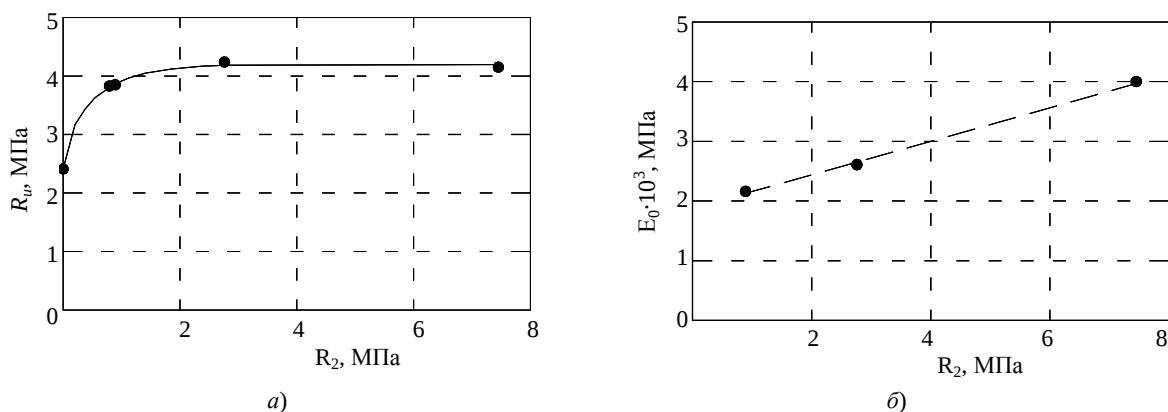


Рис. 4. Зависимость предела прочности кладки R_u (а) и начального модуля упругости E_0 (б) от предела прочности раствора R_2

В программе Mathcad на основании алгоритма (см. рис. 3) была проверена кладка по одной серии образцов (серия 1, табл. 3) с размерами сечения $0,4 \times 0,4 \text{ м}$ высотой 1,2 м. Из проведенных испытаний в качестве опытных данных были приняты: площадь сечения $F = 0,16 \text{ м}^2$; начальный модуль деформаций равный модулю упругости $E = 4002 \text{ МПа}$; упругая характеристика кладки $\alpha = 965$; предел прочности кладки $f_k = 4,15 \text{ МПа}$; относительные деформации в пиковой точке $\epsilon_{m1} = 0,00186$.

Предельные относительные деформации приняты по [8] $\epsilon_{mu} = 0,0035$.

Результаты расчета представлены ниже.

$$\begin{aligned} \text{fun}(z, x, y) := & \left| \begin{array}{l} \epsilon \leftarrow z \\ K_{si} \leftarrow 1 \\ E \leftarrow x \\ \epsilon_1 \leftarrow 0 \\ N_1 \leftarrow y \\ \text{while } K_{si} > 0.03 \\ \quad \left| \begin{array}{l} \epsilon_1 \leftarrow \frac{N_1}{E \cdot F} \\ K_{si} \leftarrow \left| \frac{\epsilon_1 - \epsilon}{\epsilon_1} \right| \\ \sigma \leftarrow f_k \left[1 - e^{(-0.9 \cdot \epsilon_1 \cdot \alpha)} \right] \\ E \leftarrow \frac{\sigma}{\epsilon_1} \\ \epsilon \leftarrow \epsilon_1 \end{array} \right. \\ \epsilon \end{array} \right. \\ f(x) := & \left| \begin{array}{l} K_{si} \leftarrow 1 \\ \epsilon \leftarrow 0 \\ N_1 \leftarrow x \\ \text{while } \epsilon \leq \epsilon_{mu} \\ \quad \left| \begin{array}{l} \epsilon \leftarrow 1 \\ \epsilon \leftarrow \text{fun}(\epsilon, E, N_1) \\ N_1 \leftarrow N_1 + 10000N \end{array} \right. \\ N_1 \end{array} \right. \\ f(N) = & 6,6 \cdot 10^5 N \end{aligned}$$

Среднее значение разрушающего продольного усилия по серии в [16] $N = 667 \text{ кН}$. Таким образом, разница между рассчитанным и экспериментальным значением составляет 1,0 %.

Таблица 3

Сравнение экспериментальных данных по испытанию каменной кладки на центральное сжатие с результатами расчета

Серия	Размеры образца $a \times b \times h$, см	Количество образцов	Предел прочности раствора R_2 , кг/см ²	Предел прочности кладки (пиковая точка) $f(R_u)$, МПа	Начальный модуль упругости кладки E_0 , МПа	$\epsilon_{0,9} \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{m1}^* \cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{mu} \cdot 10^{-3}$	Разрушающая нагрузка средняя по образцам в серии N_{exp} , кН	Разрушающая нагрузка рассчитанная $N_{sd, calc}$ (Beta), кН	$\frac{N_{exp} - N_{sd, calc}}{N_{exp}} \cdot 100 \%$
1	40×40×120	3	75,9	4,15	4002	1,69	1,86	3,5	667	667	0,0
2	40×40×120	3	28,1	4,24	2609	1,77	1,95	3,5	685	679	0,9
3	40×40×120	3	9,1	3,85	2161	1,85	2,04	3,5	602	617	-2,5
4	20×80×120	3	21,6	4,0	2485	1,79	1,97	3,5	631	645	-2,2

* – Деформации кладки $\epsilon_{m1} \cdot 10^{-3}$ на уровне нагрузки $N/N_u = 0,9$ находились по зависимости, рекомендованной автором в [16] $\epsilon_{0,9} = (3 - \sqrt[16]{R_2}) \cdot 10^{-3}$ (R_2 в кг/см²). Деформации кладки $\epsilon_{m1} \cdot 10^{-3}$ определены как $\epsilon_{0,9} \cdot 1,1$.

В Полоцком государственном университете профессором Д.Н. Лазовским и доцентом Д.О. Глуховым разработана программа «Beta» для расчета прочности и трещиностойкости нормального сечения железобетонных элементов, что позволяет производить расчет параметров напряженно-деформированного состояния, ширины раскрытия трещин в нормальном сечении на любом этапе нагружения железобетонных элементов. Используя режим «Произвольные диаграммы» в программе «BETA 4.0» возможно задать прочностные и деформационные характеристики каменной кладки и сравнить с опытными результатами.

Типичная диаграмма деформирования для кладки серии 1 (см. табл. 3) представлена на рисунке 5.

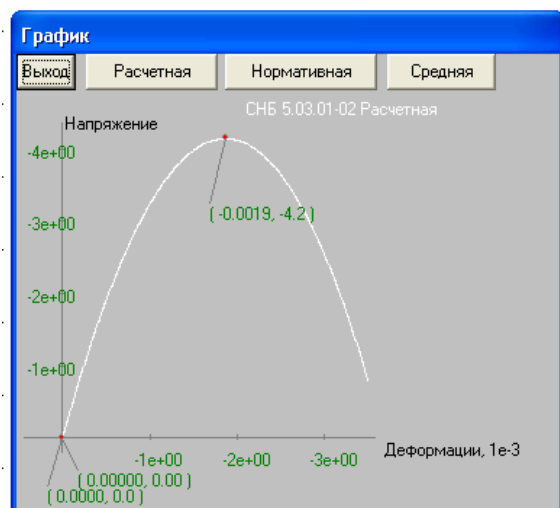


Рис. 5. Диаграмма деформирования каменной кладки по образцам серии 1, а также экспериментальная зависимость «нагрузка – деформации» образца СЗ [17]

Результаты расчетов в программе Beta и сравнения с экспериментальными данными представлены в таблице 3 и таблице 4. Для сравнения использовались также данные из [17].

Испытаны образцы кладки С1, С2 и С3 из кирпича марки М100 на растворе М100 на 200-тонном прессе со следующими техническими характеристиками: точность по нагрузке – 16 кг, по деформациям – 0,0036 мм.

Для проверки использовались данные по образцу С3, поскольку на С1 происходила отработка методики испытания, на С2 нагрузка прикладывалась в 2 этапа и имел место перекося обжимающей плиты, в

связи с чем полученные диаграммы деформирования не соответствовали традиционному виду. Разница между вычисленным значением и экспериментальным составила менее 2 %.

Таблица 4

Сравнение экспериментальных данных по испытанию кладки с сетчатым армированием на центральное сжатие с результатами расчета

Процент армирования размеры образца, см	Предел прочности раствора R ₂ , кг/см ²	Предел прочности кладки (пиковая точка) $f(R_u)$, МПа	$\varepsilon_{0,9} \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{m1} \cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{mu} \cdot 10^{-3}$	Начальный модуль де- формаций, МПа	N_{exp} , кН	$N_{sd\ calc}$ (Beta), кН	$\frac{N_{exp} - N_{sd\ calc}}{N_{exp}} \cdot 100\ %$
$\mu = 0,27$	81	4,56	1,4	1,54	3,5	5199	694	628	9,5
39×39×127									
$\mu = 0,656$	72	4,58	1,78	1,96	3,5	3855	697	699	-0,3
39×39×127									
$\mu = 1,09$	52	4,81	2,46	2,71	3,5	3071	731	724	1,0
39×39×127									

Заключение. Предложенная методика расчета прочности нормальных к продольной оси сечений конструкций из каменной кладки является продолжением развития деформационного метода и базируется на использовании полных диаграмм деформирования. Критерием разрушения при этом выступает достижение предельных деформаций кладки. Ввиду отсутствия специального оборудования на определенном этапе построение диаграмм с ниспадающей ветвью можно выполнять на основании экспериментально-теоретических методов, используя для описания восходящей ветви экспериментальные данные, а остальные параметры определять с помощью математического аппарата на базе накопленного опыта.

Выявлена достаточно хорошая сходимость результатов расчета по предложенной методике, апробированной в программных комплексах Mathcad и Beta 4.0. В то же время необходимо увеличить исследуемую область как количественно на образцах других серий и испытаниях других авторов, так и качественно, продолжив разработку методики расчета для внецентренно сжатых и изгибаемых элементов.

Полученные данные будут использоваться в дальнейшем для развития теоретических методов расчета как при центральном сжатии, так и внецентренном, а также изгибе.

ЛИТЕРАТУРА

1. Соколов, Б.С. Исследования сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 104 с.
2. Lourenço, P.B. Computational strategies for masonry structures: PhD-Thesis / P.B. Lourenço. – Delft University of Technology; Delft University Press, The Netherlands, 1996. – 220 p.
3. Pelà, L. Continuum model for inelastic behaviour of masonry: PhD-Thesis / L. Pelà, M. Cervera, P. Roca. – Technical University of Bologna, Italy, Technical University of Catalonia, Barselona, Spain (2011).
4. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81. – Введ. 31.11.81. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.
5. Вольтри, В. Columbiakivi projekteerimisjuhend, vihikud 1–3 (Руководство по проектированию с использованием с цементных камней «columbiakivi», тетради 1–3). – 2002. – Режим доступа: <http://www.columbia-kivi.ee/viewer.php/176.285.286>. – Дата доступа: 10.05.2009.
6. European Standard EN 1996-1-1: Eurocode 6: Design of Masonry Structures, 2001. – 123 p.
7. Hendry, A.W. Design of Masonry Structures / A.W. Hendry, B.P. Sinha, S.R. Davies; third edition. – London, Weinheim, New York, Tokyo, Melbourne, Madras: An Imprint of Chapman & Hall, 2004.

8. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Ч. 1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций: СТБ EN 1996-1-1-2008. – Введ. 31.09.2008. – Минск: Госстандарт, 2009. – 86 с.
9. Гениев, Г.А. О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии / Г.А. Гениев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1979. – № 2. – С. 7–11.
10. Гениев, Г.А. О критериях прочности ортотропного материала типа каменной кладки при плоском напряженном состоянии / Г.А. Гениев, А.Н. Воронов // Труды ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Исследование и методы расчета строительных конструкций, 1985. – С. 94–101.
11. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Введ. 20.06.02. – Минск: М-во арх. и стр-ва Респ. Беларусь, 2003. – 130 с.
12. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Ч. 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2010. – Введ. 10.12.2009. – Минск: М-во арх. и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 191 с.
13. Hognestad, E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Member / E. Hognestad // Bulletin № 399, University of Illinois Engineering Experiment Station. – 1951. – 128 p.
14. Ibrahim, H. Modification of the ACI Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete / H. Ibrahim, J. MacGregor // ACI Structural Journal. – 1997. – V. 94, № 1. – P. 40–48.
15. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования: учеб. пособие для студ. строит. спец. / Н.П. Блещик [и др.]; под ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.
16. Каменная кладка из пильных известняков / С.В. Поляков [и др.]. – Кишинев: Изд-во «Картя Молдовеняскэ», 1973. – 345 с.
17. Кашеварова, Г.Г. Натурные и численные эксперименты, направленные на построение зависимости напряжения от деформации кирпичной кладки / Г.Г. Кашеварова, М.Л. Иванов // Приволжск. науч. вестн. – 2012. – № 8(12). – С. 10–15.

Поступила 04.06.2014

THE METHOD OF CALCULATING THE STRENGTH OF NORMAL SECTIONS TO THE LONGITUDINAL AXIS OF THE CONSTRUCTION OF MASONRY WITH REGARD DEFORMATION DIAGRAM

A. KHATKEVICH

The article examines the construction of complete deformation diagrams for concrete and masonry under uniaxial compression. Masonry is anisotropic homogeneous material on a scale of real construction. Work of such material under load can be described by diagrams of deformation. An algorithm is developed calculating the normal sections to the longitudinal axis of the construction of masonry considering deformation diagrams in the central compression. Prerequisites for the application of this method was the possibility of replacing the conventional raw material of several components with different properties to the one described by the general law of “stress – strain”. The comparison of experimental data with the calculated values of failure loads is performed.