



## ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ КИРПИЧНОЙ СТЕНЫ В ЗОНЕ ПРОЕМА НАД ФУНДАМЕНТОМ

**М. Д. Панасюк**

*ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»,*

*2, ул. Державина, г. Макеевка, ДНР, 86123.*

*E-mail: m.d.panasuk@donnasa.ru*

*Получена 24 апреля 2020; принята 22 мая 2020.*

**Аннотация.** В данной статье были исследованы предельные состояния простенков и подоконной части стены при изменении давлений на основание в результате перераспределения нагрузок на основание от особых воздействий, например искривления земной поверхности при подработке территории. Для расчетов использовался исследовательский программный комплекс «PANAMA». Задача решена в рамках теории пластического течения каменной кладки. Используются уравнения теории прочности Кулона Мора, в соответствии с которыми прочность материала зависит от уровня объемных напряжений растяжения–сжатия. Результаты расчета оцениваются по уровню напряженного и деформированного состояния конструкций. Под уровнем напряженного состояния понимается отношение интенсивности напряжений к прочности материалов. Значение уровня напряжения, равного единице, свидетельствует о течении материала конструкции. Под уровнем деформированного состояния понимается отношение интенсивности деформации к предельной сжимаемости или растяжимости материала. Предельно состояние конструкции оценивается по уровню деформированного состояния. Значение уровня деформированного состояния, равного единице, соответствует достижению предельной сжимаемости или растяжимости материала. В данной работе предельное состояние конструкции оценивается по достижению предельной сжимаемости каменной кладки.

**Ключевые слова:** напряженно-деформированное состояние, пластическое течение, «PANAMA».

## ГРАНИЧНІ СТАНИ ЦЕГЛЯНИХ СТІН В ЗОНІ ОТВОРУ НАД ФУНДАМЕНТОМ

**М. Д. Панасюк**

*ДОНУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури»,*

*2, вул. Державіна, м. Макіївка, ДНР, 86123.*

*E-mail: m.d.panasuk@donnasa.ru*

*Отримана 24 квітня 2020; прийнята 22 травня 2020.*

**Анотація.** У даній статті були досліджені граничні стани простінків і підвіконної частини стіни при зміні тиску на основу в результаті перерозподілу навантажень на основу від особливих навантажень, наприклад викривлення земної поверхні при підроблюванні території. Для розрахунків використовувався дослідний програмний комплекс «PANAMA». Завдання вирішене в рамках теорії пластичної течії кам'яної кладки. Використано рівняння теорії міцності Кулона Мора, відповідно до яких міцність матеріалу залежить від рівня об'ємних напружень розтягу–стиску. Результати розрахунку оцінюються за рівнем напруженого і деформованого стану конструкцій. Під рівнем напруженого стану розуміється відношення інтенсивності напружень до міцності матеріалів. Значення рівня напруження, рівного одиниці, свідчить про течію матеріалу конструкції. Під рівнем деформованого стану розуміється відношення інтенсивності деформації до граничної стисливості або розтяжності матеріалу. Граничний стан конструкції оцінюється за рівнем деформованого стану. Значення рівня деформованого стану, рівного одиниці, відповідає досягненню граничної стисливості або розтяжності матеріалу. У даній роботі граничний стан конструкції оцінюється після досягнення граничної стисливості кам'яної кладки.

**Ключові слова:** напружено-деформований стан, пластична течія, «PANAMA».

## THE LIMIT STATES OF THE BRICK WALL IN THE OPENING AREA OVER THE FOUNDATION

**Mark Panasiuk**

*Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture,  
2, Derzhavin Str., Makeevka, DPR, 83123.*

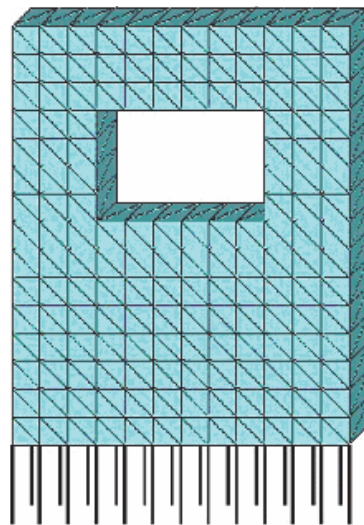
*E-mail: m.d.panasuk@donnasa.ru*

*Received 24 April 2020; accepted 22 May 2020.*

**Abstract.** In this article, the limiting conditions of the walls and the window sill of the wall were studied with changes in the pressure on the base as a result of the redistribution of loads on the base from special influences, for example, curvature of the earth's surface during the undermining of the territory. For calculations, the research software package was used «PANAMA». The problem is solved in the framework of the theory of the plastic flow of masonry. The equations of the Coulomb Mohr theory of strength are used, in accordance with which the strength of the material depends on the level of volumetric tensile–compression stresses. The calculation results are evaluated by the level of stress and strain state of structures. The level of stress state refers to the ratio of stress intensity to the strength of materials. The value of the voltage level equal to unity indicates the flow of the material of the structure. The level of the deformed state is understood as the ratio of the strain intensity to the ultimate compressibility or elongation of the material. Ultimately, the state of the structure is estimated by the level of the deformed state. The value of the level of the deformed state of equal unity corresponds to the achievement of ultimate compressibility or elongation of the material. In this work, the limiting state of the structure is estimated by achieving the maximum compressibility of the masonry.

**Keywords:** stress-strain mill, ductile stretch, «PANAMA».

Натурными исследованиями установлено, что подоконные части стен в зоне фундаментов могут разрушаться в форме нормальных трещин, сконцентрированных в центре проема. Указанная форма разрушения обусловлена отпором грунта под фундаментом в зоне проема как нагружающего фактора. Кроме этого возрастание отпора грунта на отдельных участках фундаментов может привести к разрушению простенков по схеме внецентренного сжатия с большим эксцентриситетом. В технической литературе отсутствуют надежные методы анализа напряженно-деформированного состояния кирпичных стен в зоне проемов. По этой причине приводимые здесь результаты исследований являются актуальными. Фрагмент кирпичной стены с проемом над фундаментом представлен на рисунке 1.



**Рисунок 1.** Фрагмент кирпичной стены с проемом на упругом основании.

### Характеристика расчетной модели

Расчетная модель представлена ансамблем объемных конечных элементов в форме тетраэдров. При формировании расчетной схемы в ПК Лира использован шаблон в виде куба размерами  $0,35 \times 0,35 \times 0,35$  м, состоящий из пяти тетраэдров. Применены два типа конечных элементов по жесткости: тип 1 – кирпичная кладка; тип 2 – бетонные элементы перемычки над оконным проемом и фундамента. Основание моделируется стержнями эквивалентной жесткости длиной 1,0 м. На первой ступени учитывается собственный вес конструкции. На последующих ступенях прикладывается вертикальная нагрузка в узлах верха простенков, моделирующая нагрузки от вышерасположенных частей здания. Величина узловой нагрузки на ступени нагружения составляет 0,88 тс. Суммарная нагрузка в узлах в конце нагружения составляет 5,28 тс.

В программном комплексе ИПК «PANAMA» решение задачи осуществляется методом Ньютона – ПВР. Для достижения нормальной сходимости в этом методе накладываются определенные условия на обеспеченность системы разрешающих уравнений равновесия. Численными исследованиями установлено, что нормальная сходимость итерационных процессов достигается при относительной однородности диагональных элементов матриц жесткости отдельных конечных элементов. На практике это означает, что указанные элементы в матрицах жесткости не должны отличаться более чем в 3–5 раз. Последнее достигается соответствующим подбором размеров конечных элементов. В рассматриваемой задаче потребовалось разделить стержни, моделирующие работу грунтового основания, на десять равных частей. Тем самым уравниваются перемещения от единичных воздействий бетонных конечных элементов и стержневых конеч-

ных элементов, моделирующих работу грунтового основания.

Уравнения пластического состояния материалов конструкций основаны на гипотезах теории пластического течения и предложений, изложенных в работе [1].

Расчетные характеристики материалов конечных элементов вычислены в соответствии с нормативными документами. Ниже приводятся численные значения указанных характеристик.

Данные таблицы 1 вычислены для следующих нормативных характеристик материалов.

**Кирпичная кладка:** кирпич М100, раствор М50,  $R = 1,5$  МПа,  $R_t = 0,18$  МПа,  $\alpha = 1\,200$ ,  $R_u = 2R = 3,0$  МПа,  $E = \alpha R_u = 3\,600$  МПа.

**Бетон:** С20/25,  $R_b = 14,5$  МПа,  $R_{bt} = 1,5$  МПа,  $\epsilon_{lim} = 0,00344$ .

**Основание фундамента:** ширина подошвы фундамента 1,4 м, коэффициент жесткости основания  $1\,520$  т/м<sup>3</sup>.

Основание моделируется стержнями эквивалентной жесткости длиной 1,0 м, установленными попарно с шагом 0,35 м. Площадь поперечного сечения одного стержня составляет  $0,1862$  м<sup>2</sup>. Модуль деформации материала стержня  $2\,000$  т/м<sup>2</sup>. Прочность стержня при сжатии –  $1\,000$  кПа, при растяжении  $100$  кПа.

**Примечание:** осевая жесткость стержня, моделирующего основание фундамента, определяется по формуле:  $EF = C_z A_f l$ , где  $C_z$  – коэффициент жесткости основания;  $A_f$  – площадь подошвы фундамента;  $l$  – длина стержня. Осевая жесткость равна произведению модуля деформации материала стержня  $E$  на площадь поперечного сечения этого стержня  $F$ . Один из этих параметров может быть назначен произвольно. Рекомендуется принимать  $F = A_f$ . При этом давление на основание под подошвой фундамента будет равно напряжению в стержне, моделирующем работу основания.

Таблица 1. Деформационные и прочностные характеристики материалов

Материал	Деформационные и прочностные характеристики							
	$E$ тс/м <sup>2</sup>	$\nu$	$C_1$ , тс/м <sup>2</sup>	$C_2$ , тс/м <sup>2</sup>	$F_1$ , градус	$F_2$ , градус	$\gamma$ , тс/м <sup>3</sup>	Вид испытаний
<b>Кирпичная кладка</b>	360 000	0,25	36,76	75	37,8	0	1,8	Одноосное сжатие
<b>Бетон</b>	920 000	0,25	329,64	725,0	41,08	0	2,5	Одноосное сжатие

Предельные деформации материалов представлены в таблице 2.

Таблица 2. Предельные деформации материалов

Материал конструкции	Предельные деформации	
	При сжатии	При растяжении
Кирпичная кладка	0,0007	0,0001
Бетон	0,00344	0,000344
Основание	0,05	0,001

Параметры настройки расчетного процессора приведены в таблице 3.

Таблица 3. Параметры настройки расчетного процессора

Параметры настройки расчетного процессора					
Равновесие в узле, тс	Вариация перемещения	Количество итераций Ньютона	Количество ПБР – итераций	Количество подступей	Коэффициент релаксации
0,01	$1 \cdot 10^{-7}$	5	200	50	1,0

### Напряженно-деформированное состояние простенков

Отдельно рассмотрено НДС простенка на поверхности стены и в оконном проеме.

#### Поверхность стены у проема

Диаграммы деформирования и объемного сжатия представлены на рисунках 2 и 3.

Уровни нагружения КЭ в напряжениях и деформациях представлены на рисунках 4 и 5.

Пластическое течение в конечных элементах возникает при давлениях на основание 200 кПа (рис. 4). При этом предельные напряжения (интенсивность напряжений), соответствующие началу пластического течения, составляют (рис. 4) 1 250 кПа или 83 % от расчетного сопротивления кладки сжатию. Последнее вызвано недостаточным обжатием простенка на его поверхности, при котором средние напряжения составляют 350 кПа (рис. 3). Уровень нагружения по деформациям не превышает 0,7 (рис. 5). Из этого следует, что предельная сжимаемость

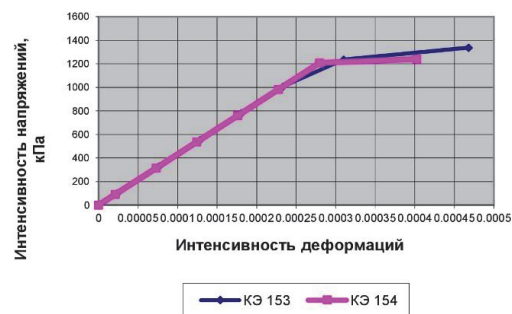


Рисунок 2. Диаграмма деформирования КЭ на поверхности стены.

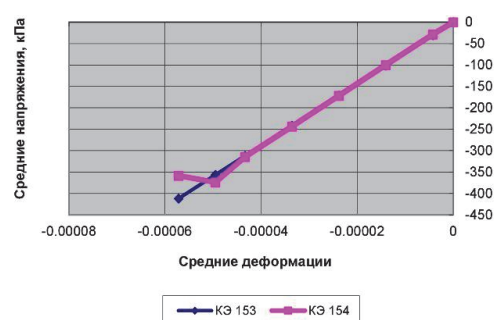


Рисунок 3. Диаграмма объемного сжатия КЭ на поверхности стены.

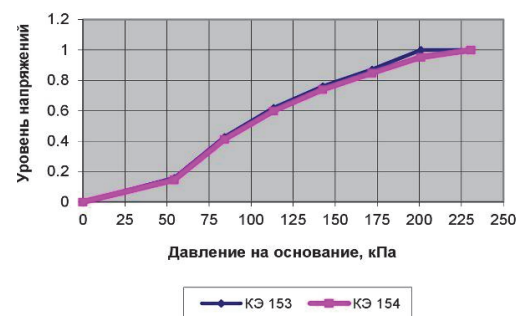


Рисунок 4. Уровень нагружения КЭ по напряжениям.

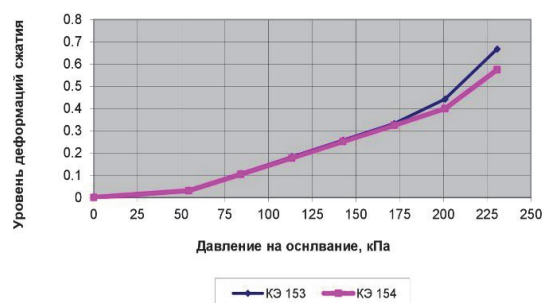


Рисунок 5. Уровень нагружения КЭ по деформациям.

на поверхности простенка не достигнута и его физическое разрушение не реализуется. Общий вывод заключается в том, что предельное состояние на поверхности простенка не достигнуто.

### Поверхность в оконном проеме

Диаграммы деформирования и объемного сжатия представлены на рисунках 6 и 7.

Уровни нагружения КЭ в напряжениях и деформациях представлены на рисунках 8 и 9.

Пластическое течение в конечных элементах возникает при давлениях на основание 200 кПа (рис. 8). При этом предельные напряжения (интенсивность напряжений), соответствующие началу пластического течения, составляют (рис. 6) 1 500 кПа или 100 % от расчетного сопротивления кладки сжатию. Последнее обусловлено достаточным обжатием простенка в оконном проеме, при котором средние напряжения составляют 650 кПа (рис. 7). Уровень нагружения по деформациям достигает предельной величины 1,0 (рис. 9) при давлениях на основание 230 кПа. Из этого следует, что достигнута предельная сжимаемость кирпичной кладки внутри оконного проема и реализуется физическое разрушение простенка в указанной зоне. Общий вывод заключается в том, что предельное состояние простенка в оконном проеме достигнуто при давлении на основание 230 кПа.

Выполнены сопоставительные расчеты несущей способности простенка по действующим нормам для случаев центрального и внецентренного сжатия. Указанные результаты сопоставлены с результатами расчета упруго-пластической модели в ИПК «PANAMA» (таблица 4).

### Общие выводы по результатам расчета простенков.

1. Физическое разрушение простенка в форме предельной сжимаемости кирпичной кладки достигается при давлениях на основание 230 кПа.
2. Несущая способность простенков по нормам для схемы центрального сжатия согласуется с данными расчета упруго-пластической модели в ИПК «PANAMA».
3. Несущая способность простенков по нормам для схемы внецентренного сжатия составляет

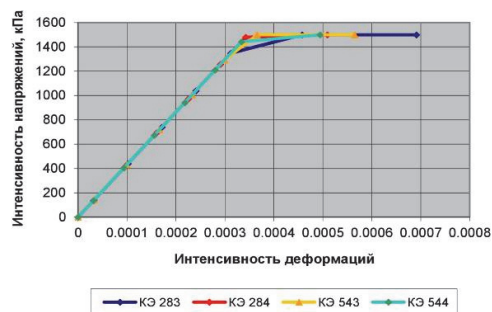


Рисунок 6. Диаграмма деформирования КЭ в оконном проеме.

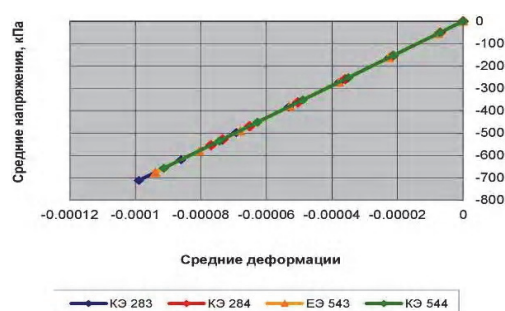


Рисунок 7. Диаграмма объемного сжатия КЭ в оконном проеме.

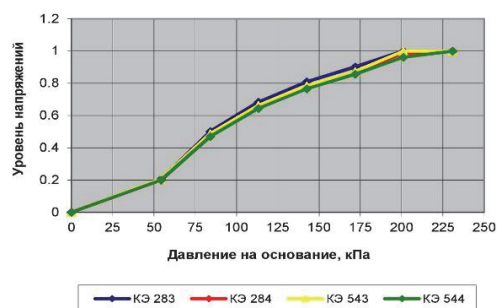


Рисунок 8. Уровень нагружения КЭ по напряжениям.



Рисунок 9. Уровень нагружения КЭ по деформациям.

- 50 % по сравнению с данными расчета упруго-пластической модели в ИПК «PANAMA».
4. Учет упруго-пластических деформаций при расчете простенков приводит к перераспределению напряжений по сечению простенка, в связи с чем внецентренное приложение нагрузки практически не влияет на несущую способность конструкции.

Таблица 4. Несущая способность простенка

Несущая способность простенков, кН		
Центральное сжатие по нормам	Внецентренное сжатие по нормам	Упругопластический расчет
1 102,5	551,0	1 117,0

### Напряженно-деформированное состояние подоконной части проема

Рассмотрены два сечения подоконной части проема: в центре проема и у грани проема. Диаграммы деформирования и объемного сжатия представлены на рисунках 10 и 11.

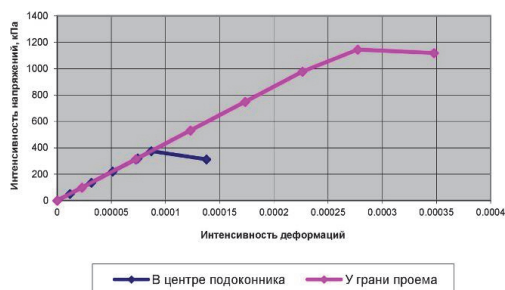


Рисунок 10. Диаграмма деформирования КЭ в подоконной части проема.

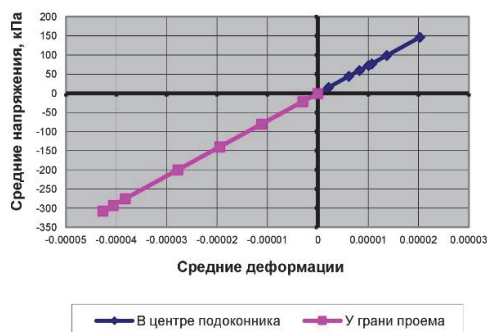


Рисунок 11. Диаграмма объемного сжатия КЭ в подоконной части проема.

Конечный элемент у грани проема разрушается по схеме объемного сжатия. В результате недостаточного обжатия (рис. 11) несущая способность кирпичной кладки в момент разрушения составляет 80 % от расчетного сопротивления кладки сжатию. Конечный элемент в центре проема разрушается по схеме объемного растяжения. В результате растягивающих объемных напряжений (рис. 11) несущая способность кирпичной кладки в момент разрушения составляет 26,7 % от расчетного сопротивления кладки осевому сжатию. Тем самым иллюстрируется зависимость диаграммы деформирования (сдвига, рис. 10) от диаграммы уплотнения (сжатия–растяжения, рис. 11). Таким образом, прочность кирпичной кладки зависит от уровня средних напряжений, что характерно для материалов с внутренним трением (по аналогии с грунтом основания). Именно в этом состоит особенность уравнений пластического состояния, использованных при решении рассматриваемой задачи.

Уровни нагружения КЭ в деформациях и напряжениях представлены на рисунках 12 и 13.

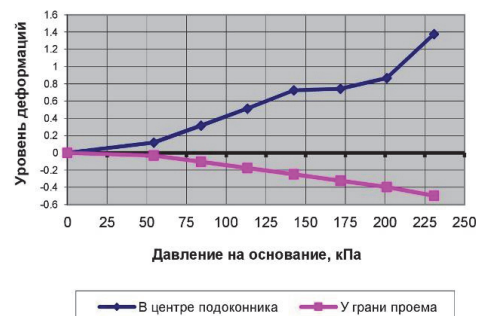


Рисунок 12. Уровень нагружения КЭ по деформациям.

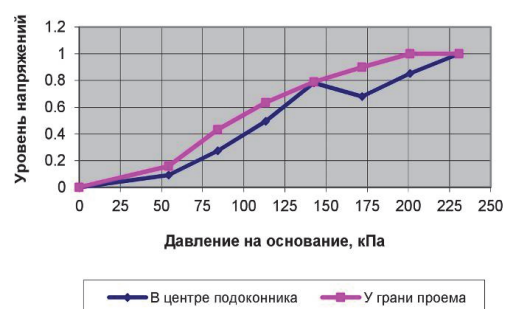


Рисунок 13. Уровень нагружения КЭ по напряжениям.



Предельное состояние подоконной части проема в центральном сечении достигается при давлениях 210 кПа по деформациям (рис. 12) и 225 кПа по напряжениям (рис. 13). Предельным для центрального сечения является давление на основание 210 кПа, при котором развиваются недопустимые трещины.

Предельное состояние подоконной части у грани проема достигается по напряжениям (рис. 13) при давлениях 200 кПа. При этом предельное состояние по деформациям (рис. 12) не достигается (уровень нагружения менее 0,5). Таким образом, критическим для подоконной части проема является НДС в ее центральном сечении, а формой разрушения является развитие недопустимых трещин за счет объемного растяжения. Предельное давление на основание составляет при этом 210 кПа.

#### Общие выводы по результатам расчета кирпичной стены в зоне проема над фундаментом

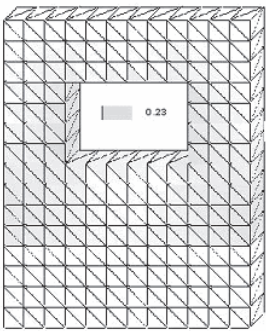
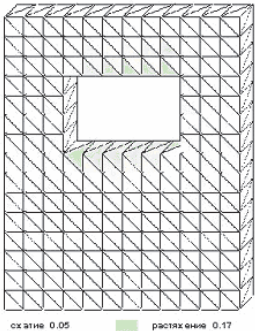
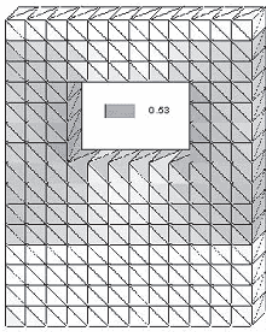
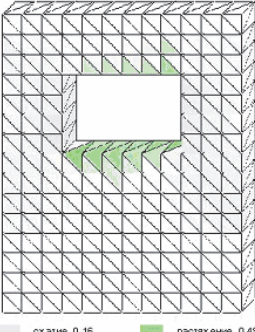
1. Физическое разрушение простенков в форме предельной сжимаемости кирпичной

кладки достигается при давлениях на основание 230 кПа.

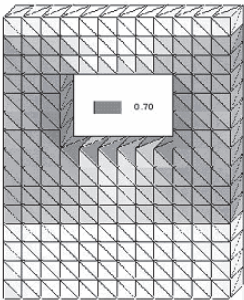
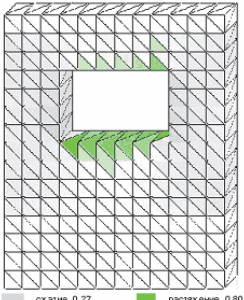
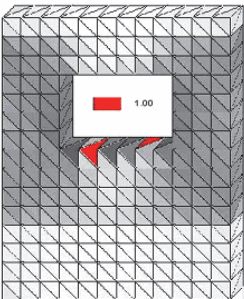
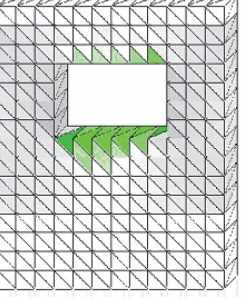
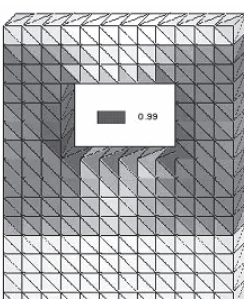
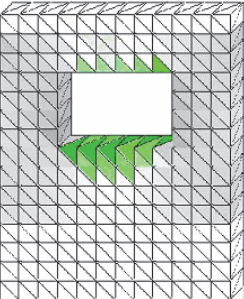
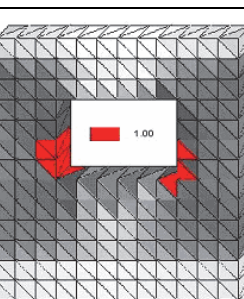
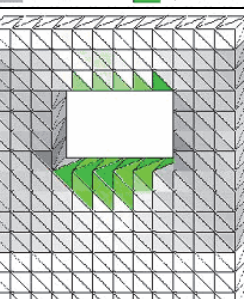
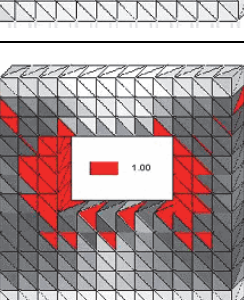
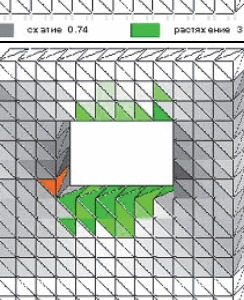
2. Физическое разрушение подоконной части проема в форме предельной растяжимости кирпичной кладки достигается при давлениях на основание 210 кПа.
3. Предельным состоянием кирпичной стены с проемом над фундаментом является физическое разрушение подоконной части проема в форме предельной растяжимости кирпичной кладки при давлениях на основание 210 кПа.
4. Установление предельных состояний кирпичной стены следует выполнять на основе нелинейного анализа НДС конструктивных элементов стены с использованием деформационных критериев предельных состояний. В качестве таких критериев следует принимать предельную сжимаемость и предельную растяжимость кирпичной кладки.

В заключение приводим мозаики напряженного и деформированного состояния кирпичной стены с проемом над фундаментом, представленные в таблице 5.

**Таблица 5.** Мозаики напряженного и деформированного состояния кирпичной стены с проемом над фундаментом

Давление, кПа	Уровни нагружения по напряжениям	Уровни нагружения по деформациям
1	2	3
54,3		
84,1		

Окончание таблицы 5

1	2	3
113,3		
142,5		
171,8		
201,0		
230,7		



## Примечания:

1. В первом столбце таблицы приведены давления на основание под подошвой фундамента.
2. Уровень нагружения по напряжениям вычисляется как отношение интенсивности напряжений в КЭ к его несущей способности при заданном уровне средних (объемных) напряжений.
3. Уровень нагружения по деформациям вычисляется как отношение интенсивности деформаций в КЭ к предельной сжимаемости или растяжимости материала КЭ.
4. Цифры при условных обозначениях мозаик характеризуют максимальные значения уровней нагружения в точках (КЭ) конструкции.

## Литература

1. Петраков, А. А. Практические методы решения упруго-пластических задач при сложном нагружении бетонных конструкций [Текст] / А. А. Петраков // Современные проблемы строительства. Донецкий ПромстройНИИпроект. 1999. № 7. С. 65–69.
2. Петраков, А. А. Итерационные методы решения задач МКЭ [Текст] / А. А. Петраков, Н. А. Петракова, М. Д. Панасюк // Строительная механика и расчет сооружений. 2018. № 2. С. 62–67.
3. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций ЛИРА [Текст] : руководство пользователя. Книга 1. – Киев : НИИИАСС, 2002. – 147 с.
4. Ортега, Д. Ж., Итерационные методы решения нелинейных систем уравнений со многими неизвестными [Текст] / Д. Ж. Ортега, В. Рейболд. – М. : Мир, 1975. – 457 с.
5. Zienkiewicz, O. C. The Finite Element Method [Текст] : vol. 2: Solid Mechanics / O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor. – 5-th ed. – Oxford : Butterworth : Heinemann, 2000. – 459 p.
6. Москвитин, В. В. Пластичность при переменных нагружениях [Текст] / В. В. Москвитин. – М. : МГУ, 1981. – 104 с.
7. Zingoni, A. Advances in Engineering Materials, Structures and Systems: Innovations, Mechanics and Applications [Текст] / A. Zingoni. – Netherlands : CRC Press/Balkema, 2019. – 2398 p.
8. Петраков, А. А. Решение нелинейных задач МКЭ методом Ньютона – ПВР [Электронный ресурс] / А. А. Петраков, Н. А. Петракова, М. Д. Панасюк // Современное промышленное и гражданское строительство. 2017. Т. 13, № 3. С. 169–178. – Режим доступа : [http://donnasa.ru/publish\\_house/journals/spgs/2017-3/05\\_petrakov\\_petrakova\\_panasjuk.pdf](http://donnasa.ru/publish_house/journals/spgs/2017-3/05_petrakov_petrakova_panasjuk.pdf).
9. Петраков А. А. Исследование предельных состояний грунтового массива [Текст] / А. А. Петраков, Н. А. Петракова, М. Д. Панасюк // Світ Геотехніки. 2017. № 4(56). С. 20–25.
10. Гениев, Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона [Текст] / Г. А. Гениев, В. Н. Кисюк, В. А. Тюпин. – М. : Стройиздат, 1974. – 216 с.
11. Schanz, T. The hardening soil model: formulation and verification [Текст] / T. Schanz, P. A. Vermeer,

## Reference

1. Petrakov, A. A. Practical methods for solving elastoplastic problems with complex loading of concrete structures [Text]. In: *Modern problems of construction. Donetsk Industrial Construction Project*. 1999. № 7. P. 65–69. (in Russian)
2. Petrakov, A. A.; Petrakova, N. A.; Panasyuk, M. D. Iterative methods for solving the FEM problems [Text]. In: *Structural mechanics and calculation of structures*. 2018. № 2. P. 62–67. (in Russian)
3. Software package for calculation and design of LIRA structures [Text] : user's manual. Book 1. Kiev : RIASC, 2002. 147 p. (in Russian)
4. Ortega, D. Zh.; Reybold, V. Iterative methods for solving nonlinear systems of equations with many unknowns [Text]. M. : World, 1975. 457 p. (in Russian)
5. Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L. The Finite Element Method [Text] : vol. 2 : Solid Mechanics ; 5-th ed. Oxford: Butterworth: Heinemann, 2000. 459 p. (in English)
6. Moskvitin, V. V. Plasticity under variable loads [Text]. M. : MSU, 1981. 104 p. (in Russian)
7. Zingoni, A. Advances in Engineering Materials, Structures and Systems: Innovations, Mechanics and Applications [Text]. Netherlands: CRC Press/Balkema, 2019. 2398 p. (in English)
8. Petrakov, A. A.; Petrakova, N. A.; Panasyuk, M. D. Solving non-linear problems of the finite over elements by Newton method [Electronic resource]. In: *Modern Industrial and Civil Construction*. 2017. Vol. 13, № 3. P. 169–178. Access mode : [http://donnasa.ru/publish\\_house/journals/spgs/2017-3/05\\_petrakov\\_petrakova\\_panasjuk.pdf](http://donnasa.ru/publish_house/journals/spgs/2017-3/05_petrakov_petrakova_panasjuk.pdf). (in Russian)
9. Petrakov, A. A.; Petrakova, N. A.; Panasyuk, M. D. The study of the limiting conditions of the soil massif [Text]. The study of equations of state of the theory of plastic flow World Geotechnics. 2017. № 4(56). P. 20–25. (in Russian)
10. Geniyev, G. A.; Kisyuk, V. N.; Tyupin, V. A. Theory of plasticity of concrete and reinforced concrete [Text]. M. : Stroiizdat, 1974. 216 p. (in Russian)
11. Schanz, T.; Vermeer, P. A.; Bonnier, P. G. The hardening soil model: formulation and verification [Text]. In: *Beyond 2000 in Computational Geotechnics. 10 Years of Plaxis International* [edited

- P. G. Bonnier // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics. 10 Years of Plaxis International* [edited by Ronald B. J. Brinkgreve]. – Rotterdam : BROOKFIELD, 1999. P. 281–296.
12. Москвитин, В. В. Пластичность при переменных нагрузениях [Текст] / В. В. Москвитин. – М. : МГУ, 1981. – 104 с.
  13. Петраков А. А. Исследование уравнений состояния теории пластического течения [Текст] / А. А. Петраков // Будівельні конструкції. 2008. Вип. 71. С. 77–87.
  14. Structural Foundation Designers' Manual [Текст] / W. G. Curtin, G. Shaw, G. I. Parkinson, J. Golding [et. al.]. – UK : Blackwell Publishing, 2006. – 370 p.
  15. Ghiassi, B. Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures from Theory to Application [Текст] / B. Ghiassi, G. Milani. – Cambridge, United States : Woodhead Publishing, 2019. – 795 p.
  - by Ronald B. J. Brinkgreve]. Rotterdam: BROOKFIELD, 1999. P. 281–296. (in English)
  12. Moskvitin, V. V. Plasticity under variable loads [Text]. M. : MSU, 1981. 104 p. (in Russian)
  13. Petrakov, A. A. The study of equations of state of the theory of plastic flow. In: *Building constructions*. 2008. Vol. 71. P. 77–87. (in Russian)
  14. Curtin, W. G.; Shaw, G.; Parkinson, G. I.; Golding, J. [et. al.] Structural Foundation Designers' Manual [Text]. UK : Blackwell Publishing, 2006. 370 p. (in English)
  15. Ghiassi, B., Milani, G. Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures from Theory to Application [Text]. Cambridge, United States : Woodhead Publishing, 2019. 795 p. (in English)

**Панасюк Марк Дмитриевич** – аспирант кафедры оснований, фундаментов и подземных сооружений ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: теория взаимодействия сооружений с деформирующимся основанием, в том числе на подрабатываемых территориях и на просадочных грунтах, разработка и исследование фундаментов повышенной несущей способности и методов их расчета на основе гипотез нелинейной геомеханики и теории строительных конструкций.

**Панасюк Марк Дмитрович** – аспірант кафедри основ, фундаментів та підземних споруд ДОУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: теорія взаємодії споруд з деформованою основою, у тому числі на підроблюваних територіях і просадних ґрунтах, розроблення і дослідження фундаментів підвищеної несучої здатності і методів їх розрахунку на основі гіпотез нелінійної геомеханіки та теорії будівельних конструкцій.

**Panasiuk Mark** – Post-graduate student, Grounds, Foundations and Underground Structures Department, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: theory of inter action with deformable structures base, including undermined territories and subsiding soils, development and research foundations increased carrying capacity and methods of their calculation on the basis of hypotheses and theories of nonlinear geomechanics constructions.