

Деркач Валерий Николаевич, канд. техн. наук, заместитель директора, Филиал РУП «Институт БелНИИС» – «Научно-технический центр», г. Брест (Беларусь)

НОРМИРОВАНИЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ПРОГИБОВ КОНСТРУКЦИЙ, ЯВЛЯЮЩИХСЯ ОПОРАМИ КАМЕННЫХ СТЕН И ПЕРЕГОРОДОК

RATING LIMIT VALUES OF MASONRY WALLS BEARING STRUCTURES DEFLECTIONS

АННОТАЦИЯ

Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований напряженно-деформированного состояния и трещиностойкости каменных стен и перегородок при прогибе поддерживающих перекрытий. Получены закономерности изменения длины зоны контакта между каменной кладкой и перекрытием в зависимости от прогиба перекрытия. Предложена методика нормирования критерия эксплуатационной пригодности каменных стен и перегородок, установленных на деформируемом перекрытии.

ABSTRACT

The results of experimental and theoretical studies of the stress-strain state and crack resistance of the masonry walls and partitions at a deflection of supporting floor slabs have been presented. The dependences of the change of the length of the contact zone between the masonry wall and floor slabs depending on the floor slab deflection have been obtained. The methods of rating serviceability criteria for masonry walls and partitions that are installed on the deformable floor slabs have been proposed.

Предельные значения прогибов перекрытий являются критериями предельного состояния эксплуатационной пригодности и связаны с двумя важными аспектами: внешним видом конструкции и функциональным назначением.

Согласно национальному приложению к ТКП EN 1990-2011, критерии эксплуатационной пригодности, касающиеся деформаций конструкций, рекомендуется назначать для каждого отдельного проекта и согласовывать с Заказчиком. При этом методика назначения указанных критериев в нормативных документах отсутствует.

В ТКП EN 1992-1-1-2009 принимается, что внешний вид конструкций удовлетворяет установленным требованиям, если прогиб конструкции в середине ее пролета относительно опор не превышает $1/250$ пролета. Сложнее обстоит вопрос с функциональным назначением, в частности с наиболее часто встречающейся ситуацией, когда прогиб балок или плит приводит к образованию трещин в установленных на них самонесущих каменных стенах и перегородках. Этот вопрос является особенно актуальным для современных жилых и общественных зданий со свободной планировкой этажей, требующей применения перекрытий больших пролетов [1-3].

В ТКП EN 1992-1-1-2009 содержатся указания, согласно которым прогибы перекрытий не должны превышать значений, которые могут привести к образованию трещин или разрушению других смежных элементов (каменных перегородок, остекления, отделки и т.д.). В связи с этим, предельное значение относительных прогибов перекрытий при практически постоянном сочетании воздействий ограничивается величиной $l_{eff} / 500$. При этом указано, что в зависимости от чувствительности смежных элементов могут быть назначены и другие значения предельных прогибов перекрытий.

В американских нормах по проектированию железобетонных конструкций ACI 318-08 эта величина составляет $l_{eff} / 480$. Более жесткие требования к прогибам балок и перемычек установлены в американских нормах, касающихся проектирования каменных и армокаменных конструкций ACI 530-05/TMS 402-05. Согласно требованиям данных норм величина относительного прогиба конструкций, на которые опирается каменная кладка, от длительно действующих нагрузок не должна превышать $l_{eff} / 600$, или 7,6 мм (принимается меньшее значение).

В немецких нормах DIN, кроме ограничения прогибов перекрытий с каменными перегородками до $l_{eff} / 500$, дополнительно устанавливается предельное значение толщины перекрытия согласно критериям: $\alpha \cdot l_{eff} / d \leq 35$, $(\alpha \cdot l_{eff})^2 / d \leq 150$, где d – толщина перекрытия, l_{eff} – эффективный пролет перекрытия, α – коэффициент, зависящий от расчетной схемы перекрытия.

Следует отметить, что упомянутые значения предельных прогибов перекрытий были получены в 60-х годах прошлого столетия на основании натуральных обследований стен и перегородок эксплуатируемых зданий и до сих пор не имеют экспериментально-теоретического обоснования.

В связи с недостаточной изученностью рассматриваемой проблемы были выполнены экспериментально-теоретические исследования напряженно-деформированного состояния и трещиностойкости каменных перегородок при прогибе поддерживающего перекрытия.

В построечных условиях испытаниям подвергались две межкомнатные кирпичные перегородки с дверными проемами и одна межквартирная сплошная перегородка из ячеистобетонных блоков [4,5]. Кирпичные перегородки имели следующие размеры: толщину $t=120$ мм, длину $L=5750$ мм, высоту $H=2840$ мм, перегородка из ячеистобетонных блоков – $t=300$ мм, $L=4810$ мм, $H=2680$ мм. Рассматриваемые перегородки опирались на сборные железобетонные плиты пустотного настила через слой цементно-песчаного раствора.

Во время испытаний производилось нагружение плит перекрытия в середине пролета двумя сосредоточенными силами. При этом измерялись прогибы плит и перегородок, а также длина зон их контакта с прогибающимся перекрытием и деформации материала перегородок на наиболее нагруженных участках.

Кроме экспериментальных исследований выполнялся численный расчет перегородок методом конечных элементов. В ходе расчета решалась нелинейная контактная задача с учетом трения и сцепления между поверхностями кладки и плит перекрытия.

Экспериментально установлено, что при увеличении прогиба перекрытия длина зоны контакта между перегородками и перекрытием изменяется нелинейно. Раскрытие шва между каменной кладкой и перекрытием происходит при незначительных прогибах перекрытия. При этом нагрузка от веса перегородок передается на плиты на участках небольшой длины у наружных краев. При относительных прогибах плиты $u/L \approx 1/800 - 1/1000$, длина зон контакта l_{cont} не превышает $\approx 1/60 - 1/100$ длины перегородок L (рисунок 1).

Следует отметить, что в нормативных документах не содержатся конкретные указания, касающиеся характера передачи нагрузки от каменных стен и перегородок на плиты перекрытия. В научно-технической литературе имеются предложения, согласно которым нагрузка от веса глухой перегородки, установленной вдоль пролета плиты, прикладывается сосредоточенно на расстоянии от края перегородки от $1/12L$ [6] до $0,2L$ [7]. В этом случае, при длине испытанной перегородки $4,8$ м и треугольной эпюре распределения контактного давления, длина зоны контакта l_{cont} должна составлять от 1200 мм до 2880 мм.

Максимальные значения главных растягивающих напряжений σ_1 в кладке сплошной перегородки возникают по границе зоны контакта, а в перегородке с дверным проемом – в угловых зонах проема. Полученные результаты подтверждаются исследованиями [8], выполненными в 2006 г. в Германии.

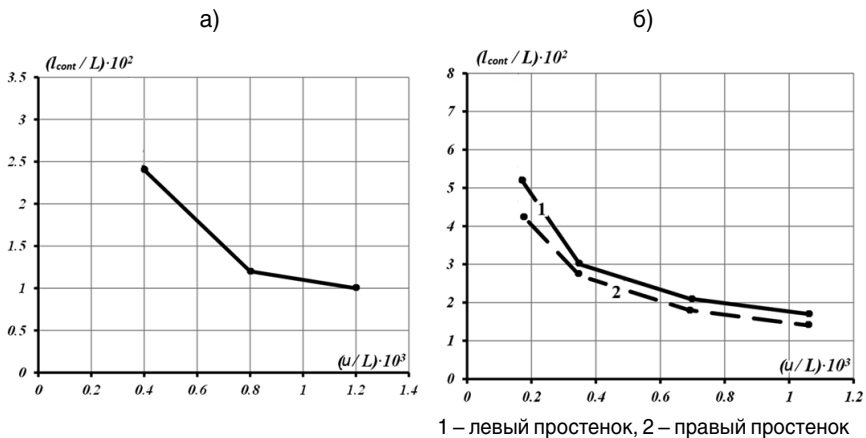


Рисунок 1. График зависимости « l_{cont}/L - u/L »: а) сплошная перегородка, б) перегородка с проемом

В кирпичной перегородке с проемом образование трещины было зафиксировано при относительном прогибе перекрытия $1/1160$.

Установлено, что если $L/H < 2,5$, то доминирующее влияние на образование трещин в сплошной перегородке имеют напряжения σ_1 , возникающие по границе зоны контакта, а при $L/H \geq 2,5$ – напряжения σ_1 , действующие по нижней грани кладки в середине пролета.

С увеличением прогиба перекрытия длина зоны контакта кладки с перекрытием (l_{cont}) уменьшается. При этом возрастает величина контактного давления, и одновременно увеличиваются главные растягивающие напряжения, действующие в каменной кладке в области ее контакта с перекрытием.

Эпюра контактного давления после раскрытия шва между перекрытием и каменной кладкой имеет треугольную форму, при этом величина максимальных главных растягивающих напряжений σ_1 в зоне контакта в зависимости от вида кладки и коэффициента трения составляет 20-40% от максимальной величины контактных сжимающих напряжений σ_c . При прогибе перекрытия длина l_{cont} определяется формой линии изгиба перекрытия и изгибной жесткостью кладки EI .

На рисунке 2 приведены графики « $l_{cont} - E$ » при различных значениях кривизны оси сечения в середине пролета перекрытия ($1/r$) и его статической схемы для условной стены толщиной 300 мм и высотой 3000 мм.

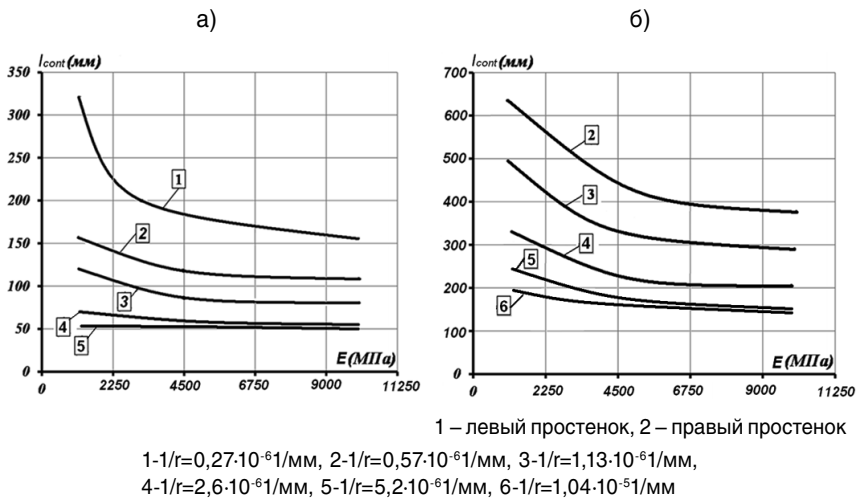


Рисунок 2. Графики зависимостей « $l_{cont} - E$ »: а) – свободное опирание однопролетного перекрытия; б) – жесткая заделка опор однопролетного перекрытия или неразрезное многопролетное перекрытие

Приведенные на рисунке 2б графики получены в предположении упругой работы перекрытий. В случае перераспределения усилий в неразрезном перекрытии, приводящем к снижению опорных моментов, l_{cont} уменьшается. Расчеты показывают, что снижение опорных изгибающих моментов на 30% примерно в два раза уменьшает значения длины зоны контакта.

Влияние изгибной жесткости кладки на длину участка распределения контактного давления учитывается коэффициентом k (рисунок 3), на который умножается величина l_{cont} , установленная по графикам, приведенным на рисунке 2.

На рисунке 3 – I -момент инерции поперечного сечения рассматриваемой перегородки, I_1 – момент инерции поперечного сечения условной стены толщиной 300 мм и высотой 3000 мм.

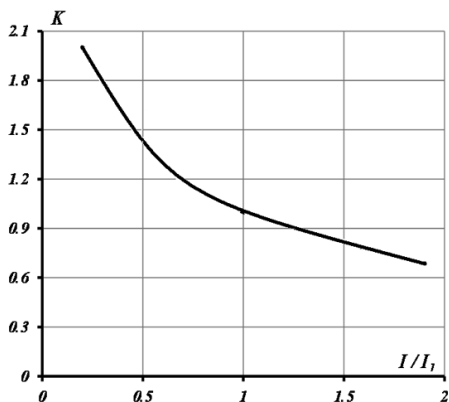


Рисунок 3. График зависимости « $k-I/I_1$ »

Определив по графикам (рисунки 2,3) величину l_{cont} , и приняв треугольную форму эпюры распределения контактного давления, устанавливают максимальное значение контактных напряжений σ_c в зависимости от величины опорной реакции в перекрытии N , вызываемой нагрузкой, передаваемой каменной кладкой (1):

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot N}{l_{cont} \cdot t} \quad (1)$$

где t – толщина кладки.

Величина главных растягивающих напряжений σ_1 , возникающих в зоне контакта каменной кладки и перекрытия, определяется из условия:

$$\sigma_1 = s \cdot \sigma_c \quad (2)$$

где $s=0,2$ для кладки из ячеистобетонных блоков, для остальных видов кладок $s=0,3$.

Значения коэффициента s в формуле (2) получены при коэффициенте трения между каменной кладкой и перекрытием $tg\alpha=0,4$ (таблица 1).

Таблица 1

Коэффициент трения $tg\alpha$ [9]

Значение $tg\alpha$	Конструкция контакта между кладкой и опорной конструкцией
0,4-0,6	Два разделительных слоя вплотную друг к другу (например, полиэтиленовая пленка)
0,6-0,8	Один разделительный слой
0,8-1,0	Без разделительного слоя, кладочный раствор

Если коэффициент трения отличается от $tg\alpha=0,4$, то производится корректировка коэффициента s в соответствии с графиком, представленным на рисунке 6.

Проверка предельного состояния эксплуатационной пригодности каменной перегородки производится из условия:

$$\psi \cdot \sigma_1 \leq f_{10} \quad (3)$$

где $\psi=0,7$ – коэффициент релаксации растягивающих напряжений, f_{10} – прочность кладки на осевое растяжение по перевязанному сечению.

Возможность образования трещин, вызываемых действием главных растягивающих напряжений в середине пролета стены, а также действием касательных напряжений, оценивается расчетом перегородки,

как шарнирно опертой балки-стенки. Положение опор определяется по эпюре распределения контактного давления.

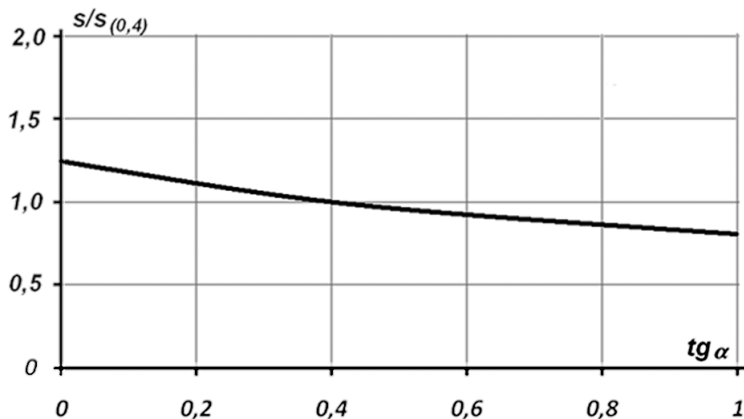


Рисунок 6. График зависимости « $s/s_{(0,4)} - tg\alpha$ »
($s_{(0,4)}$ – коэффициент s при $tg\alpha=0,4$)

Решением обратной задачи оценивается величина предельно допустимого прогиба перекрытия с точки зрения образования трещин в каменной кладке.

Предлагаемая методика может быть реализована при проверке предельного состояния несущей способности кладки висячих стен в зоне над опорами конструкций, поддерживающих стену, а также расчета армирования поддерживающих конструкций с учетом их прогиба.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Деркач, В.Н. О морфологии трещин, возникающих во внутренних перегородках современных зданий / В.Н. Деркач // Вестник Брестского государственного технического университета: Строительство и архитектура. – 2010. – №1. – С.43–45.
2. Drobiec, Ł. Przyczyny uszkodzeń murów / Ł. Drobiec // XXII Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji. T. I, Szczyrk, 7-10 marca, 2007. – Szczyrk, 2007. – P. 105–148.
3. Göttlich, P. Begrenzung der Biegeschlankheit nach Eurocode 2 / P. Göttlich// Beton- und Stahlbetonbau.-2012.-№107, Heft 1.– P. 38-45.

4. Деркач, В.Н. Исследования напряженно-деформированного состояния каменных перегородок при прогибе перекрытия/ В.Н. Деркач //Промышленное и гражданское строительство. – №6. – 2013. – С.62–66.
5. Деркач, В.Н. Экспериментальные исследования каменных перегородок с дверным проемом при прогибе перекрытия // Строительство и реконструкция. – Орел: Госуниверситет – УНПК. – 2013.-№4 (48). – С. 14–22.
6. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып.3 Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры: Стройиздат, 1989. – 304 с.
7. Starosolski, W. Konstrukcje zelbetowe wedlug PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2. Tom III. / W. Starosolski. – Warszawa:Wydawnictwo naukowe PWN, 2009. – 681 p.
8. Brameshuber, W. Untersuchungen zur Vermeidung von Rißschäden bei nichttragenden Trennwänden/ W. Brameshuber, I. Beer, Kang Bong-Gu// Mauerwerk. – 2007. – №11. Heft 1. – P. 54–62.
9. Schubert, P. Vermiden von schadlichen Rissen in Mauerwerksbauten / P. Schubert //Mauerwerk-Kalender. – 1996. – №21. – P. 621–651.

Статья поступила в редколлегию 18.11.2014