

В.И. Колчунов¹, д.т.н., профессор

Н.Г. Марьенков², д.т.н., с.н.с.

Т.В. Тугай¹, ассистент

И.А. Яковенко¹, к.т.н., доцент

¹ Национальный авиационный университет

² ГП «Научно-исследовательский институт строительных конструкций»

СОПРОТИВЛЕНИЕ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ СТЕН ПЕРЕКОСУ ПРИ НАЛИЧИИ ДИАГОНАЛЬНОЙ ТРЕЩИНЫ С ПРИВЛЕЧЕНИЕМ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА «ЛИРА-PRO»

Предложена расчетная модель деформативности (жесткости) плосконапряженных железобетонных составных конструкций с учетом влияния наклонных трещин и ширины их раскрытия при наличии условных сосредоточенных сдвигов в шве между бетонами, несовместности деформаций бетона и арматуры и эффекта нарушения сплошности бетона. Выполнена сопоставительная оценка расчета жесткости плосконапряженных стен перекоса при наличии диагональной трещины. Рассмотрены варианты реализации предложенной методики с привлечением программного комплекса «Ли́ра-Pro», что способствует ее скорейшему внедрению в практику проектирования.

***Ключевые слова:** сопротивление, плосконапряженные конструкции, расчет, жесткость.*

В.І. Колчунов¹, д.т.н., професор

М.Г. Мар'єнков², д.т.н., с.н.с.

Т.В. Тугай¹, асистент

І.А. Яковенко¹, к.т.н., доцент

¹ Національний авіаційний університет

² ДП «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

ОПР ПЛОСКОНАПРУЖЕННЫХ СТІН ПЕРЕКОСУ ЗА НАЯВНОСТІ ДІАГОНАЛЬНОЇ ТРІЩИНИ ІЗ ЗАЛУЧЕННЯМ ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ «ЛІРА-PRO»

Запропоновано розрахункову модель деформативності (жорсткості) плосконапружених залізобетонних складених конструкцій з урахуванням впливу похилих тріщин і ширини їх розкриття за наявністю умовних зосереджених зсувів у шві між бетонами, несумісності деформацій бетону та арматури й ефекту порушення суцільності бетону. Виконано співставлення розрахунку жорсткості плосконапружених стін перекосу за наявності діагональної тріщини. Розглянуто варіанти реалізації запропонованої методики із залученням програмного комплексу «Лі́ра-Pro», що сприяє її швидкому впровадженню в практику проектування.

***Ключові слова:** опір, плосконапружені конструкції, розрахунок, жорсткість.*

V. Kolchunov¹, ScD, Professor
M. Maryenkov², ScD
T. Tugay¹, assistant
I. Yakovenko¹, PhD

¹ National Aviation University

² State Enterprise «State Research Institute of Building Structures»

RESISTANCE OF PLANE-STRAINED WALLS SKEWED AVAILABLE DIAGONAL CRACKS INVOLVING PROGRAM COMPLEX «LIRA-PRO»

It is proposed the computational model of deformability (rigidity) of plane-strained reinforced concrete composite constructions, with the inclined cracks influence and its opening width in the presence of conventional lumped shifts in the seam between the concrete, the incompatibility of deformations of concrete and armature and discontinuity effect. It is fulfilled collation of the rigidity calculation of plane-strained walls skewed available diagonal cracks. The variants of realization of the proposed method are involving in program complex «Lira-Pro», which contributes to its rapid implementation in practice of design.

Keywords: resistance, plane-strained constructions, calculation, rigidity.

Введение. Анализ расчетных моделей плосконапряженных конструкций, используемых в практике проектирования, показывает, что эти модели не отражают результатов исследований в области железобетона последних лет. Одной из причин этого является отсутствие методик и алгоритмов расчета, позволяющих обеспечить их реализацию в современных программных комплексах.

Обзор последних источников исследований и публикаций. В работах [1, 2] приведена методика для оценки деформативности стержневых железобетонных составных конструкций зданий и сооружений, проектируемых и эксплуатируемых с учетом их фактического технического состояния, с учетом наклонных трещин (в том числе пересекающихся, характерных для сейсмических воздействий).

Выделение нерешенных ранее частей общей проблемы. В данной статье приведена специальная методика моделирования трещин в плосконапряженных конструкциях, позволяющая эффективно использовать программный комплекс «Лира-Про» для расчета их деформативности.

Постановка задачи. В НИИ строительных конструкций при участии специалистов Национального авиационного университета в 2014 году были проведены натурные экспериментальные исследования сопротивления фрагментов плосконапряженных стен, разделенных железобетонным сердечником при совместном действии вертикальных и горизонтальных (соответствующих сейсмическим) нагрузок, а также оценка сейсмостойкости простенков дома.

Задачи испытаний включали:

- оценку прочности, жесткости и трещиностойкости элементов стеновых конструкций при совместном действии вертикальных статических и статического эквивалента сейсмических нагрузок интенсивностью 7 и 8 баллов по ДСТУ Б В.1.1–28:2010 [3] и ДБН В.1.1–12: 2006 [4];
- определение влияния на несущую способность и деформативность фрагментов кладки железобетонных вставок (сердечников);
- получение опытных зависимостей «нагрузка горизонтальная – угол сдвига» натуральных простенков и фрагментов кладки (без сердечников и с сердечниками), а также

«нагрузка горизонтальная – перемещение» натуральных простенков и фрагментов кладки из газобетонных блоков;

– определение изменения динамических характеристик (частот и декрементов колебаний) натуральных простенков и фрагментов кладки плосконапряженных стен с железобетонным сердечником в зависимости от уровня горизонтальных сейсмических нагрузок.

Основной материал и результаты. По результатам расчетов пространственной модели здания был выполнен анализ напряженного состояния стен и простенков трехэтажного жилого дома. В качестве объектов анализа были рассмотрены простенки 1-го и 3-го надземных этажей, для которых определены расчетные вертикальные статические и горизонтальные сейсмические нагрузки.

Испытания опытных натуральных простенков, фрагментов кладки плосконапряженных стен выполнялось в испытательном зале НИИСК.

Для определения характера работы плосконапряженных стен при двухосном напряженном состоянии (оценка прогрессирующего трещинообразования, перекоса, несущей способности при монотонном и циклическом нагружении) выполнены испытания на перекос трех одинаковых фрагментов с размерами 1800×1600×400 мм (рис. 1).

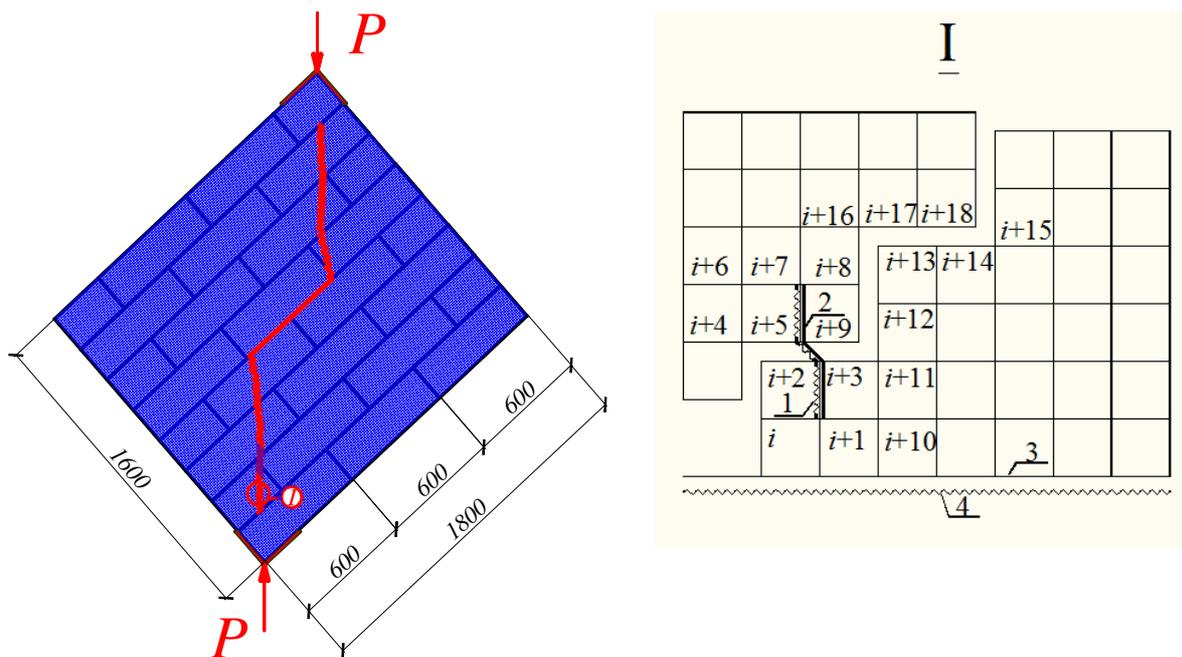


Рис. 1. Моделирование балки-стенки 1800 мм × 1600мм (основная модель):
I – место прохождения расшивки схемы; 1 – 255 КЭ, работающий на сжатие; 2 – 201 КЭ, моделирующий арматурный стержень; 3 – 201 КЭ, моделирующий продольную арматуру; 4 – 255 КЭ, арматурный стержень

Один фрагмент кладки ФГ-1м испытан на перекос с помощью пресса (рис. 1, а) при монотонном ступенчатом нагружении (по 10 кН) вертикальными нагрузками, соответствующими 3-му этажу дома (40 кН), затем 1-му этажу – 80 кН и далее до разрушающей нагрузки – $P_{разр}$.

Еще два фрагмента ФГ-2ц и ФГ-3ц испытаны с помощью домкратов при трех полциклах «нагрузка-разгрузка» с вертикальным ступенчатым нагружением.

При первом полувцикле нагрузка на каждой ступени принималась $0,1P_{разр}$ и доводилась до $0,5P_{разр}$. Затем осуществлялась полная разгрузка также ступенями $0,1P_{разр}$. При втором полувцикле нагрузка на каждой ступени принималась $0,1P_{разр}$ и доводилась до $0,8P_{разр}$. Затем осуществлялась полная разгрузка также ступенями $0,1P_{разр}$. При третьем полувцикле нагрузка на каждой ступени принималась $0,1P_{разр}$ и доводилась до $P_{разр}$.

По результатам циклических испытаний построены для фрагментов ФГ-2ц и ФГ-3ц гистерезисные петли «нагрузка – деформация» и «нагрузка – угол перекоса».

Испытания простенков проводились при максимальном отношении горизонтальной и вертикальной нагрузки S/P , соответствующем расположению простенка на 3-м и 1-м этаже – соответственно 0,07 и 0,26 при 7 баллах. При 8-ми баллах приведенные отношения увеличиваются в 2 раза. Испытание простенков выполнялось при одновременном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок до исчерпания несущей способности.

Согласно нормам [3] исчерпание несущей способности опытных образцов может характеризоваться следующими признаками:

- нарастание горизонтальных перемещений верхней зоны опытного образца при выдержке под очередной ступенью нагрузки;
- развитие и раскрытие трещин в кладке при практически неизменной нагрузке;
- резкое снижение вертикальной нагрузки через раздробление кладки простенков;
- резкое снижение горизонтальной нагрузки из-за разрушения соединения простенка с элементами крепления к силовому полу или при срезе простенка.

Железобетонные конструкции эксплуатируются, как правило, при наличии трещин. Как показывают экспериментальные исследования, до момента разрушения возникают несколько уровней образования трещин. Трещины первого уровня возникают в местах концентрации напряжений и деформаций (в углах конструкции, в местах скачкообразного изменения геометрических размеров, в углах окон и дверных проемов и т.п.). При сейсмических воздействиях, как правило, образуются диагональные трещины по схеме «конверта» [6].

Применительно к оценке сейсмостойкости зданий и сооружений, проектируемых и эксплуатируемых с учетом их фактического технического состояния, жесткости плосконапряженных стеновых и стержневых железобетонных конструкций, с учетом трещин, или тех, которые принимаются по схеме «конверта», допускается определять по двум вариантам.

Первый вариант выполняется без изменения заданного вначале порядка и номеров плоских конечных элементов (КЭ), на которые разбивается плосконапряженная конструкция для расчета по МКЭ. При этом в конечных элементах, прилегающих к неявным трещинам (схема трещин проектируется неявно), уменьшается их толщина, которая для практических расчетов определяется с использованием разности работ только двух КЭ, прилегающих к горизонтальным и вертикальным отрезкам моделируемой неявной трещины.

Работа каждой пары КЭ вычисляется дважды с использованием двухэлементной консольной модели (рис. 2): при монолитном соединении двух КЭ (W_1) и после их расшивки (W_2 , при этом полевое армирование заменяется двумя стержневыми КЭ, расположенными по краям плоских КЭ).

Усредненные усилия в узлах в горизонтальном и вертикальном направлениях двухэлементной консольной модели определяются из нелинейного расчета всей плосконапряженной конструкции. Для этого используются напряжения в конечных элементах бетона и арматуры.

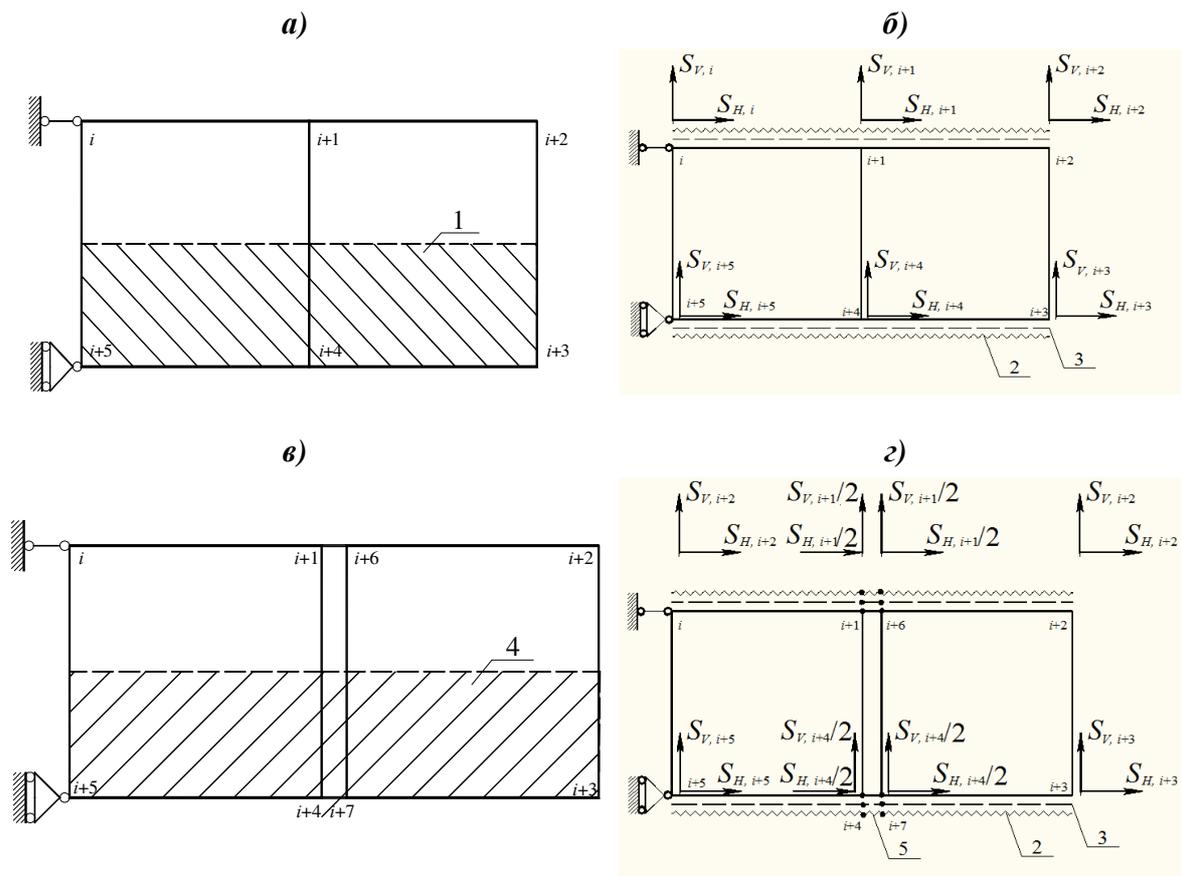


Рис. 2. Построение двухэлементной модели: а – сбор нагрузки для 255 КЭ; б – расчетная схема двухэлементной модели без расшивки; в – сбор нагрузки для 255 КЭ, установленного в щели; г – расчетная схема двухэлементной модели с расшивкой; 1 – грузовая площадь 255 КЭ; 2 – 255 КЭ ($A_{b\ 255,1} = A_{b\ 255}/4$, где $A_{b\ 255}$ – площадь 255 КЭ в основной модели, $A_{b\ 255,1}$ – площадь 255 КЭ в двухэлементной модели); 3 – 201 КЭ ($A_{s\ 201,1} = A_{s\ 201}/2$, где $A_{s\ 201}$ – площадь 201 КЭ в основной модели, $A_{s\ 201,1}$ – площадь 201 КЭ в двухэлементной модели); 4 – грузовая площадь 255 КЭ; 5 – 255 КЭ ($A_{b\ 255,2} = A_{b\ 255}/2$, где $A_{b\ 255}$ – площадь 255 КЭ в основной модели, $A_{b\ 255,2}$ – площадь 255 КЭ в двухэлементной модели)

Перемещения узлов определяются из расчета двухэлементной консольной модели с приложенными в узлах нагрузками (рис. 2). При этом опорное закрепление двух узлов консоли (шарнирно подвижное и шарнирно неподвижное), в целях усреднения, необходимо задавать как слева, так и справа.

В местах перехода горизонтального участка моделируемых трещин к вертикальному работы угловых плоских КЭ определяются путем усреднения. В результате новая толщина КЭ, прилегающих к трещине, определяется по формуле

$$b_i = \frac{W_1}{W_i} \cdot b_1. \quad (1)$$

При расчете и определении ширины элементов, принадлежащих мнимой щели, получаем b_2 , которое изменяется по интерполяции от т.А к т.В (от 8см до 10см).

Алгоритм расчета предполагает наличие итерационного процесса, регулируемого достигнутой точностью толщины указанных КЭ, прилегающих к неявным трещинам, и динамических характеристик здания и сооружения.

По второму варианту жесткость зданий и сооружений с плосконапряженными и стержневыми конструкциями определяется с использованием специального приема моделирования явных трещин – щелей, которые располагаются по диагоналям конструкции. При этом арматурные стержни плосконапряженных конструкций моделируются дополнительными КЭ, а также учитывается раскрытие и закрытие трещин с учетом имеющихся возможностей вычислительных комплексов на основе МКЭ (с использованием 255 конечного элемента).

Компьютерная реализация предлагаемых расчетных моделей применительно к расчету балки-стенки 1800 мм × 1600 мм (рис. 1) осуществляется следующим образом.

Для того чтобы создать новую задачу, необходимо в главном меню программного комплекса «Лири-9.6» выполнить пункт меню **Файл→Новый**. При этом загружается диалоговое окно, в котором указывается имя создаваемой задачи (шифр задачи по умолчанию совпадает с именем задачи), и путем указания на радио-кнопку устанавливаем признак схемы. Применительно, например, к нелинейному расчету балки-стенки размером 1600×1800 мм выбирается признак схемы **1 – Две степени свободы в узле (два перемещения)**.

Задание геометрии схемы.

Для задания геометрии схемы балки-стенки в начале вызывается пункт меню **«Схема→Создание→Регулярные фрагменты и сети»**.

В появившемся окне выбирается закладка **«Балка-стенка»**. После ее нажатия открывается диалоговая панель **«Генерация балки-стенки»**. Затем в соответствующих полях списков указываются следующие параметры: шаг вдоль 1-й (горизонтальной) оси – значением 0,01 м, количеством 180; шаг вдоль 2-й (вертикальной) оси – значением 0,01 м, количеством 120.

В результате работы с диалоговым окном «Создание плоских фрагментов и сетей» на экране получим геометрическую схему балки-стенки. После соответствующего поворота расчетная схема ромба принимает вид (рис. 3).

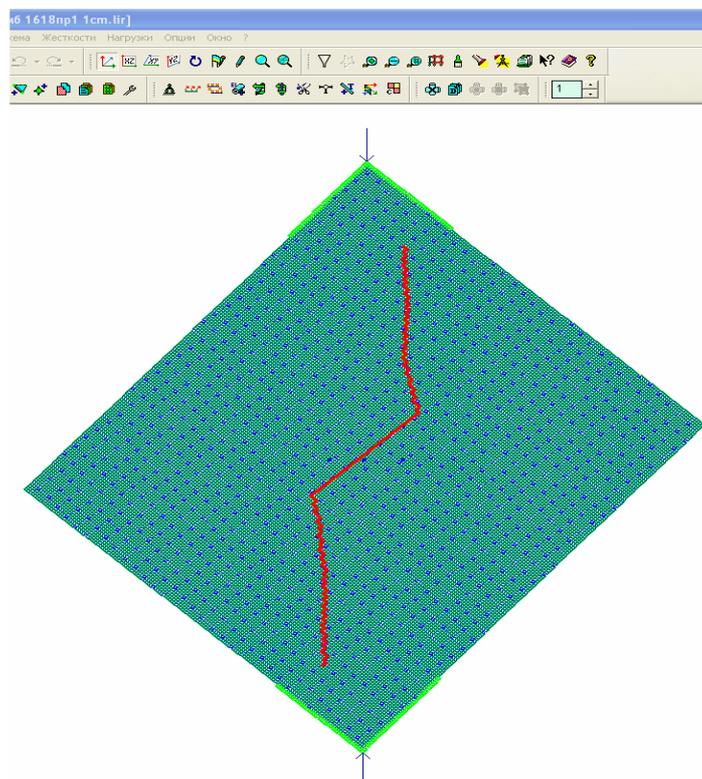


Рис. 3. Геометрическая схема балки-стенки после поворота

Для назначения закреплений выделяются узлы, которые необходимо закрепить, и выполняется следующая цепочка действий: **Главное меню**→**Схема**→**Связи**, и в диалоговом окне назначаются связи при помощи флажков в узлах по направлениям X, Z, что соответствует 1-му признаку схемы.

Назначение конечных элементов пластин представленной балки-стенки осуществляется с помощью следующей цепочкой действий: **Главное меню**→**Выбор**→**Отметка элементов** (выделяются (изменением цвета) конечные элементы пластин балки-стенки). После этого вызывается главное меню **Схема**→**Корректировка схемы**→**Смена типа Конечного элемента**. При этом выбирается соответствующая закладка назначения четырехугольного конечного элемента и устанавливается 230-й физически нелинейный конечный элемент (балка-стенка).

Назначается тип жесткости конечным элементам. Указывается курсором на кнопку *Добавить*, выбирается закладка EI и тип элементов **пластина**.

Для этого выполняем следующую цепочку действий (рис. 4): **Главное меню**→**Жесткости**→**Жесткости элементов**→**Задание жесткости для пластин**→**радиокнопка Тип КЭ**→**Балка-стенка**→выбирается флажок **Учет нелинейности**→**Характеристики физической нелинейности основного и армирующего материала**. В появившемся окне (рис. 5) выбираем закладку «закон нелинейного деформирования» и устанавливаем 31-й закон – экспотенциальный (расчетная прочность). В случае использования расчетных характеристик выбираем 31-й закон, а в случае использования фактических характеристик выбираем 15-й – экспотенциальная зависимость для железобетона. Назначаем **Класс бетона** – B2,5 и **Тип бетона** – Я600.

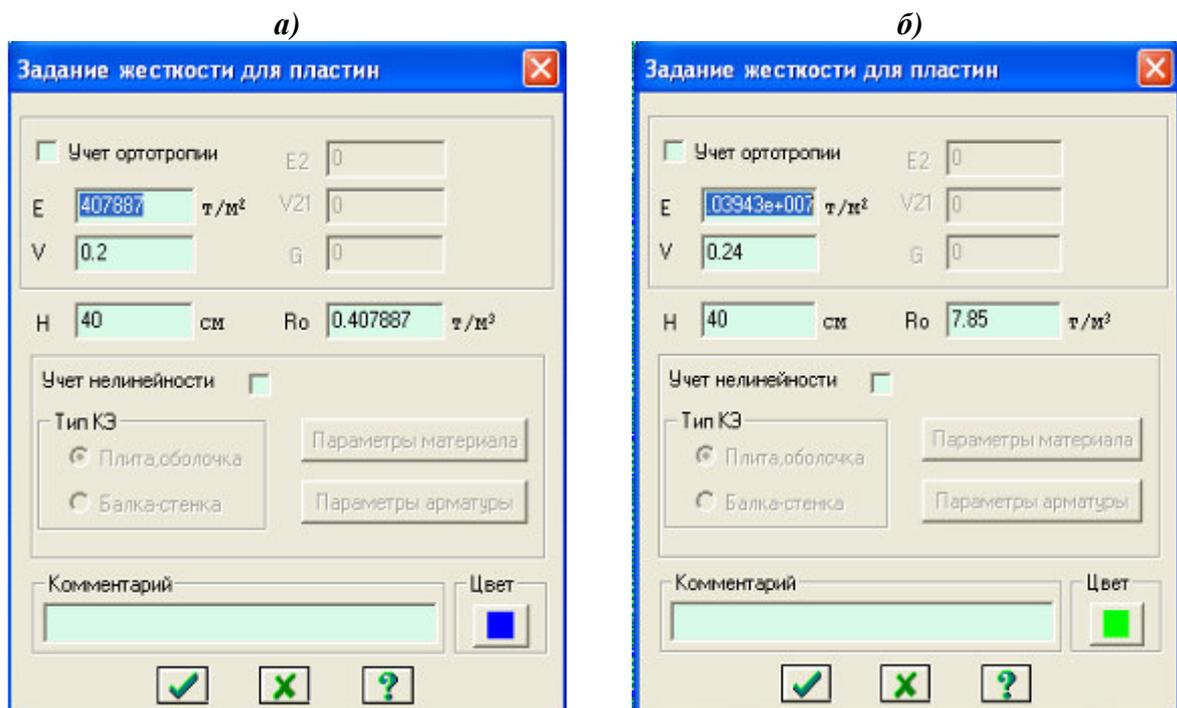


Рис. 4. Задание параметров жесткости 230-го КЭ балки-стенки (а) и металлическим пластинам, на которые передается нагрузка на балки-стенки (б)

Для моделирования процесса возможного закрытия трещин используется 255-й конечный элемент. При этом грузовая площадь, приходящаяся на 255 КЭ выполняется в соответствии с рис. 2, в.

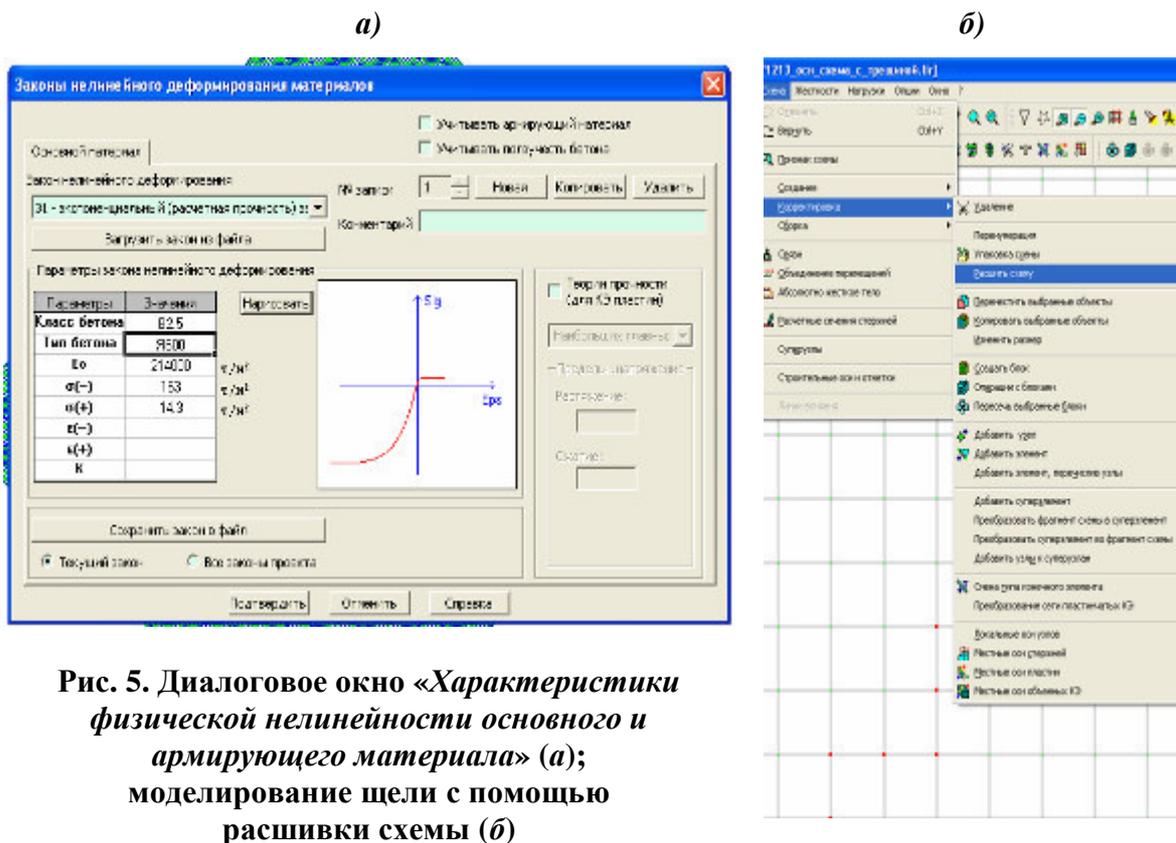


Рис. 5. Диалоговое окно «Характеристики физической нелинейности основного и армирующего материала» (а); моделирование щели с помощью расшивки схемы (б)

Для задания жесткостных характеристик элементам под номером 255-им необходимо воспользоваться главным меню в следующей последовательности:

- 1) сначала выделить данный элемент;
- 2) после этого необходимо сменить тип конечного элемента на 255-й (**Схема→Корректировка→Смена типа конечного элемента**);
- 3) выбрать пункт меню **Жесткости→Жесткости элементов** и назначить жесткость КЭ под номером 255 (с помощью этих элементов в рассматриваемых моделях моделируется возможность закрытия трещин-щелей).

При этом задаются следующие параметры:

- погонная жесткость по направлению X : $R_x = \frac{EA}{l}$;
- погонная жесткость по направлению Z : $R_z = \frac{12EI}{l^3}$;
- предельного усилия N по X : $N_x = R_b \cdot A_b$;
- предельного усилия N по Z : $N_z = 2,2 \cdot R_{bt} \cdot A$.

Для назначения щели в железобетонной балке-стенке выделяются элементы и узлы, которые находятся ниже (или под) самой щелью. После вызывается **Главное меню → Схема → Корректировка → Расшить схему** (рис. 5, б).

После этого изменяются координаты узлов таким образом, чтобы между ними было расстояние 2 мм (так как щель имеет зигзагообразное направление слева снизу, направо вверх, то изменяются координаты узлов как по направлениям x и y одновременно, так и по направлению x или y по отдельности – в зависимости от их геометрического расположения).

По предусмотренным в программном комплексе Лира-Pro 9.6 параметрам можно задать размеры щели не менее 2 мм.

Для уменьшения размера щели (например, до 0,1 мм), моделирующей трещину, пронизанную арматурными стержнями, необходимо после задания щели размером 2 мм уменьшить размеры стержневых конечных элементов, с помощью которых моделируются арматурные стержни, и изменить координаты узлов щели по соответствующим направлениям (в главном меню **Выбор**→**Информация об узле или элементе** устанавливаются координаты по соответствующим направлениям x и y смещением в 0,1 мм).

Такой прием позволяет обойти отмеченное ограничение их минимального размера. При этом в образованном стержневом конечном элементе, попадающим в щель, будет присутствовать информация об перемещениях его узлов, а реакции в узлах отыскиваются как среднее значение между реакциями стержней, прилегающих к этому конечному элементу (чтобы посмотреть результаты, сохраняем результаты расчета и закрываем файл расчета; окно ПК Лира должно остаться открытым. В этом окне выбираем: **Главное меню**→**Расчет**→**Расчетный процессор**; в появившемся окне выполняем следующую цепочку действий: **Параметры расчетного процессора**→**Таблицы результатов**→**Открыть**→**Тип файлов** (перемещения, усилия, состояние материалов, главные и эквивалентные напряжения и т.п.).

Задается вид загрузки на балку-стенку. Для этого в главном меню **Нагрузка** → **Нагрузка на узлы и элементы** → **Нагрузка в узлах** выбирается вторая закладка, соответствующая заданию сосредоточенной силы на узел по направлению вертикальной оси Z (рис. 6, а).

Указывается сосредоточенный тип нагрузки (верхняя левая радио-кнопка), и в появившемся окне **Задание нагрузок** задается значение сосредоточенной нагрузки (рис. 6).

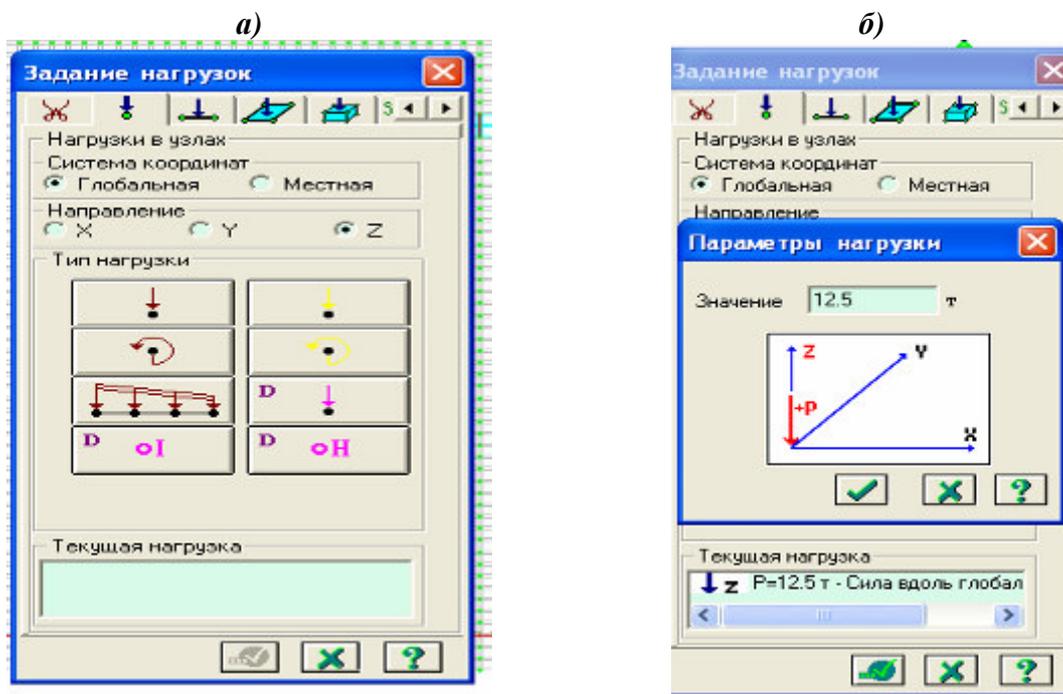


Рис.6. Диалоговые окна *Задание нагрузок* (а) и *Параметры нагрузок* (б)

После проделанной операции моделируется нелинейное нагружение железобетонной балки-стенки с имеющимися наклонными трещинами. Для этого в главном меню **Нагрузка** выбираем пункт **Моделирование нелинейных нагружений конструкции**. В закладке **Параметры** появившегося окна, устанавливается метод расчета простой шаговый с количеством минимальных итераций – 300 и количеством шагов –10.

Следует отметить, что в заголовке **Печать** выбирается последняя закладка **Перемещения и усилия после каждого шага** для проведения детального анализа всех усилий и перемещений после каждого шага итераций.

После проделанных операций запускаем задачу на расчет. Для этого в главном меню **Режим** выбирается пункт **Выполнить расчет**. Компьютерная реализация предлагаемых расчетных моделей применительно к расчету вышерассмотренной балки-стенки 1800 мм × 1600 мм (рис. 1) также была выполнена по первому варианту моделирования жесткости плосконапряженных составных железобетонных конструкций с мнимой щелью. При этом прогибы в сечении под силой в основной модели с мнимой щелью и прогибы в основной модели с реальной щелью практически одинаковые, что говорит о достаточной эффективности не только предложенного второго варианта, но и первого варианта, – с мнимой щелью-трещиной. При этом не требуется дополнительная перенумерация узлов и расшивка конечноэлементной расчетной схемы, что весьма существенно, особенно если количество конечных элементов исчисляется сотнями тысяч.

По второму варианту жесткость стержневых конструкций на участках с наклонными трещинами, в том числе с пересекающимися трещинами, (характерными при сейсмических воздействиях для опорных участков и узлов соединений), определяется с помощью специальной расчетной модели плосконапряженных конструкций (см. рис. 3), где трещина уже рассматривается как явная. В дальнейшем работа конечных элементов специальной расчетной модели заменяется на эквивалентный стержень с одинаковой работой.

Допускается также определять жесткость отдельных сечений в эквивалентном стержне методом единичных полосок с использованием теории составных стержней А.Р. Ржаницына [7].

Жесткость указанных участков (полос) заменяется эквивалентной жесткостью

$$B(\lambda) = \frac{M^2 \cdot \Delta x}{2 \cdot W_3}, \quad (2)$$

где W_3 – работа усилий выделенного участка (полосы).

Необходимо отметить, что при пролетах «среза», превышающих единицу, наклонная трещина, как правило, не является диагональной, а имеет определенную проекцию c на горизонталь. В этих случаях моделирование реальной трещины диагональной является достаточно грубым приближением. С целью более точного моделирования наклонной трещины в пролете «среза» необходимо вначале вручную отыскать проекцию опасной наклонной трещины c и только потом перейти к ее компьютерному моделированию. При этом для отыскания проекции опасной (по ширине раскрытия) наклонной трещины используются следующие соображения. Применительно к трещинам третьего типа используется пятиблочная расчетная модель для расчета вручную, предложенная в совместных работах [8, 9].

Применительно к трещинам первого и второго типа с использованием блочной модели и условий равновесия определяются: погонные усилия в хомутах q_{sw} , пересекаемых наклонной трещиной ($\sum 0Y = 0$); высота сжатого бетона $x_{B,2}$ над

наклонной трещиной в сечении 1–1 ($\sum 0X = 0$); напряжения в растянутой арматуре σ_s ($\sum M_B = 0$, точка B расположена в центре тяжести эпюры нормальных напряжений сжатого бетона в сечении 1–1); высота сжатого бетона x в сечении 1–1 ($\sum 0X = 0$); напряжения в сжатом бетоне σ_b над опасной наклонной трещиной ($\sum M_O = 0$, точка O расположена на уровне оси рабочей арматуры в сечении 1–1); напряжения в растянутой арматуре $\sigma_{s,m,l}$ и в сжатом бетоне $\sigma_{b,1}$ под наклонной трещиной отыскиваются путем оценки сопротивления конечноэлементной модели плосконапряженной стены с привлечением программного комплекса Лира-Pro.

Основываясь на исследованиях [8, 9 и др.] и записав функцию $F(q_{sw}, x_{B,2}, \sigma_{s,3}, c_2, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3)$, отыскивая ее частные производные по соответствующим переменным, после алгебраических преобразований получим уравнение для определения проекции опасной наклонной трещины третьего типа по ширине раскрытия

$$H_1 c_2^2 + H_2 c_2 + H_3 = 0. \quad (3)$$

Здесь параметры H_1, H_2, H_3 зависят от геометрических характеристик плосконапряженных железобетонных составных конструкций, геометрических и механических характеристик бетона и арматуры, параметров сцепления, параметров напряженно-деформированного состояния блочной расчетной схемы – $S, B_{a,1}, B_{a,2}, A_{sw}, E_{sw}, q_{sw}, q_{sw,hor}, Q_{s,3}, h_0, x_{B,2}, \omega_{\sigma,2}, \omega_{\tau,2}, \omega_{\tau,3}, \sigma_{x,2}, \sigma_{s,3}, \tau_{xy,2}, b, b_3, R_{sup}, b, b_3, A_{S,i}, l_{an}, l_x, \alpha_S, v_b$.

Аналогичное уравнение для определения проекции опасной наклонной трещины первого и второго типов по ширине раскрытия примет вид

$$(k_1 k_2 k_{21} + k_1 k_{21} + k_1 k_{23}) C_2^2 + C_2 + k_1 k_{22} - k_1 k_2 k_{21} = 0. \quad (4)$$

Здесь параметры $k_1, k_2, k_{21} - k_{23}$ зависят от геометрических характеристик железобетонных плосконапряженных составных конструкций, геометрических и механических характеристик бетона и арматуры, параметров сцепления, параметров напряженно-деформированного состояния блочной расчетной схемы – $S, B, B_{a,1}, B_{a,2}, A_{sw}, E_{sw}, q_{sw}, q_{sw,hor}, Q_{s,3}, h_0, \tau_b, x, x_{B,2}, \sigma_b, \sigma_S, \sigma_{S,1}, \tau_{xy,2}, a, b, R_{sup}, A_{S,i}, \alpha, \psi_S, v_b$.

После отыскания наиболее опасных наклонных трещин и определения напряжений в поперечной арматуре можно переходить к расчету ширины раскрытия наклонных трещин. Здесь под шириной раскрытия трещин понимается накопление относительных условных сосредоточенных взаимных смещений арматуры и бетона на участках, расположенных по обе стороны от трещины [10]. Относительные взаимные смещения деформаций бетона и арматуры $\varepsilon_g(y)$ на участке между наклонными трещинами в плоских железобетонных составных конструкциях равны

$$\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw}(y) - \varepsilon_{bt}(y). \quad (5)$$

Параметры, необходимые для определения $\varepsilon_{bt}(y)$ и $\varepsilon_{sw}(y)$, отыскиваются из расчетной модели, приведенной в работах [9, 11]. При этом внутренние усилия в образующейся блочной расчетной модели в целях упрощения допускается также определять, используя усилия в плосконапряженных конечных элементах с привлечением программного комплекса «Лира-Pro».

После подстановки относительных деформаций поперечной арматуры $\varepsilon_{sw}(y)$ и относительных деформаций растянутого бетона $\varepsilon_{bt}(y)$ в уравнение (5) получим

$$\frac{d\varepsilon_g(y)}{dy} + B\varepsilon_g(y) = \frac{D_{14}}{D_{13}}, \quad (6)$$

где D_{13} – функция от $S; b; E_b; \nu_b; \mu_b; \alpha_{crc}$;

D_{14} – функция от $S; b; E_b; \nu_b; \mu_b; \alpha_{crc}; h_{j,up}; h_{j+1,up}; Q_{j,up}; Q_{j+1,up}; M_{j,up}; M_{j+1,up}; I_{m,up}$.

После решения неоднородного дифференциального уравнения первого порядка (6), в соответствии с вышеприведенным определением ширины раскрытия трещин, будем иметь

$$\lambda_1 = C_2(\lambda_2 k_3 - \lambda_3 - \lambda_3 C_2). \quad (7)$$

После подстановки (7) и (8) в зависимость (9), интегрирования и алгебраических преобразований получена формула для определения ширины раскрытия наклонных трещин

$$a_{crc} = -\frac{2\Delta T}{G} + \frac{2}{B} \left(\frac{q_{sw} S}{A_{sw} E_{sw}} + B_{a,1} \right) (1 - e^{-\ln B_4}) - \frac{2B_2}{B} \ln \left(1 + \frac{B_{a,2} \cdot A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}} \right). \quad (8)$$

Выводы. В результате предложена расчетная модель деформативности (жесткости) плосконапряженных железобетонных составных конструкций с учетом влияния наклонных трещин и ширины их раскрытия при наличии условных сосредоточенных сдвигов в шве между бетонами, несовместности деформаций бетона и арматуры и эффекта нарушения сплошности бетона.

Алгоритм предполагает итерационный процесс, который заканчивается при достижении заданной погрешности $B_1(\lambda)$.

Предложенная методика реализована при участии авторов в действующих нормативных документах [12].

Выполняя сопоставление численного расчета с экспериментальными данными, необходимо отметить, что по величинам разрушающих нагрузок при монотонном нагружении результаты практически совпадают (опытное значение разрушающее – 12 и 13 тс, расчетное – 12,5 тс). Получено также совпадение картин и характера трещинообразования (практически мгновенное развитие трещин (срез) вдоль вертикальной диагонали не по швам). Такой характер трещинообразования объясняется тем, что прочность газобетонных блоков – 2,5МПа, а шва – 10 МПа).

При знакопеременном нагружении результаты численного расчета заметно отличаются от экспериментальных данных (опытное значение разрушающее – 10,1тс, расчетное – 12,5 тс).

Картина и характер трещинообразования при экспериментальных исследованиях также имели свои отличительные особенности. Разрушение происходило не только по газобетонным блокам, но и по растворным швам.

Такой характер трещинообразования объясняется тем, что знакопеременная нагрузка оказывает существенное влияние на снижение прочности швов, способствуя их расслоению.

Предложенные расчетные модели с возможностью их реализации в программном комплексе «Ли́ра-Про», позволяют сохранить физический смысл вычисляемых параметров напряженно-деформированного состояния (максимально приблизив их к действительному) плосконапряженных железобетонных составных конструкций и исключить трудоемкую алгебраизацию формул, что в свою очередь позволит повысить настоящую потребность в уменьшении сроков выполняемой современной оценки сопротивления таких конструкций и существенно повысить эффективность их проектирования.

Литература

1. Методика определения жесткости плосконапряженных и стержневых железобетонных составных конструкций при сейсмических воздействиях / [Колчунов В.И., Марьенков Н.Г., Омельченко Е.В. и др.] // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №2. – С. 12–15.
2. Методика расчета деформативности стержневых железобетонных составных конструкций с использованием программного комплекса «Мираж-2014» / Н.В. Ключева, И.С. Горностаев, Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №10. – С. 21–26.
3. Шкала сейсмічної інтенсивності: ДСТУ Б В.1.1–28:2010. – [Чинний з 2011-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 46 с. – (Національний стандарт України).
4. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1–12:2006. – [Чинний з 2007-01-02]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – 84 с. – (Національний стандарт України).
5. Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажуванням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості : ДСТУ Б В.2.6–7–95 (ГОСТ 8829-94). – [Чинний з 1998-04-01]. – К. : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 30 с. (Національний стандарт України).
6. Колчунов В.И. Метод определения жесткостных характеристик железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях / В.И. Колчунов, Н.Г. Марьенков // Будівництво України. – 2008. – Вип. 3. – С. 24–29.
7. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки / А.Р. Ржаницын. – М. : Строиздат, 1986. – 316 с.
8. Баширов Х.З. Ширина раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях / Х.З. Баширов, А.А. Дородных, В.И. Колчунов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 6. – С. 2–7.
9. Ключева Н.В. К расчету ширины раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях / Н.В. Ключева, И.А. Яковенко, Н.В. Усенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №1. – С. 37–40.
10. Бондаренко В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона : монография / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М. : АСВ, 2004. – 472 с.
11. К определению деформаций растянутого бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций по наклонным сечениям / [Х.З. Баширов, А.А. Дородных, Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Н.В. Усенко] // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 6(245). – С. 2 – 7.
12. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).

Надійшла до редакції 20.12.2014

© В.І. Колчунов, М.Г. Мар'єнков, Т.В. Тугай, І.А. Яковенко