

Выводы. Мнение о неактуальности совершенствования теории расчёта Б и ЖБК обусловлено как объективными, так и субъективными причинами. Первые – это необходимость концентрации скудных ресурсов в странах СНГ на решении острых первоочередных проблем материалов и технологий железобетонного строительства и сравнительно низкий уровень научной новизны и практической полезности исследований по совершенствованию моделей Б и ЖБК. Вторые – это недостаточно глубокий учёт реального состояния расчётов Б и ЖБК, действительных свойств бетона и перспективных направлений развития этих расчётов, связанных, например, с использованием достижений фундаментальных наук. В действительности теория Б и ЖБК полна сложных, недостаточно глубоко решённых проблем, среди которых актуальнейшей является проблема разработки модели структуры бетона, позволяющей с достаточной точностью вывести его деформативно-прочностные и другие физические свойства. В решении этой проблемы, вероятно, ещё долго будет преобладать эмпиризм, но, по нашему мнению, в будущем большую роль здесь должны сыграть модели современной математики, что уже можно заметить из полезной для исследователей бетона работы [20].

ИСПОЛЬЗОВАННЫЕ ИСТОЧНИКИ

1. Кудрявцев П.С. Курс истории физики. – М.: Просвещение, 1974. – 312с.
2. Proceedings of the 2nd fib Congress, June 5-8, 2006. – Naples, Italy.
3. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев, Ю.П. Гуша и др. – М.: Стройиздат, 1978. – 204с.
4. Митрофанов В.П., Шкурупий О.А., Лазарев Д.М., Митрофанов Б.П. Вплив міцності бетону та кількості арматури на граничні характеристики нормального перерізу залізобетонних елементів / Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип.12.36.наук.ст. – Рівне: НУВГП, 2005. – С.208-217.
5. Митрофанов В.П., Арцев С.И. Предельная сжимаемость бетона нормальных сечений железобетонных элементов / Проблемы теории і практики залізобетону: Зб.наук.ст. – Полтава: ПДТУ ім. Ю.Кондратюка, 1997. – С.333-337.
6. Митрофанов В.П., Практическое применение деформационной модели с экстремальным критерием прочности / Коммунальное хозяйство городов. Вип. 60. Сер. Арх-ра и техн. науки. – К.: Техніка, 2004. – С.29-48.
7. Митрофанов В.П., Прочность бетона над опасной наклонной трещиной железобетонных балок / Бетон и железобетон. – 1972. – №12. – С.37-40.
8. Mitrofanov V.P. Investigation of Destruction Zone Resistance of HSC of Beams Under Shear Forces Action. 5th Int. Symp. on Utilization of HS / HP Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway. – Proc., Vol. 1. – pp 461-468.
9. Митрофанов В.П., Воскобойник П.П. Влияние поперечной силы на прочность нормальных сечений изгибаемых элементов / Бетон и железобетон. – 1982. – №9. – С.41-43.
10. Mitrofanov V.P. Optimization Strength Theory of reinforced concrete Bar elements and structures with practical aspects of its use / Byggningsstatiska Meddelelser. Danish Society for Structural Sc. And Eng. Vol. 71, No.4, Dec. 2000. – pp 73-125.

11. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – К.: Будівельник, 1989. – 104 с.
12. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А. Настоящее и будущее расчёта железобетона / Бетон и железобетон. – 2005. – №4. – С. 3-6.
13. Качанов Л.М. Основы теории пластичности. Изд. 2-е, перераб. и доп. – М.: Наука, 1969. – 420 с.
14. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
15. А.С. 1809353, МКІ⁴ G 01 N 3 / 00. Способ определения прочностных характеристик бетона / В.П. Митрофанов, О.А. Довженко. – Оpubл. 15.04.93. Бюл. №14.
16. Митрофанов В.П., Погребной В.В., Довженко О.А. К вопросу о влиянии градиента деформаций и напряжений на диаграмму деформирования бетона / Эффективные строительные конструкции: теория и практика. Сб. ст. III Международная научно-практ. конф. 23-24 ноября 2004г. – Пенза: ПГУАС, 2004. – С. 12-16.
17. Митрофанов В.П., Шкурупий А.А., Митрофанов Б.П., Лазарев Д.Н. О влиянии формы нормального сечения на предельную деформацию бетона сжатой зоны. Зб. наук. прочности. Сер. Галузеве машинобуд., буд. Вип. 15. – Полтава: ПолтНТУ, 2005. – С. 89-94.
18. Mitrofanov, V., Pogrebnoy, V., Dovzhenko, O. Paper ID3-61. – Proceedings of the 2nd Int. fib Congress, June 5-8, 2006. – Naples, Italy.
19. Mitrofanov, V. Paper ID7-6. – Proceedings of the 2nd Int. fib Congress, June 5-8, 2006. – Naples, Italy.
20. Кадич А., Эделен Д. Калибровочная теория дислокаций и дисклинаций. Пер. с англ. – М.: Мир, 1987. – 168 с.

УДК 624.012.45

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ЖЕСТКОСТИ И ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЯ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ С ОТВЕРСТИЯМИ

Г.А.Молодченко, д.т.н., Е.И.Лугченко, асс.

Харьковская национальная академия городского хозяйства

Здания малой этажности, работающие по жесткой конструктивной схеме, очень чувствительны к неравномерным осадкам основания. В процессе эксплуатации в их стенах, обеспечивающих жесткость здания в продольном направлении, возникают сквозные вертикальные и наклонные трещины. Появление трещин в стенах зданий приводит к изменению первоначальной расчетной схемы здания и перераспределению усилий между его конструктивными элементами. Развитие трещин обуславливает уменьшение общей жесткости здания. При этом изменяется характер работы несущих элементов (в первую очередь стен) вследствие гибкости отдельных конструкций и здания в целом, что приводит к разрушению некоторых элементов, обрушению всего здания, а в большинстве случаев – к созданию

неприемлемых условий эксплуатации, требующих массового сноса жилых массивов. Эта проблема возникла во всех регионах Украины и с целью ее решения Кабинет Министров Украины 5 мая 1997г. издал Постановление № 409 « Про забезпечення надійності й безпечної експлуатації будівель і споруд та інженерних мереж.», ее решение актуально и в настоящее время.

При оценке напряженно-деформированного состояния зданий жилищно-гражданского комплекса основным фактором является изгибная жесткость продольных стен, которая определяется величиной модуля упругости и моментом инерции поперечного сечения. Величина последнего существенно зависит от проемности продольных стен зданий. Рассматриваемые здания в плане имеют форму вытянутого прямоугольника, при чем продольная его сторона (длина здания) значительно превышает поперечный размер (высоту здания), что дает основание рассматривать их как балочные элементы. А тот факт, что внутренние и наружные стены ослаблены регулярными сквозными оконными и дверными проемами, позволяет нам рассматривать их как перфорированные балки различной высоты (этажности). Так, например, по аналогии [1], для одноэтажного здания такую балку можно представить трехслойной со сплошными верхним и нижним ригелями и средним заполнением в виде дискретно расположенных стоек (простенков) жестко связанных с ригелями.

В работе [2] предпринята попытка оценить изгибную жесткость перфорированных балок применительно к одноэтажным зданиям. Вместо жесткости поясов таких балок расчетным путем определена приведенная жесткость EJ_{red} , учитывающая как размеры проемов, так и их количество по длине сооружения. Решение основано на сравнении прогибов системы, вычисленных Бильченко А.В. и Молодченко Г.А. [1] по трехчленной формуле Мора и определенных по приведенному моменту инерции J_{red} . Аналитическим путем было установлено, что приведенный момент инерции, а следовательно и жесткость перфорированной балки снижается при увеличении ширины проемов, что существенно влияет на характер напряженно-деформированного состояния системы.

Для проведения сравнительного анализа данных, получаемых аналитическим и экспериментальным путем, на кафедре строительных конструкций ХНАГХ подготовлены и проведены экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния и жесткости перфорированных балок с различными размерами и количеством регулярно расположенных сквозных проемов по ширине, методика проведения которых подробно изложена в [3].

Одновременно с проведением экспериментальных исследований для каждого варианта конструктивного решения балок была составлена конечно-элементная схема и выполнялось ее решение в упругой постановке с использованием программного комплекса SCAD. Шаг сетки конечных элементов в вертикальном и горизонтальном направлениях принят 0,025 м. Геометрические характеристики расчетной модели, физико-механические характеристики материала и способ загрузки элементов были приняты такими же, как и в проведенном эксперименте. Расчетом определялись максимальные прогибы в центре пролета балок f_{red} и анализировались поля нормальных N_x и N_z , а также касательных τ_{xz} напряжений (рис. 1, 2, 3).

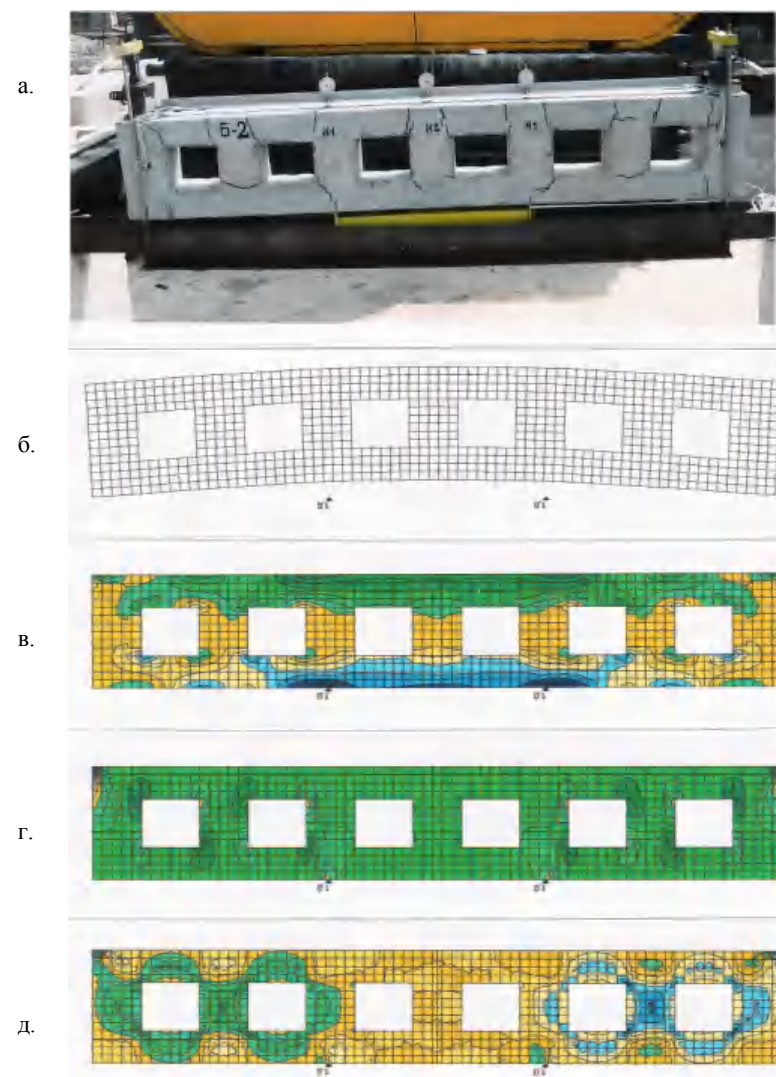


Рис. 1. а - испытание образца Б-2; б – деформированная схема; в, г, д – поля напряжений N_x , N_z , τ_{xz} соответственно.

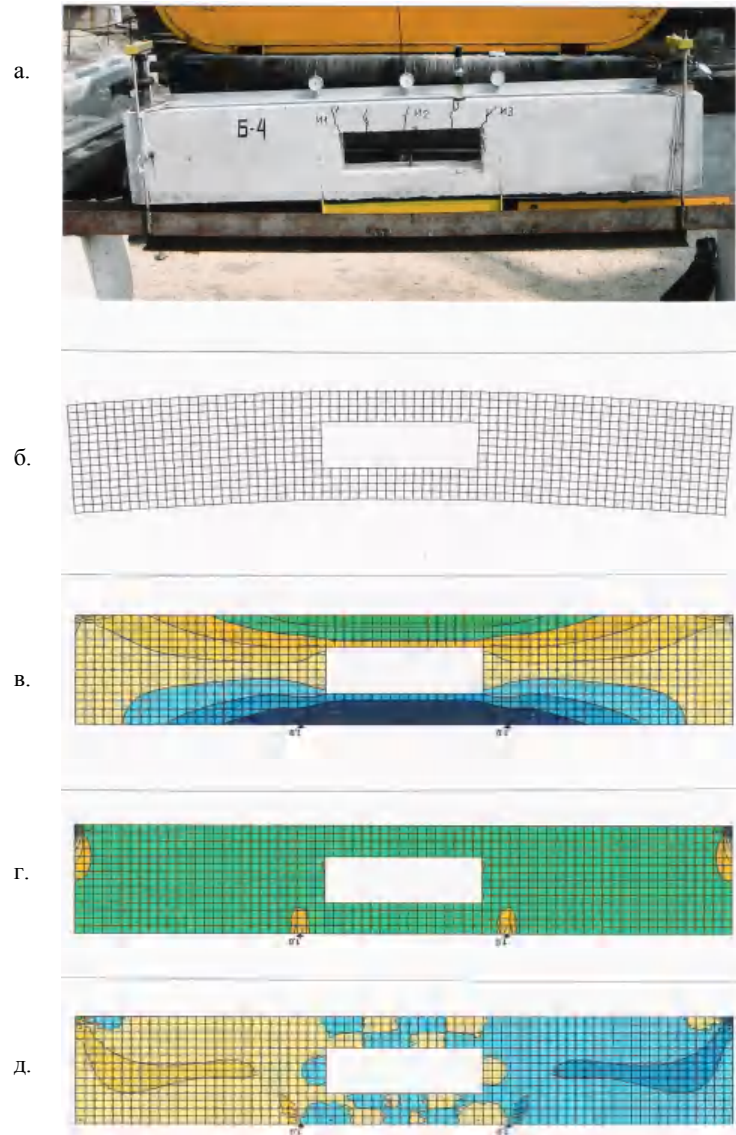


Рис. 2. а - испытание образца Б-4; б – деформированная схема; в,г,д – поля напряжений N_x , N_y , τ_{xz} соответственно.

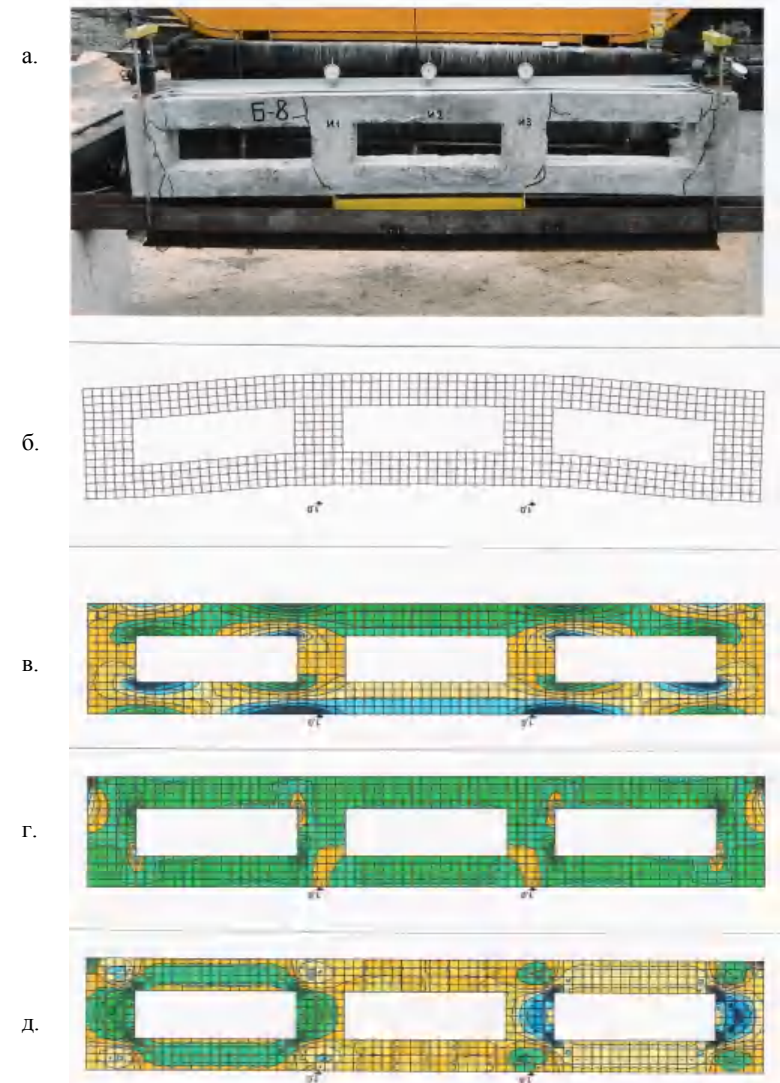


Рис. 3. а - испытание образца Б-8; б – деформированная схема; в,г,д – поля напряжений N_x , N_y , τ_{xz} соответственно.

Сравнивая полученные экспериментальным и аналитическим путем данные мы видим, что места появления трещин на опытных образцах абсолютно совпали с участками концентрации напряжений на расчетных моделях. Данные по прогибам балок представим в табличной форме.

Таблица 1

Сравнение величин экспериментальных прогибов балок в центре с расчетными по результатам численного анализа при приложении нагрузки $N=500$ кг.

серия	№ пп	Экспериментальные $f, \text{мм}$	расчетные $f, \text{мм}$	f/f
I (6 отв.)	Б-1	0,337	0,34	1.097
	Б-2	0,31		
	Б-3	0,329		
II (1 отв.)	Б-4	0,25	0,27	1.08
	Б-5	0,215		
	Б-6	0,25		
III (3 отв.)	Б-7	0,5	0,54	1.08
	Б-8	0,5		
	Б-9	0,465		

Примечания: значения f/f вычислены по выделенным параметрам.

Характер изменения прогибов от нагрузки на одной опоре представлен на графике (рис.4), из которого следует, что до появления первых трещин наименьшей жесткостью обладает балка Б-8 с тремя пустотами.

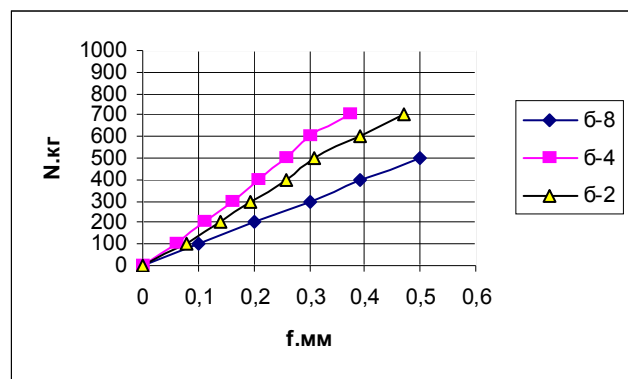


Рис. 4. Характер развития прогибов в опытных образцах.

Появление первых трещин может быть принято за момент разрушения системы, так как арматура, размещена в центре сечения каждого элемента балки и предназначена для исключения обрушения установки.

Балка Б-4 оказалась наиболее жесткой, в ней не проявились деформации от воздействия перерезывающих сил.

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА:

1. Бильченко А.В., Молодченко Г.А., Шипель Л.В. Исследование жесткости ограждающих панелей стены в грунте с поперечными пустотами // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1982. – № 2 – С. 9-13.
2. Псурцева Н.А., Сироменко А.Н. и др. Оценка напряженно-деформированного состояния зданий жилищно-гражданского комплекса // Ресурсоэкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 10. – Рівне, 2003. – С. 195-201.
3. Лугченко Е.И. Напряженно-деформированное состояние перфорированных балок // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Сер. «Технические науки». Вып. 72. – К.: Техника, 2006. – С. 65-70.

УДК 624.012.45 ОСОБЕННОСТИ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ КАСАТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ ПО КОНТАКТУ СДВИГА ДВУХ ТЕЛ

*Г.А. Молодченко, д.т.н., А.Н. Сироменко, А.Ю. Кулаков, ассистенты
Харьковская национальная академия городского хозяйства.*

Задача расчета распределения напряжений сдвига по контакту двух тел представляет практическую значимость, так как дает возможность оценить не только характер распределения напряженно- деформированного состояния в системе смещаемых друг относительно друга отдельных элементов, но и уровень возникающих при этом касательных напряжений по контакту взаимодействия. Как и в работе [1] будем рассматривать систему в зоне взаимодействия, представленную на рис. 1.

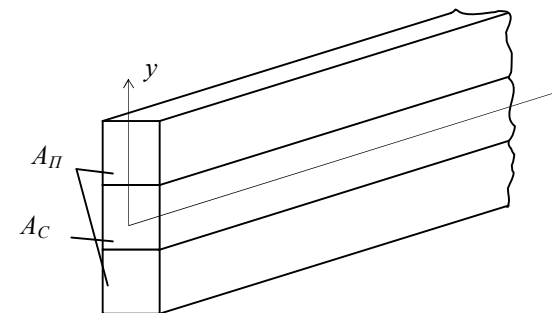


Рис. 1. Схема сопряжения элементов системы