

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПОВРЕЖДЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН КРУГЛОГО СЕЧЕНИЯ

Клименко Е.В., *д.т.н., проф.*, Орешкович М., *асп.*,
Гульчук Т.М., *магистрант*

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Постановка проблемы в общем виде и её связь с важными практическими заданиями.

В практике эксплуатации железобетонных конструкций часто встает проблема определения остаточной несущей способности. Особенно это актуально для конструкций, поврежденных в виде разрушения части поперечного сечения. Действующие нормы не дают рекомендаций по определению такого важного показателя эксплуатационной пригодности сжатых элементов. Исходя из этого, исследования есть актуальными, как с теоретической, так и с практической точки зрения.

Основное внимание в программе данного экспериментального исследования уделено изучению поведения поврежденных железобетонных колонн под действием сжимающей нагрузки. Программа эксперимента включает в себя тестирование 15 железобетонных колонн (моделей), которые подвергаются центральному и эксцентричному осевому усилию (сжатию), величина которого постепенно равномерно увеличивалась до предела разрушения, то есть потери несущей способности модели.

Задача этого экспериментальные исследования состоит в определении напряженно-деформированного состояния данных образцов и определения реальной несущей способности экспериментальных моделей.

Необходимо определить параметры несущей способности деформации сжатых экспериментальных моделей.

Анализ последних исследований и публикаций, в которых рассматривается данная проблема.

При разрушении части поперечного бетонного сечения в сжатых элементах происходит изменение напряженного состояния. В случае, когда фронт повреждения не параллелен ни одной из главных осей поперечного сечения, имеет место сложное напряженное состояние, а именно: косое внецентренное сжатие.

Действующие нормы [1] не дают рекомендаций по определению остаточной несущей способности сжатых железобетонных элементов с частично поврежденным поперечным сечением.

В работах [2, 4, 5, 6] заложены основные предпосылки расчета несущей способности поврежденных железобетонных конструкций, основывающихся на фактическом напряженно-деформированном состоянии и реальной работе конструкций.

Одна, до настоящего времени в доступной литературе отсутствуют рекомендации по определению остаточной несущей способности поврежденных железобетонных конструкций круглого поперечного сечения.

Выделение не развязанной части общей проблемы, которой посвящается статья.

Основой разработки методики определения остаточной несущей способности должно быть реальное напряженно-деформированное состояние поврежденных элементов и оценивание влияния основных факторов, которые влияют на этот показатель эксплуатационной пригодности.

Цели статьи.

Основной целью статьи есть описание параметров напряженно-деформированного состояния во время проведения натурных экспериментов и оценивание реальной работы поврежденных сжатых элементов круглого поперечного сечения на сжатие.

Изложение основного материала.

Для экспериментальных испытаний несущей способности напряженно-деформированных поврежденных железобетонных колонн под нагрузкой сжимающей силы было выполнено 15 моделей колонны одинаковой высоты 100 см. Модели имели круглое сечение, диаметр 300 мм. Основные параметры, определяющие вид модели и способ испытаний, таковы:

- глубина повреждения b ,
- эксцентricность силы e_0 ,
- угол направления силы по отношению к главной оси сечения γ .

Глубина повреждения определяет характер и интенсивность повреждения, в то время как эксцентricность и направление силы определяют характер и режим нагрузки элемента.

Каждый из основных факторов будем тестировать в трех отдельных случаях (-1, 0, +1), так что матрица планирования выглядит следующим образом:

Основные элементы матрицы планирования

	$-I$	0	$+I$
x_1	0	$R/2$	R
x_2	0	$R/2$	R
x_3	0	45°	90°

Каждый запланированный случай (сценарий) определяет изменение положения или геометрии данного фактора. Полный план эксперимента со всеми заданными параметрами может быть представлен в табл. 2.

Все экспериментальные модели имеют высоту 1000 мм круглое поперечное сечение диаметром 30 см. Всего запланировано 15 опытов. Основное различие в геометрии моделей проявляется в способе повреждения колонны, расположенного в середине колонны на различной глубине для каждой модели. Запланированы два типа повреждения по глубине:

- повреждение на глубину радиусом R ;
- повреждение на глубину половины радиуса $R/2$;
- образец без повреждений.

Бетонирование моделей будет проведено бетоном класса С 25/30.

Фактическая прочность бетона на сжатие $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19,23 \text{ Н/мм}^2$.

Бетонирование проводилось готовым промышленным бетоном в компании „Загорье-Технобетон“ (Вараждин, Хорватия). Арматурный каркас изготовлен из арматуры класса В500, (продольная арматура профиля $\varnothing 12$ мм), в то время как поперечная выполнена из стержнем профиля $\varnothing 8$ мм.

В связи с высокой жесткостью элементов на изгиб, критическая величина силы не достигается, так что задача о несущей способности

переходит в задачу ограниченных напряжениях. Разрушение колонны наступает при достижении предельной силы $N_{Rd} \equiv N_{Sd}$. Полученные таким образом экспериментальные результаты будут подвергнуты статистическому анализу и, что особенно важно, поведение поврежденных колонн (для различных типов повреждений) будет сравнено с поведением неповрежденных колонн под постоянной нагрузкой.

Таблица 2

План эксперимента

Пункты плана	Комбинация	Глубина повреждения b_l , мм	Эксцентриситет [мм]	Угол отклонения силы относительно оси x, град.
K1	+1 +1 0	150	150	45
K2	+1 -1 0	150	0	45 (0)
K3	-1 +1 0	0	150	45
K4	-1 -1 0	0	0	45 (0)
K5	+1 0 +1	150	75	90
K6	+1 0 -1	150	75	0
K7	-1 0 +1	0	75	90
K8	-1 0 -1	0	75	0
K9	0 +1 +1	75	150	90
K10	0 +1 -1	75	150	0
K11	0 -1 +1	75	0	90 (0)
K12	0 -1 -1	75	0	0
K13	0 0 0	75	75	45
K14	0 0 0	75	75	45
K15	0 0 0	75	75	45

На каждый стержень с его внешней стороны (часть стержня, обращенная к защитному слою) устанавливался отдельный тензодатчик. Тензодатчик устанавливают на середине продольного участка арматурного каркаса (рис. 1), потому что это наиболее критический участок, на котором ожидается разрушение элемента.



Рис. 1. Схема модели для испытаний с маркированным повреждением, положение тензодатчиков и внешние силы.

После бетонирования и завершения изготовления образца, на бетон также наклеивались тензодатчики, так что готовые элементы имели вид, показанный на рис 2.



Рис. 2. Забетонированные экспериментальные модели.

Эксперимент проводился в компании „Загорье-Технобетон“ в специально подготовленной установке. Силу прикладывали с помощью гидравлического пресса мощностью 300тс (3000 кН), для этой цели спроектирована стальная клетка с допустимым напряжением $\sigma_{dop} = 216$ МПа с коэффициентом безопасности 4,5 (рис. 3).

Сила прикладывалась плавно с шагом 50 кН, после каждого увеличения сила удерживается на протяжении нескольких минут. Деформации регистрировались с помощью тензодатчиков, наклеенных на арма-

туре и на бетоне. Одновременно проводились измерения в 12 точках (6 – на арматуре и 6 – на бетоне).

На стержнях арматуры были размещены тензодатчики базой 10мм с измерительным сопротивлением 200Ом, а на бетоне – тензодатчики длиной 50 и100 мм с таким же сопротивлением 200Ом. Усилие увеличивалось до предельного состояния (N_{ULS}), после чего началось его понижение, тем самым указывая, что произошло разрушение элемента.

После этого принудительное приложение силы продолжали до тех пор, пока не наступало разрушение модели или пока не наступал максимальный локальный изгиб арматуры и разрушение элемента.



Рис. 3. Установленная колонна и проведение эксперимента.

Максимальная несущая способность была получена при испытании неповрежденной колонны с центральной осевой нагрузкой. Перед началом тестирования моделей K1...K15 была проведена проверка аппаратуры (разработанной установки и гидравлических прессов). Полученное значение несущей способности этой модели – 2000кН – впоследствии при статистической обработке и расчетах принималось в качестве максимальной несущей способности (тем более, что в последующих испытаниях это значение превышено не было). Полученные значения несущей способности для всех моделей представлены в таблице 3.

В колонне без повреждения первое появление трещин можно было заметить при уровне нагрузки 0,3...0,5 при максимальной текущей деформации бетона 5%.

При этом деформация арматуры сопровождается деформацией бетона (рис. 4 и 5).

Таблица 3

Испытанные модели и предельные нагрузки

Пункты плана	Комбинация	Несущая способность [кН]	Прочность на сжатие [МПа]	N/N_{ULT}
K1	+1 +1 0	530	21,09	0,27
K2	+1 -1 0	550	17,51	0,28
K3	-1 +1 0	1400	55,70	0,70
K4	-1 -1 0	1400	44,56	0,70
K5	+1 0 +1	850	27,06	0,43
K6	+1 0 -1	850	27,06	0,43
K7	-1 0 +1	1430	45,52	0,72
K8	-1 0 -1	1400	44,56	0,70
K9	0 +1 +1	1200	47,75	0,60
K10	0 +1 -1	955	38,00	0,48
K11	0 -1 +1	1500	47,75	0,75
K12	0 -1 -1	1650	52,52	0,83
K13	0 0 0	1850	58,89	0,93
K14	0 0 0	1550	49,34	0,78
K15	0 0 0	1400	44,56	0,70

Раскрытие трещин было трудно обнаружить визуально, потому что основные размеры трещин от первого обнаружения до разрушения сохранялись, хотя усилие постоянно увеличивалось. Заметное формирование всех трещин и их раскрытие четко наблюдалось непосредственно перед разрушением элемента, т.е. на уровне нагрузки 0,90...0,95 N_U .

После этого модуль силы не изменялся и происходило разрушение элемента. Как видно из диаграммы на рис 5, при росте от 0,5 до 0,9 N_U деформация не возрастает (то есть, сохраняет минимальное значение), а затем элемент теряет несущую способность.

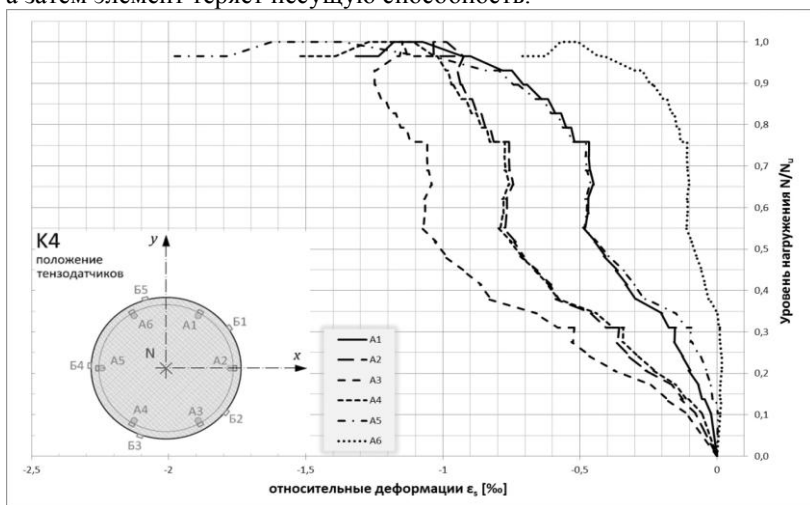


Рис. 4. Эпюры относительных деформаций арматуры для модели К4.

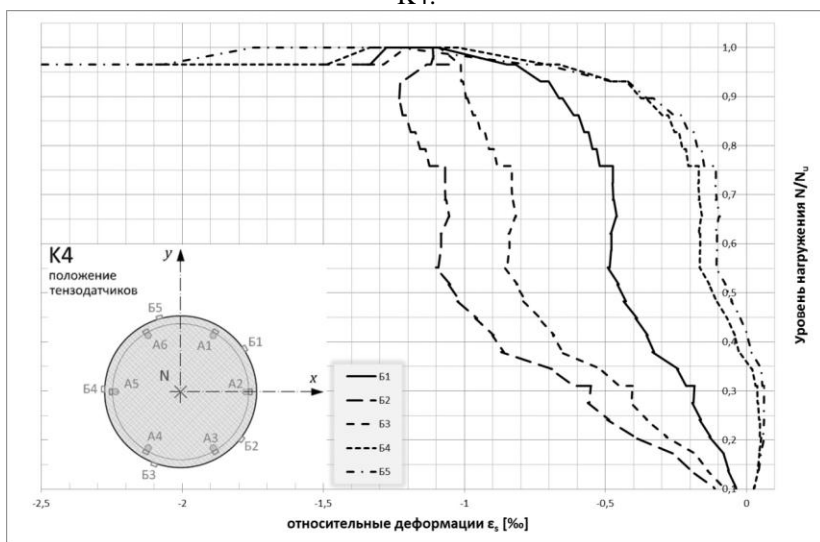


Рис. 5. Эпюры относительных деформаций бетона для модели К4

Деформация арматуры(рис.4) сопровождается деформацией бетона, чего и следовало ожидать, потому что они работают вместе (хорошая адгезия является одним из основных предположений для работы и расчета железобетона). Разрушение элемента происходило путем излома бетона вследствие сжатия, прочность на разрыв арматуры достигнута не была.

Интересно, что ни для одной из четырех неповрежденных моделей (К3, К4, К7, К8) больше не была достигнута максимальная величина силы (2000 кН), оставшись на уровне $0,7N_U$.

Испытания моделей с повреждением $R/2$ ($x_1 = 0$) показали, что развитие и направление деформации во многом зависит от положения внешней силы, то есть эксцентricности.

Разумеется, наибольшие деформации претерпевает арматурный стержень, помещенный „внутри“ повреждения (стержень А2), который имел максимальный изгиб (насколько это было позволено из-за деформации бетона). Ровно в пять раз меньше степень деформации, которую претерпели первые два стержня от А2 (А1 и А3), кроме случая прямой нагрузки над А2. Деформация бетона следует за деформацией арматуры (в неповрежденной части), в то время как при эксцентricной нагрузке больше деформируется часть элемента, более удаленная от внешней силы. Диаграммы для модели с повреждением $R/2$ показаны на рис. 6 и 7. Интересно, что модели К13, К14 и К15 ($x_1=0$, $x_2=0$, $x_3=0$) достигли высокого уровня несущей способности, причем ее величина выше, чем для неповрежденных моделей.

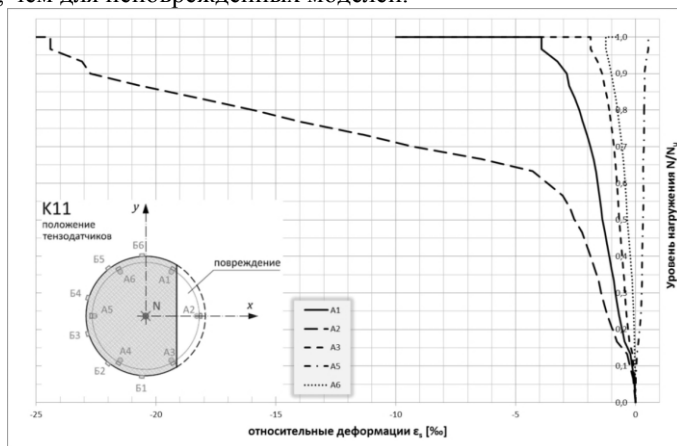


Рис. 6. Эпюры относительных деформаций арматуры – модель К11.

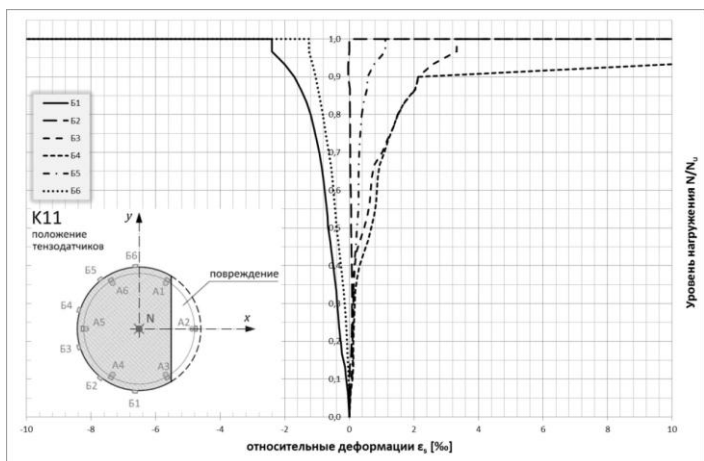


Рис. 7. Эпюры относительных деформаций бетона – модель K11

Самая низкая несущая способность оказалась у моделей с наибольшим размерами повреждения ($R, x_l=+1$). Потеря несущей способности произошла из-за большого локального изгиба арматуры (стержни A1, A2 и A3) и, соответственно, мгновенной потери однородности неповрежденной части структуры.

Для арматуры в поврежденной зоне колонны начало изгиба было замечено уже при $0,5N_U$, в то время как трещины на бетоне начали проявляться при $0,8N_U$. Для такой центрально нагруженной модели видно (рис.7, 8, 9), как деформация арматуры сопровождается деформацией бетона, о чем свидетельствует мониторинг тензодатчиков B1 и B6, а также A1 и A4 в зоне сжатия и B2-B5, а также A5 в зоне растяжения.

Путем сравнения несущей способности испытанных моделей можно заключить, что наиболее широкий интервал ($0,5 \dots 0,9N_U$) характерен для моделей с повреждением $R/2$ ($x_l=0$), в то время как для двух других типов повреждений значения несущей способности при испытаниях приближались к максимальным и минимальным.

Такой интервал несущей способности можно объяснить разными точками приложения внешней силы, т.е. эксцентricностью. В общем, для всех поврежденных моделей величина несущей способности была наименьшей при наибольшей эксцентricности, потому что точка приложения силы была непосредственно над поврежденной части колонны. Более того, для всех моделей с повреждениями появление и развитие трещин четко не наблюдается до величин, непосредственно близких к потере несущей способности элемента, на что, безусловно, боль-

шое влияние оказывают предварительно смоделированные поврежденные колонны, которые сами по себе являются „трещинами“ (рис. 10).

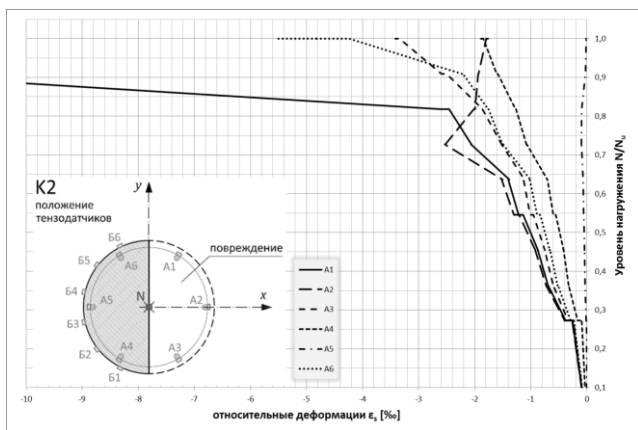


Рис. 8. Эпюры относительных деформаций арматуры модели K2

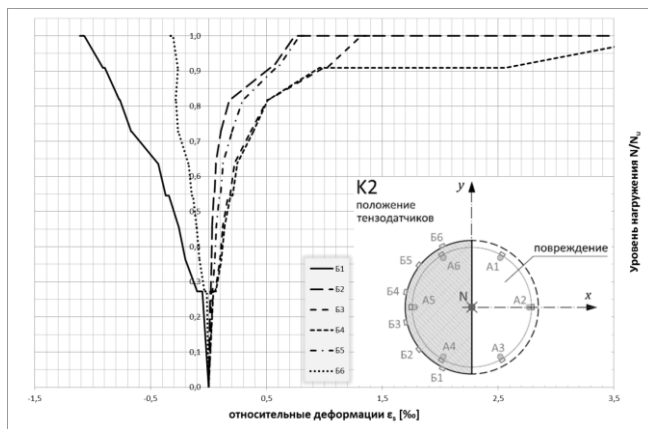


Рис. 9. Эпюры относительных деформаций бетона модели K2

Выводы

В статье описывается постановка эксперимента и реализация испытания поврежденных железобетонных колонн круглого поперечного сечения. В ходе испытания деформация арматуры и бетона была изме-

рена в реальном времени. Из экспериментальных результатов следует, что каждая модель колонны под нагрузкой имеет различное поведение. В то время как для колонн без повреждений поведение деформации бетона и арматуры аналогично (потому что колонна работает как однородный элемент), для моделей с повреждениями наблюдается другая картина. Для колонн с самым глубоким повреждением ($R, x_1=+1$) разрушение происходит с максимальным изгибом арматуры, т.е. арматура в поврежденной части колонны берет на себя большую часть осевого напряжения. Эти колонны, имеют самую низкую несущую способность. Колонны с повреждением $R/2$ ($x_1 = 0$) можно рассматривать как отдельный (переходной) случай, и им следует уделять наибольшее внимание. Для этого случая было показано, что окончательная несущая способность элемента в основном зависит от точки приложения силы, то есть от ее эксцентricности. Для дальнейшего анализа следует математически определить напряженно-деформированные состояния и несущие способности этих моделей.



Рис. 10. Испытанные модели после разрушения элементов.

Эксперимент доказал связь между остаточной несущей способностью и типом (глубиной) повреждения, точкой приложения(эксцентricностью) силы и углом отклонения силы по отношению к повреждению.

Summary

Experimental research of the damaged compressed reinforced-concrete columns of round section is described. 15 models are tested with three changing factors: depth of damage, eccentricity of appendix of force and corner of direction a power plane.

Литература

1. Державні будівельні норми України: Конструкції будинків і споруд, бетонні та залізобетонні конструкції, основні положення проектування, Київ, Мінрегіонбуд України, В.2., 2009. с. 6-98.

2. Ахметзянов Ф.Х.: Классификация поврежденных бетона, предпосылки оценки его остаточной несущей способности в строительных элементах бетона при отсутствии и наличии армирования с простым механическим нагружением, – Известия КазГАСУ, № 2., 2009.

3. Ставров Г. Н. и др.: Предельные деформации бетона при одноосном динамическом нагружении, 1993.

4. Matamoros A.B. et al.: Axial load failure of shear critical columns subjected to high levels of axial load, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 2008, s. 12-17.

5. Клименко Е.В. Работа поврежденных сжатых бетонных элементов / Е.В. Клименко, М.Г. Мустафа // Зб. наук. праць: Сер. галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2012. – Вип. 3 (33). – С. 96-99.

6. Клименко Є.В. Технічний стан будівель та споруд / Є.В. Клименко – Одеса: ОДАБА, 2010. – 284 с.