

УДК 624.072.2:624.012.45:539.37

**ВЛИЯНИЕ ФАКТОРОВ ПОВРЕЖДЕННОСТИ ТАВРОВЫХ БАЛОК
НА ВЕЛИЧИНУ ИХ РАЗРУШАЮЩЕЙ НАГРУЗКИ**

Клименко Е.В., д.т.н., проф.; Чернева Е.С., к.т.н., доц.; Довгань А.Д., к.т.н., доц.; Арез Мохаммед Исмаел, аспирант (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Клименко Є.В., д.т.н., проф.; Чернева О.С., к.т.н. доц.; Довгань О.Д., к.т.н., доц.; Арез Мохаммед Ісмаел, аспірант (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)

Klymenko Y.V., doctor of technical sciences, professor; Chernieva H.S., candidate of technical sciences, docent; Dovgan A.D., candidate of technical sciences, docent; Arez Mohammed Ismael, aspirant (The Odessa State Academy of Building and Architecture, Odessa)

Проведен анализ влияния факторов поврежденности железобетонных балок таврового сечения на их разрушающую нагрузку.

Проведено аналіз впливу факторів пошкодження залізобетонних балок таврового перерізу на їх руйнівне навантаження.

The effect of the reinforced concrete T-beams damage's on failure load is analyzed at the article.

Постановка проблемы.

В процессе эксплуатации конструкции зданий и сооружений постепенно изнашиваются, в них образуются повреждения, влекущие за собой дальнейшую неспособность конструкций выдерживать нагрузку. Своевременная диагностика технического состояния и проведение мероприятий по улучшению эксплуатационных качеств поврежденных конструкций является важной задачей на сегодняшний день.

Анализ исследований и публикаций.

Анализу технического состояния железобетонных изгибаемых элементов, а именно изучению их дефектов и повреждений посвящены работы: Байда Д.Н. [1], Воскобойник Е.П. [2], Мальганов А.И. [3], Мизернюк Б.М. [4], Пищулёв А.А.[5]и многие другие.

Возникновение в железобетонных балках дефектов и повреждений часто приводит к работе этих конструкций в условиях сложного напряженно-деформированного состояния, такого как кривой изгиб, что не было предусмотрено изначально проектом.

Огромный вклад в исследование косоизгибаемых железобетонных балок внесли научные работники Полтавского национального технического университета имени Юрия Кондратюка: Вахненко П.Ф. [6], Воскобойник Е.П. [7], Добрянская В.В. [8], Доля К.Х. [9], Павликов А.М. [10], Харченко М.А. [11].

Таким образом актуальным является изучение напряженно-деформированного состояния поврежденных конструкций и изучение влияния факторов поврежденности на величину разрушающей нагрузки железобетонных балок таврового сечения.

Цель статьи

Выполнить анализ полученных экспериментальным путем данных по разрушающей нагрузке железобетонных тавровых балок и определить степень влияния на нее факторов поврежденности.

Для выполнения экспериментальных исследований было проведено математическое планирование эксперимента.

На основании анализа априорной информации из литературных источников с учетом реальной возможности осуществления в качестве факторов варьирования приняты:

- поврежденная часть полки, выраженная отношением (b_{eff1}/b_{eff2}), где b_{eff1} - величина повреждения; b_{eff2} - величина свесов полки;
- глубина повреждения a_1 , выраженная через отношение глубины повреждения полки к толщине полки (a_1/h_f);
- угол повреждения β , выраженный через отношение угла повреждения к углу наклона полки, равному 90° (рис.1).

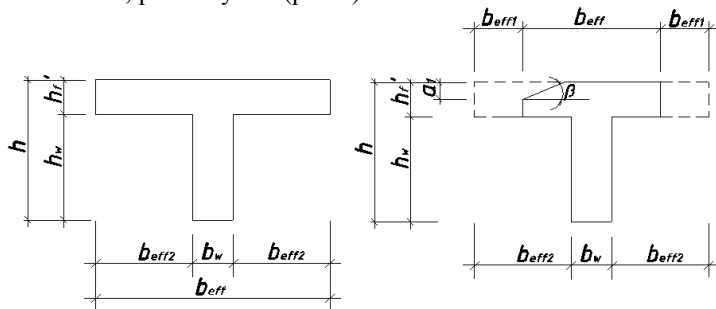


Рис. 1. Поперечное сечение неповрежденной балки и балки с поврежденной полкой

В таблице 1. приведены натурные значения варьируемых факторов (X_1 , X_2 и X_3), а также их уровни и интервалы изменения. Переход к нормализованным переменным $-1 \leq x_i \leq +1$ выполнен по типовой формуле $x_i = (X_i - X_{i,0})/\Delta X_i$.

Таблица 1

Факторы варьирования для трехфакторной модели планирования эксперимента

Исследуемые факторы Y серии		Уровни варьирования			Интервал варьирования
Натуральное значение	Код	«-1»	«0»	«+1»	
Угол повреждения $\beta/90^0$	X_1	$0^0/90^0=0$	$22,5^0/90^0=0,25$	$45^0/90^0=0,5$	0,25
Глубина повреждения a_1/h_f^1 , мм.	X_2	$0/60=0$	$30/60=0,5$	$60/60=1$	0,5
Поврежденная часть полки b_{eff1}/b_{eff2} , мм	X_3	$0/165=0$	$82,5/165=0,5$	$165/165=1$	0,5

Для определения показателя прочности бетонных балок проведен эксперимент по 15-ти точечному D-оптимальному трехфакторному плану. План эксперимента преобразован в сторону основного ($X_{i,0}$) и максимального уровней ($X_{i,max}$) факторов X_2 и X_3 , что позволяет более детально оценить влияние глубины повреждения и величины поврежденной части полки образцов-балок на исследуемый критерий. Так как в реальных условиях работы бетонных балок при их экспертизе и оценке технического состояния выполнить точный замер угла повреждения достаточно сложно (из-за неровностей отколотой поверхности), поэтому фактор X_1 в плане эксперимента выражен на крайних уровнях ($\beta=0^0$ и $\beta=45^0$) в большем количестве по сравнению с его срединным уровнем ($\beta=22,5^0$).

Всего было испытано 15 образцов тавровых поврежденных в процессе эксплуатации балок с проектным классом бетона С30/35. Повреждения находились только в полке образцов, ребро же оставалось неповрежденным перед испытанием. Длина опытных образцов составила 2000мм; размеры полки в зависимости от поврежденности образца составляли $b_{eff} \times h_f^1 = (400; 235; 70) \times (60; 30; 0)$ мм; ширина ребра неизменна для всех 15 образцов $b_w = 70$ мм; высота балок $h = 250$ мм. Армирование опытных образцов - балок было принято одиночное $\emptyset 16A500C$ (рабочая арматура) и $\emptyset 6A240C$ (поперечная и монтажная арматура). Шаг поперечных стержней принят 100мм. Армирование полки - $3\emptyset 6A240C$ в продольном направлении, расположенные по краям и по центру полки; в поперечном направлении - $\emptyset 6A240C$ с тем же шагом, что и поперечная арматура каркаса ребра балки.

Армирование поврежденной части полочки отсутствует для чистоты проведения эксперимента.

Загружение балок выполнялось двумя сосредоточенными силами в средней трети пролета через траверсу и два шарнира.

При проведении экспериментальных исследований фиксировали значения внешней нагрузки, соответствующие появлению первых нормальных трещин $F_{w,ult\perp}$ в зоне чистого изгиба образцов, а также наклонных трещин $F_{w,ult\parallel}$ в пролетах среза опытных балок и разрушению балок F_{ULS} (табл. 2).

Таблица 2

Значения внешней нагрузки, соответствующие появлению первых нормальных, наклонных трещин и разрушению балок

Марка балки	$F_{w,ult\perp}$, кН	$F_{w,ult\parallel}$, кН	F_{ULS} , кН	M , кНм.
Б1	55	35	80	20
Б2	40	35	40	10
Б3	40	50	130	32,5
Б4	20	40	105	26,25
Б5	30	25	95	23,75
Б6	30	50	130	32,5
Б7	30	35	110	27,5
Б8	30	25	75	18,75
Б9	30	20	95	23,75
Б10	25	50	98	24,5
Б11	20	30	90	22,5
Б12	30	50	118	29,5
Б13	25	30	90	22,5
Б14	30	50	105	26,25
Б15	20	40	110	27,5

Предварительно анализируя полученные экспериментальным путем данные видно, что наибольшую нагрузку выдержали образцы, имевшие наименьшие повреждения, а наименьшую выдержали образцы с шириной поврежденной полки $b_{eff} = 70$ см. Отличительной особенностью деформирования балок был разный характер развития трещин до эксплуатационного уровня загрузки.

В процессе обработки полученных экспериментальных данных по методике [12], с удалением незначимых коэффициентов уравнений регрессии и пересчета оставшихся коэффициентов, получена адекватная математическая модель (1), владеющая достаточной информационной полезностью и по которой можно оценить влияние исследуемых факторов на выходные параметры балок, геометрическая интерпретация которых представлена на рис.2...3.

По полученным экспериментальным данным для внешней нагрузки построена нелинейная экспериментально-статистическая модель (ЭС-модель), адекватная эксперименту при ошибке $s_3\{\ln F_{ULS}\}=0.058$ с 9 статически значимыми коэффициентами.

$$\ln\{F_{ULS}\} = 4.73 + 0.10x_1 - 0.21x_1^2 + 0.20x_1x_2 + 0.07x_1x_3 - 0.13x_2 + \pm 0 x_2^2 - 0.11x_2x_3 - 0.15x_3 - 0.06x_3^2 \quad (1)$$

Данные ЭС-модели (1) можно проанализировать по однофакторным зависимостям, представленным на рис. 2. Влияние трех факторов образцов-балок на анализируемый критерий качества построено так, чтобы они проходили через экстремальные точки min и max.

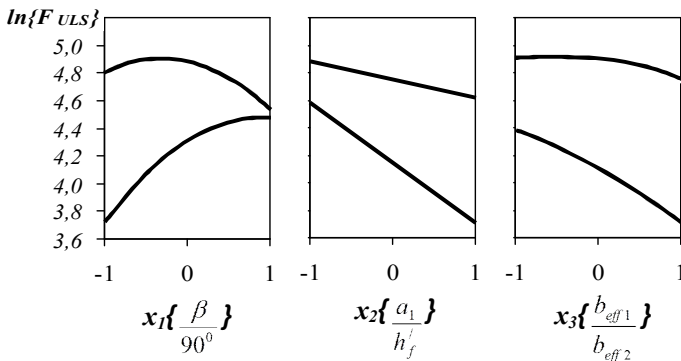


Рис. 2. Однофакторные зависимости влияния варьируемых факторов на показатель прочности балок

Обобщающими показателями однофакторных диаграмм являются: максимум $F_{ULS,max}=131,50$ кН достигается в точке с координатами $x_1=-0,32$, $x_2=-1$, $x_3=-0,54$ и соответственно минимум $F_{ULS,min} = 40,89$ кН – $x_1=-1$, $x_2=x_3=+1$; приросты абсолютный $\Delta\{F_{ULS}\} = 90,61$ кН и относительный $\delta\{F_{ULS}\} = 3,2$.

Результаты математической обработки значений внешней нагрузки железобетонных балок, по определению совместного влияния варьируемых факторов представлены на рис. 3.

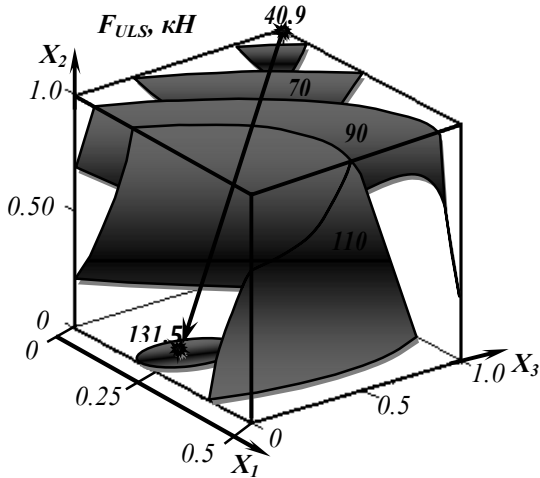


Рис.3. График совместного влияния варьируемых факторов на разрушающую нагрузку балок

Значения факторов варьирования на рисунке 3 указаны в абсолютных величинах.

Из анализа представленной диаграммы следует, что с увеличением как угла повреждения $x_1 \left\{ \frac{\beta}{90^0} \right\}$ до 0,5; так и величины поврежденной части полки

$x_3 \left\{ \frac{b_{eff1}}{b_{eff2}} \right\}$ до 1 образцы-балки характеризуются наименьшим действием на

них внешней нагрузки и соответственно железобетонная балка может выдерживать максимальную внешнюю нагрузку в 131,5 кН при угле повреждения не более $15,3^0/90^0$ ($X_1=0,17$) и величине поврежденной части полки не более $X_3=0,23$ ($X_3=37,95\text{мм}$) при условии отсутствия глубины повреждения.

Выводы

Из сказанного выше можно сделать вывод, что фактором, оказывающим наибольшее влияние на несущую способность балок, является глубина повреждения, что также подтверждается рисунком 2, где зависимость между изменением глубины повреждения и разрушающей нагрузкой линейная. Дальнейшая работа будет заключаться в разработке метода расчета поврежденных конструкций. т.е. определения их остаточной несущей способности с учетом имеющихся повреждений полки балки.

1. Байда Д.М. Залишкова несуча здатність залізобетонних балок після їх часткового руйнування: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: 05.23.01 „Будівельні конструкції“ / Д.М. Байда – Київ, 2005. – 20 с.
2. Воскобійник О. П. Типологічне порівняння дефектів та пошкоджень залізобетонних, металевих та сталезалізобетонних балкових конструкцій / О. П. Воскобійник // Вісник національного університету «Львівська Політехніка». Теорія і практика будівництва. – 2010. – № 662. – С. 97 – 103.
3. Мальганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / А.И. Мальганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук – Томск: Изд. Томского ун-та. – 1992. – 456 с.
4. Мизернюк Б.М. Некоторые требования к проектированию элементов железобетонных конструкций на основе изучения дефектов эксплуатируемых сооружений/ Б.М. Мизернюк. - Москва, Стройиздат, 1981. – С.4-50.
5. Пищулёв А.А. К вопросу определения прочности бетона, ослабленного дефектами/ А.А. Пищулёв// Актуальные проблемы в строительстве и архитектуре. Образование. Наука. Практика: материалы 64-й Всероссийской научно-технической конференции по итогам НИР университета за 2006г. – Самара: СГАСУ, 2007. - С.459-460.
6. Вахненко П.Ф., Кодак О.А. Вплив косоного згину на тріщиностійкість похилого перерізу залізобетонних балок. // Буд-во України. – 2000. – №1. – С. 44-45.
7. Воскобійник О.П. Експериментальні дослідження залізобетонних балок з дефектами та пошкодженнями, які викликають згин / О.П. Воскобійник, О.О. Кітаєв // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – Вип. 1(29). – С. 87-92.
8. Добрянская В.В. Напряженное состояние и расчет косоизгибаемых железобетонных элементов по прочности наклонного сечения. Автореф. дис. канд. техн. наук. – Полтава, 1996. – 24 с.
9. Доля К.Х. Несущая способность косоизгибаемых балок при действии поперечных сил // Бетон и железобетон. – 1969. №5. – С. 29 – 32.
10. Павліков А.М., Бойко О.В. Визначення кута нахилу нейтральної лінії в перерізах косозігнутих залізобетонних елементів з урахуванням нелінійних властивостей бетону на основі діаграм його стану /А.М. Павліков, О.В. Бойко // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр.– Рівне, 2011. Вип. 21.- С. 264 – 269.
11. Харченко М.О. Моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних балок таврового профілю в момент руйнування при косому згинанні / М.О. Харченко // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр.– Рівне, 2011. Вип. 22.- С. 512 – 517.
12. Вознесенский В.А. Статические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях / Вознесенский В.А. - 2-е изд., испр. и доп. - М: Финансы и статистика, 1981. - 215с.