

ВЛИЯНИЕ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НА МЕХАНИЗМ РАЗРУШЕНИЯ БАЛКИ-СТЕНКИ

INFLUENCE OF CONCRETE STRENGTH ON THE FRACTURE MECHANISM OF DEEP BEAM

С.Н. КАРПЕНКО, А.Н. ПЕТРОВ
S.N. KARPENKO, A.N. PETROV

(Научно-исследовательский институт строительной физики
Российской академии архитектуры и строительных наук,
Петрозаводский государственный университет)
(Research Institute of Construction Physics of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences,
Petrozavodsk State University)
E-mail: niisf_lab9@mail.ru

Рассматривается влияние прочности бетона на механизм разрушения балки-стенки. Анализ напряженно-деформированного состояния конструкции выполнен методом конечных элементов на базе деформационной модели железобетона с трещинами Н.И. Карпенко, где дополнительно учтены особенности деформативных свойств высокопрочных бетонов. Делается вывод, что применение высокопрочного бетона обеспечивает полное использование прочностных свойств арматуры в конструкции.

The influence of the concrete strength on the fracture mechanism of deep beam is taken into consideration. Analysis of stress-strain state of the structure is made by finite element method based upon deformation model of reinforced concrete with cracks by N.I. Karpenko, where the features of the deformative properties of high-strength concrete are taken into consideration. It is concluded that the use of high-strength concrete makes full use of the strength properties of reinforcement in a structure.

Ключевые слова: железобетонные балки-стенки, деформационная модель железобетона с трещинами, механизм разрушения, высокопрочный бетон.

Keywords: reinforced concrete deep beams, deformation model of reinforced concrete with cracks, fracture mechanism, high-strength concrete.

Опыт проектирования изгибаемых элементов – железобетонных балок и плит – показывает, что основным фактором, определяющим несущую способность таких конструкций, является процент армирования. При заданном проценте армирования повышение прочности бетона не сопровождается адекватным ростом несущей способности конструкции, поскольку снижение высоты сжатой зоны (при условии, что она меньше граничной) не

сопровождается пропорциональным ростом плеча внутренней пары.

Иначе ведут себя балки-стенки, поскольку в этих конструкциях прочность бетона непосредственно влияет на механизм разрушения. Чтобы исследовать эту зависимость, был выполнен сравнительный анализ напряженно-деформированного состояния двух балок-стенок с одинаковым армированием из бетона существенно разной прочности. Расчет выполнен методом конеч-

ных элементов по программе [1], реализующей деформационную модель железобетона с трещинами Н.И. Карпенко [2] при плоском напряженном состоянии, где дополнительно учтены особенности деформативных свойств высокопрочных бетонов [3].

Балки-стенки БС-1,2 пролетом 4 м, высотой 1000 мм и толщиной 200 мм армировались ортогональной сеткой из стержней $\varnothing 16A500$ с шагом поперечных стержней 200 мм. В качестве продольной рабочей арматуры в растянутой зоне были установлены четыре стержня $\varnothing 28A500$. Опирались балки-стенки осуществлялось по углам через стальные прокладки 300×300

мм толщиной 30 мм. Схема армирования балок-стенок показана на рис. 1. Физико-механические свойства бетона представлены в табл. 1.

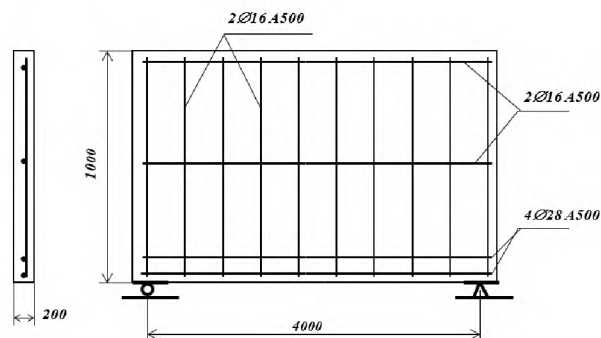


Рис. 1

Таблица 1

Марка элемента	Кубиковая прочность $R(15 \times 15 \text{ см})$, МПа	Призменная прочность R_b , МПа	Прочность при осевом растяжении R_{bt} , МПа	Модуль мгновенно-упругих деформаций E_b , МПа	Абсцисса вершины диаграммы сжатия $\hat{\varepsilon}_b$
БС-1	20	15	1,35	27500	0,0020
БС-2	100	71	3,8	43000	0,0029

Описание диаграмм деформирования бетона и арматуры $\varepsilon_m - \sigma_m$ выполнено в виде обобщенной аналитической зависимости:

$$\varepsilon_m = \sigma_m / (E_m v_m), \quad (1)$$

где ε_m , σ_m , E_m – соответственно относительные деформации, напряжения, начальные модули упругости; m – индекс материала (для бетона $m = b, bt$; для арматуры $m = s$); v_m – коэффициент секущего модуля, определяемый по формуле, предложенной Н.И. Карпенко:

$$v_m = \hat{v}_m \pm (v_0 - \hat{v}_m) \sqrt{1 - \omega_1 \eta - \omega_2 \eta^2}. \quad (2)$$

Здесь \hat{v}_m – значение коэффициента v_m в вершине диаграммы (при $\sigma_m = \hat{\sigma}_m$); v_0 – начальный коэффициент секущего модуля; ω_1 , ω_2 – коэффициенты, характеризующие полноту диаграммы материала, причем $\omega_2 = 1 - \omega_1$; η – уровень напряжений;

$$\eta = (\sigma_m) / (\hat{\sigma}_m). \quad (3)$$

При одноосном и однородном сжатии бетона диаграмма деформирования бетона при растяжении (а) и сжатии (б) (рис. 2) описывается зависимостями (1)...(3), в которых принимается:

- для обеих ветвей диаграммы

$$\hat{\sigma}_m = -R_{b,ser}, \quad \sigma_{b,el} = 0, \quad \hat{v}_b = \frac{\hat{\sigma}_b}{(\hat{\varepsilon}_b E_b)}, \quad \eta = \sigma_b / \hat{\sigma}_b, \quad (4)$$

$$\varepsilon_{b,el} = 0, \quad \eta_d = \varepsilon_b / \hat{\varepsilon}_b, \quad \hat{\varepsilon}_b = \hat{\sigma}_b / (E_b \hat{v}_b) \quad (5)$$

(причем $\eta_d = \eta \hat{v}_b / v_b$);

- для восходящей ветви ($\eta \leq 1$; $\eta_d \leq 1$)

$$v_0 = 1, \quad \omega_1 = 2 - 2,5 \hat{v}_b, \quad (6)$$

- для нисходящей ветви ($\eta \leq 1$; $\eta_d \geq 1$)

$$v_0 = 2,05 \hat{v}_b, \quad \omega_1 = 1,95 \hat{v}_b - 0,138. \quad (7)$$

Для бетонов кубиковой прочности до 60 МПа принимается $\hat{\varepsilon}_b = 0,002$. Для высокопрочных бетонов классов В70...В120 это значение определяется по формуле Р.Л. Серых и Т.А. Мухамедиева:

$$\hat{\varepsilon}_b = \frac{R}{E_b} \lambda \frac{1 + 0,75\lambda R / 60 + 0,2\lambda / R}{0,12 + R / 60 + 0,2 / R}, \quad (8)$$

где R – стандартная кубиковая прочность бетона, МПа; λ – безразмерный коэффициент. Для тяжелого бетона $\lambda = 1$.

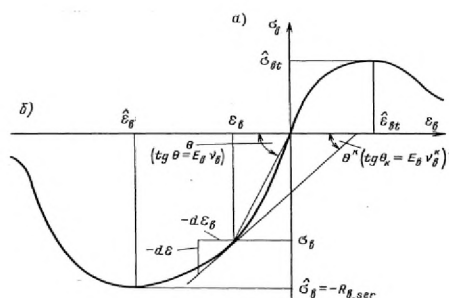


Рис. 2

Основными физическими характеристиками ортотропной модели являются секущие модули деформаций бетона E'_{bn} и E'_{bt} и коэффициент поперечных деформаций ν . Секущие модули деформаций бетона вычисляются в зависимости от вида напряженного состояния (сжатие-сжатие, сжатие-растяжение или растяжение-растяжение) и величины главных напряжений, чем обеспечивается зависимость $[C]_b = [C(\sigma_b)]$. Для бетона до образования трещин справедливы зависимости:

$$\left. \begin{aligned} C_{11} &= \frac{\sin^2 \alpha}{E'_{bn}} + \frac{\cos^2 \alpha}{E'_{bt}}, \\ C_{12} &= -\frac{\nu(1+m)}{mE'_{bn} + E'_{bt}}, \\ C_{13} &= C_{23} = \left(\frac{1}{E'_{bn}} - \frac{1}{E'_{bt}} \right) \frac{\sin 2\alpha}{2}, \\ C_{22} &= \frac{\cos^2 \alpha}{E'_{bn}} + \frac{\sin^2 \alpha}{E'_{bt}}, \\ C_{33} &= \frac{1}{E'_{bn}} + \frac{1}{E'_{bt}} + \frac{2\nu(1+m)}{mE'_{bn} + E'_{bt}}, \\ m &= |\sigma_{b,max} / \sigma_{b,min}|, \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

где α – угол направления главных осей n и t по отношению к осям x и y . После образования трещин элементы матрицы жесткости железобетона вычисляются по формулам [(1.57), 2]. В случае только ортогональ-

ного армирования эти формулы существенно упрощаются и принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} \tilde{C}_{rc.11} &= \frac{\lambda_x}{E'_{sx}\mu_x + E'_{sp}\mu_p} + \frac{\cos^2 \alpha}{E_b}, \\ \tilde{C}_{rc.12} &= 0, \\ \tilde{C}_{rc.13} &= \frac{\lambda_x \operatorname{ctg} \alpha}{E'_{sx}\mu_x + E'_{sp}\mu_p} - \frac{\sin 2\alpha}{2E_b}, \\ \tilde{C}_{rc.22} &= \frac{\lambda_y}{E'_{sy}\mu_y} + \frac{\sin^2 \alpha}{E_b}, \\ \tilde{C}_{rc.23} &= \frac{\lambda_y \operatorname{tg} \alpha}{E'_{sy}\mu_y} - \frac{\sin 2\alpha}{2E_b}, \\ \tilde{C}_{rc.33} &= \frac{\lambda_x \operatorname{ctg}^2 \alpha}{E'_{sx}\mu_x + E'_{sp}\mu_p} + \frac{\lambda_y \operatorname{tg}^2 \alpha}{E'_{sy}\mu_y} + \frac{1}{E_b} \left(\frac{2}{\bar{\nu}_n} - 1 \right). \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

В формулах (10) средними модулями деформаций арматуры E'_{si} , $i=x,y$ учитывается влияние растянутого бетона на участке между трещинами на деформации арматуры. При частично нарушенном сцеплении $E'_{si} > E_{si}$, при полностью нарушенном $E'_{si} = E_{si}$. Если $\sigma_{si} > \sigma_{si,el}$, то при вычислении средних модулей деформаций арматуры учитываются пластические деформации стержней на участке между трещинами.

Расчетная схема балок-стенок и схема нагружения показаны на рис. 3.

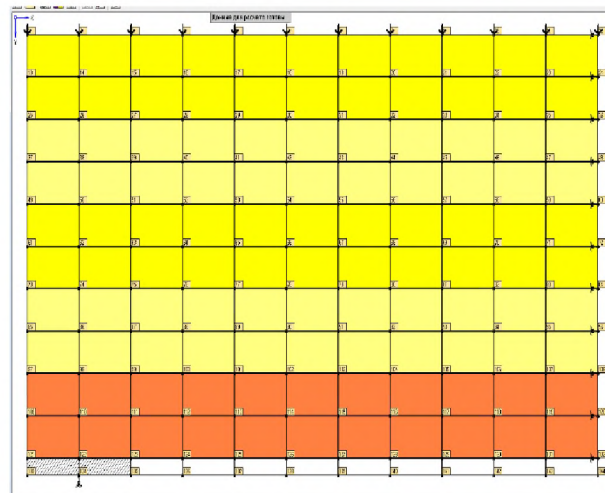


Рис. 3

При назначении расчетной схемы учитывалась симметрия конструкции и нагрузки. Симметричная часть балки-стенки была разбита на 110 прямоугольных

конечных элементов со 135 узлами. Типы конечных элементов на рис. 3 выделены тоном и отличаются коэффициентами

армирования в направлении оси x . Коэффициенты армирования конечных элементов представлены в табл. 2.

Т а б л и ц а 2

Номера конечных элементов	Коэффициент армирования в направлении оси x	Коэффициент армирования в направлении оси y
1...22	0,01	0,01
23...44	0,0001	0,01
45...66	0,01	0,01
67...88	0,0001	0,01
89...110	0,0616	0,01

Загружение балок-стенок осуществлялось ступенями равномерно-распределенной нагрузки интенсивностью 20 кН/м для балки-стенки БС-1 и 40 кН/м для балки-стенки БС-2. Подъем нагрузки до разрушения включал 14 ступеней для балки-стенки БС-1 и 24 для балки-стенки БС-2. На рис. 4 показаны кривые зависимости прогиба балок-стенок от внешней нагрузки.

Нагрузка трещинообразования составила для балки-стенки БС-1 40 кН/м, первые трещины появились в нижнем ряду конечных элементов (КЭ) с номерами 108,109,110. Для балки-стенки БС-2 нагрузка трещинообразования составила 100 кН/м, первые трещины появились в нижнем ряду КЭ с номерами 107,108,109,110.

Схема трещинообразования в балке-стенке БС-2 при нагрузке 100 кН/м пока-

зана на рис. 5. Ниже, на рис. 6, для сопоставления приводится схема трещинообразования при нагрузке 100 кН/м в балке-стенке БС-1.

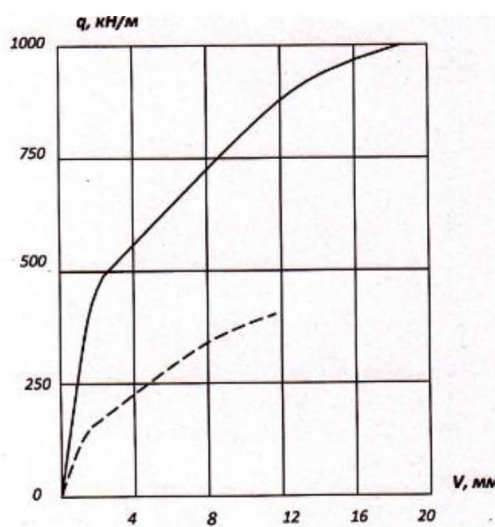


Рис. 4

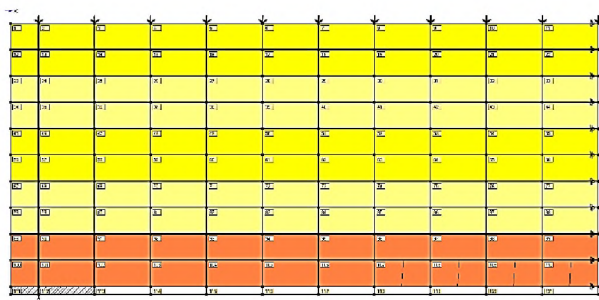


Рис. 5

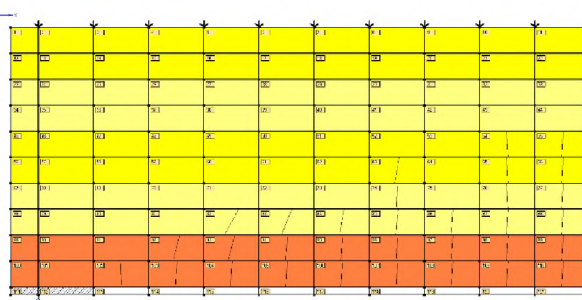


Рис. 6

Балка-стенка БС-1 разрушилась при нагрузке 280 кН/м, схема трещинообразования в стадии разрушения показана на рис. 7. Причиной разрушения явилось исчерпание несущей способности и расслоение сжатого бетона в середине пролета в КЭ с номерами 8, 9, 10, 11 (верхний ряд) и 20, 21, 22 (средний ряд). Исчерпание

прочности бетона сопровождалось текучестью продольной сжатой арматуры. При этом максимальные напряжения в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной (КЭ 110) достигли 320 МПа, что для арматуры класса А500 составляет только 62,5% предела текучести.

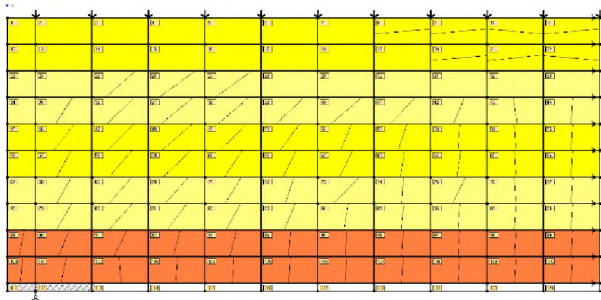


Рис. 7

Механизм разрушения балки-стенки при нагрузке 280 кН/м БС-2 (рис. 8) носил принципиально иной характер. Разрушение конструкции сопровождалось текучестью продольной растянутой арматуры, при этом напряжения в бетоне сжатой зоны не дос

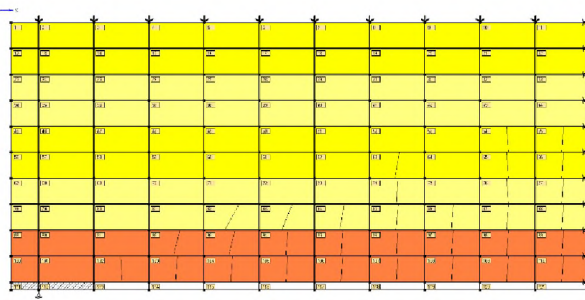


Рис. 8

тигли призмической прочности. Текучесть продольной растянутой арматуры началась при нагрузке 580 кН/м в нижнем ряду КЭ с номерами 108, 109, 110. Схема трещинообразования в этот момент показана на рис. 9.

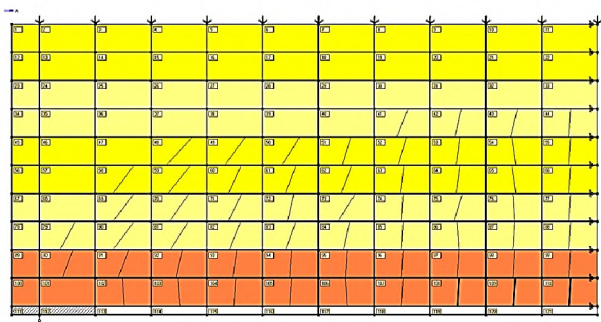


Рис. 9

Дальнейшее увеличение нагрузки сопровождалось увеличением числа конечных элементов, где напряжения в арматуре достигли предела текучести. При нагрузке 680 кН/м текучесть арматуры отмечается во втором ряду КЭ с номерами 95...99. Исчерпание несущей способности конструкции произошло при нагрузке 960 кН/м и сопровождалось существенным, на 16,5%, увеличением прогиба на последней ступени нагружения и резким ухудшением сходимости итерационного процесса. При этом текучесть арматуры имела место практически по всему нижнему поясу балки-стенки (в КЭ с номерами 103...110 в нижнем ряду и в КЭ с номерами 93...99 во втором ряду).

Схема трещинообразования в балке-стенке БС-2 при разрушении показана на рис. 10.

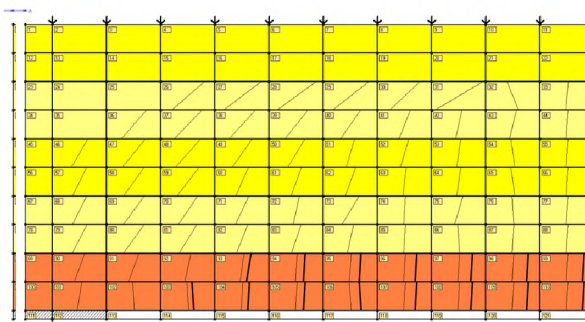


Рис. 10

ВЫВОДЫ

1. Проведенный анализ показывает, что прочность бетона оказывает существенное влияние на механизм разрушения балки-стенки. Если прочность бетона недостаточна, разрушение конструкции не сопровождается текучестью продольной арматуры и ее прочностные свойства в конструкции используются не полностью.

2. Применение высокопрочного бетона в балках-стенках обеспечивает полное использование прочностных свойств арматуры. При этом несущая способность и деформированное состояние конструкций могут быть надежно оценены путем компьютерного моделирования на базе нелинейной деформационной модели.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Воронин З.А.* Конечно-элементный анализ напряженно-деформированного состояния железобетонных балок-стенок с трещинами // *Academia. Архитектура и строительство*. – 2007, № 3. С. 94...96.
2. *Карпенко Н.И.* Общие модели механики железобетона.– М.: Стройиздат, 1996.
3. *Карпенко С.Н., Петров А.Н., Евсеева А.В.* Диаграммы-изохроны высокопрочного модифицированного бетона // *Ученые записки Петрозаводского гос. ун-та. Серия: Естественные и технические науки*. – 2013, №6(135). С. 65...67.

REFERENCES

1. *Voronin Z.A.* Konechno-jelementnyj analiz naprjazhenno-deformirovannogo sostojanija zhelezobetonnyh balok-stenok s treshhinami // *Academia. Arhitektura i stroitel'stvo*. – 2007, № 3. S.94...96.
2. *Karpenko N.I.* Obshhie modeli mehaniki zhelezobetona.– M.: Strojizdat, 1996.
3. *Karpenko S.N., Petrov A.N., Evseeva A.V.* Diagrammy-izohrony vysokoprochnogo modifitsirovanogo betona // *Uchenye zapiski Petrozavodskogo gos. un-ta. Serija: Estestvennyye i tehicheskie nauki*. – 2013, №6(135). S.65...67.

Рекомендована Ученым советом НИИСФ РААСН . Поступила 03.04.17.
