

АСПЕКТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОПЫТНЫХ ОБРАЗЦОВ-БАЛОК ИЗ КЕРАМЗИТОБЕТОНА НА КАРБОНАТНОМ ПЕСКЕ

Столевич О.И., студентка гр. КПГС-503м. Научный руководитель - Костюк А.И., профессор

В статье рассматриваются вопросы исследования напряженно-деформированного состояния опытных образцов-балок из керамзитобетона на карбонатном песке.

Современные методы расчета железобетонных конструкций используют диаграммы деформирования бетона с ниспадающей ветвью (рис. 1).

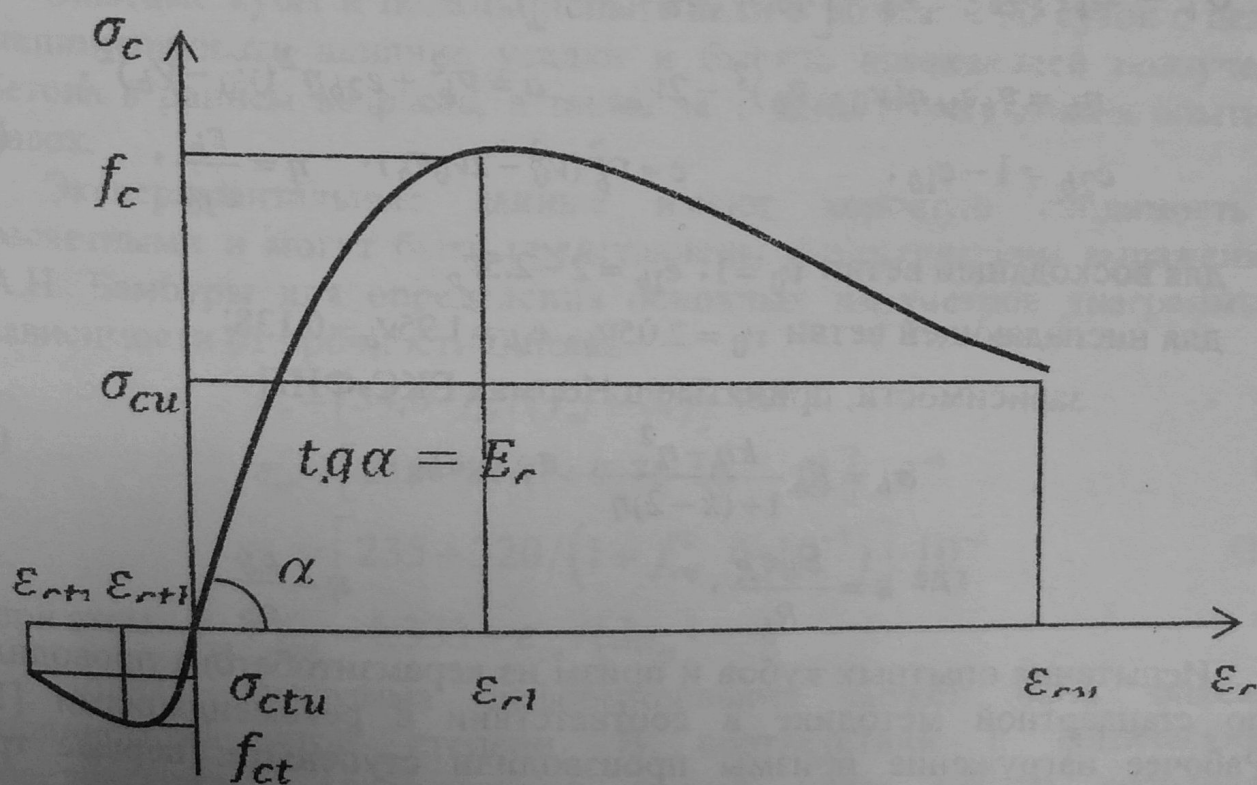


Рис. 1. Диаграмма деформирования бетона при однократном кратковременном нагружении.

Во многих работах была доказана идентичность диаграмм деформирования бетона, полученных при испытании бетонных призм и бетонных образцов на изгиб.

Существует множество вариантов математического описания диаграммы деформирования бетона:

- степенной закон Бюльфингера

$$\sigma_b = A \varepsilon_b^k; \quad (1)$$

- уравнение Онищика Л.И.

$$\sigma_b = 1,1 R_b \left[1 - \frac{1}{\exp(0,9 E_b \varepsilon_b / R_b)} \right]; \quad (2)$$

- зависимости Ш. Поповича

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{\eta \gamma}{1 + (\gamma - 1) \eta^{\gamma - 1}} \quad \eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \quad \gamma = \frac{E_b \varepsilon_{bR}}{R_b}; \quad (3)$$

- Полином пятой степени

$$\sigma_c = f_{(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k; \quad (4)$$

- зависимости Гуци Ю.Л., Зака М.Л.

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{\eta \gamma}{1 + (\gamma - 1)(0,75 \eta + 0,25 \eta^2)^{1,5 \gamma - 1}}, \quad \eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}}, \quad \gamma = \frac{E_b \varepsilon_{bR}}{R_b}; \quad (5)$$

- зависимости Карпенко Н.И., Мухамеддиева Т.А.

$$\sigma_b = E_b \bar{\nu}_b \varepsilon_b, \quad \bar{\nu}_b = \left[\eta_b + \sqrt{\eta_b^2 - 4ac} \right] / 2a, \quad \bar{\nu}_b = R_b / (\varepsilon_{Rc} E_b),$$

$$\eta_b = \bar{\nu}_b e_{1b} \eta (v_0 - \bar{\nu}_b)^2 - 2\bar{\nu}_b, \quad a = \bar{\nu}_b^2 + e_{2b} \eta^2 (v_0 - \bar{\nu}_b)^2,$$

$$e_{2b} = 1 - e_{1b}, \quad c = \bar{\nu}_b^2 (v_0^2 - 2v_0 \bar{\nu}_b), \quad \eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{Rc}}; \quad (6)$$

для восходящей ветви $v_0 = 1$, $e_{1b} = 2 - 2,5 \bar{\nu}_b$,

для ниспадающей ветви $v_0 = 2,05 \bar{\nu}_b$, $e_{1b} = 1,95 \bar{\nu}_b - 0,138$;

- зависимости, принятые в Нормах ЕКС-ФИП

$$\sigma_b = R_b \frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \eta}, \quad \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bu}; \quad (7)$$

$$\text{где } k = \frac{E_b \varepsilon_R}{R_b},$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_R}.$$

Испытания опытных кубов и призм из керамзитобетона проводили по стандартной методике в соответствии с рекомендациями [1]. Рабочее нагружение призмы производили ступенями: первые три ступени нагрузки принимались по $0,05 F_{\max}$, последующие - по $0,1 F_{\max}$ с выдержкой каждой ступени по 5...10 мин., при общей продолжительности испытаний не менее 45 мин. При достижении нагрузки, равной $0,8 F_{\max}$, призму доводили до разрушения. Таким образом, в результате испытаний были получены

данные, описывающие только восходящую ветвь диаграммы $\sigma_k - \epsilon_s$ (рис. 2) без применения специального оборудования.

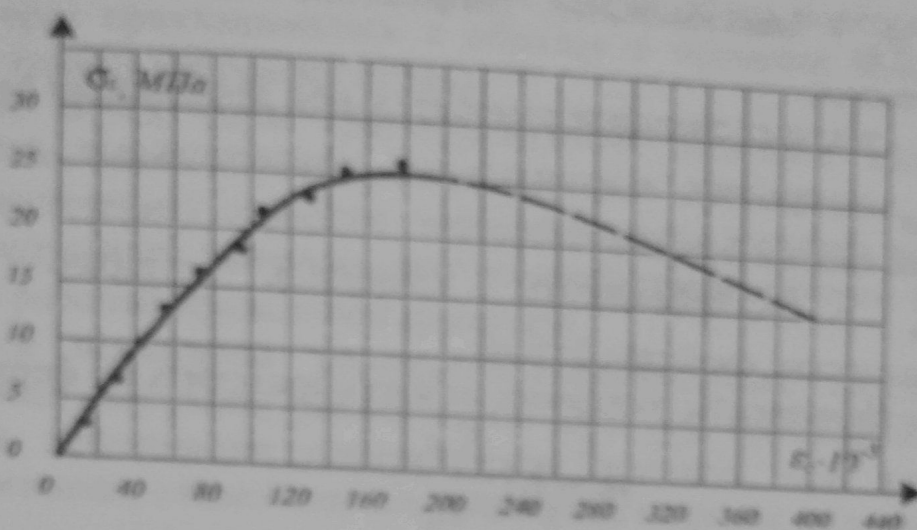


Рис. 2. Зависимость $\sigma_k - \epsilon_s$ для бетона класса C20/25

• - экспериментальные значения; — — — - расчетные значения;

Опытные кубы и призмы испытывали в возрасте 90 суток с целью минимизировать влияние усадки и быстро натекающей ползучести бетона в раннем возрасте, а также за 1 день до испытания опытных балок.

Экспериментальные данные имеют хорошую сходимость с расчетными и могут быть представлены аналитическим выражением А.Н. Бамбуры для определения основных параметров диаграммы в зависимости от прочности бетона.

$$E_s = [54,6 \cdot f_{sd} / (f_{sd} + 20)] \cdot 10^{-5} \quad (8)$$

$$\epsilon_{sd} = [235 - 81 / (1 + 7,75 \cdot 10^{-4} \cdot f_{sd}^2)] \cdot 10^{-5} \quad (9)$$

$$\epsilon_{su} = [235 + 320 / (1 + f_{sd}^2 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5} \quad (10)$$

при этом $\sigma_{su} / f_{sd} = 1,333 - \epsilon_{su} / (3\epsilon_{sd})$

Полная диаграмма деформирования может быть описана полиномом пятой степени. В соответствии с физическими предположениями (прохождение кривой через начало координат, текущий модуль при $\sigma_s = 0,3R_s$ равен E_s , при $\epsilon = \epsilon_{su}$; $\sigma_s = R_s$ кривая на всем диапазоне от $\epsilon = 0$ до $\epsilon = \epsilon_{su}$ имеет один экстремум при

$\epsilon = \epsilon_{1R}$). Для её описания принят полином пятой степени в виде:

$$\sigma_b = \sigma_{bR} \sum_{k=1}^3 a_k \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bR}} \right)^k \quad (11)$$

где: σ_{bR} - максимальное напряжение сжатия бетона в вершине диаграммы;

ε_b - текущее значение относительной деформации сжатия;

ε_{bR} - средние максимальные относительные деформации при осевом сжатии бетона;

a_k - коэффициенты полинома, которые характеризуют механические свойства бетона.

Коэффициенты полинома можно определить по формулам:

$$a_1 = 1,1 \frac{E_b \varepsilon_{bR}}{R_b} \quad (12)$$

$$a_3 = \frac{F_1 (\gamma - 1)^2 \gamma^2 - F_2}{2\gamma^2 F_3} \quad (13)$$

$$a_4 = \frac{F_1 - 2a_3 (10\gamma^3 - 9\gamma + 2)}{2(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)} \quad (14)$$

$$a_2 = 1 - a_1 - a_3 - a_4 - a_5 \quad (15)$$

$$a_5 = a_1 - 2a_4 - 3a_3 - 2 \quad (16)$$

где:

$$F_1 = K_2 + 2a_1(2 - 3\gamma) + 12\gamma - 6,$$

$$F_2 = 2 \left[\beta + a_1 \gamma (2\gamma - \gamma^2 - 1) + \gamma^2 (2\gamma - 3) \right] (6\gamma^2 - 6\gamma + 1),$$

$$F_3 = (10\gamma^3 - 9\gamma + 2)(\gamma - 1)^2 - (\gamma^3 - 3\gamma + 2)(6\gamma^2 - 6\gamma + 1),$$

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bR}}, \quad \beta = \frac{\sigma_{bu}}{R_b},$$

$K_2 = 2,7(\varepsilon_{bu} / \varepsilon_{bR}) - 6,1 - 0,05 / (\varepsilon_{bu} / \varepsilon_{bR} - 1)^2$ — условие кривой в конце диаграммы.

В соответствии с рекомендациями [1] испытание железобетонных балок осуществлялось следующим образом:

- при кратковременном испытании нагрузка подавалась ступенями: до появления первой наклонной трещины по $(0,04 \dots 0,06)V_{ult}$, затем - по $(0,08 \dots 0,12)V_{ult}$ до развития предельно допустимых прогибов и, наконец, - по $(0,04 \dots 0,06)V_{ult}$ до разрушения или достижения заданного уровня нагружения. Выдержка нагрузки на каждой ступени составляла

15 мин. со всеми измерениями в начале и в конце каждой ступени нагружения.

В качестве несущей способности балок принималась максимальная нагрузка, которая прикладывалась к образцу в процессе испытания (максимум на кривой деформирования).

Разрушение балки (при кратковременном действии нагрузки) определялось как такое состояние, при котором происходило резкое изменение (увеличение) скорости деформирования сжатого волокна образца со следующим выколом или раздроблением сжатого бетона или текучести рабочей продольной арматуры.

В процессе испытаний керамзитожелезобетонных балок при кратковременных нагрузках, фиксировали нагрузку, прикладываемую к образцу, и деформации определенных волокон, при которых появлялись трещины, отслеживалось изменение ширины их раскрытия и высота.

Для определения деформаций произвольного волокна балки (в том числе и деформаций арматуры) использовалась гипотеза плоских сечений. При определении деформаций верхнего и нижнего волокна балок были учтены искривления их продольной оси.

Переход от измеренных в опыте деформаций к напряжениям в арматуре осуществляли по методике [2] с помощью закона Гука. В тех случаях, когда деформации крайних верхних и нижних волокон в стержнях превышают значения, отвечающие пределу пропорциональности, используется фактическое значение E_s из диаграммы « $\sigma_s - \varepsilon_s$ ». Таким образом,

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_{s, \text{верхн.}} + \varepsilon_{s, \text{нижн.}}}{2} \cdot E_s; \quad (17)$$

$$M_s = \frac{\varepsilon_{s, \text{верхн.}} + \varepsilon_{s, \text{нижн.}}}{2} \cdot E_s \cdot W_s; \quad (18)$$

$$Q_s = \frac{dM_s}{dx}; \quad (19)$$

$$W_s = \frac{\pi \cdot d_s^3}{32}. \quad (20)$$

Выводы

1. Опытные образцы-балки позволяют изучить принципиальный механизм деформирования, трещинообразования и разрушения без

привлечения теории подобия для переноса полученных результатов на другие подобные элементы.

2. Нагружение опытных балок, как наиболее распространенный способ испытания строительных конструкций, дает возможность прогнозировать место возникновения наклонных трещин и рационально использовать имеющееся измерительное оборудование.

3. Конструкция опытных образцов позволяет в полной мере изучить напряженно-деформированное состояние, трещиностойкость и прочность исследуемых элементов.

Литература

1. СНиП П-А.1.1, И.Б.2.2, П-В.4, СН 35-68). ГОСТ 11024-64
2. Митрофанов В.П. Кинематические расчётные схемы железобетонных элементов на стадии разрушения при поперечном изгибе / В.П. Митрофанов // Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций и их внедрение в сельскохозяйственное строительство. Тез. докл. респ. конф. – Полтава, 1982. – С. 120-121.
3. Легкие бетона. Проектирование и технология. А. Шорт, П. В. Аблес, Бархден Рой и др. Пер. с англ. Подред. Ярмановского В. Н.: Стройиздат, 1981. – 240с.
4. Костюк А.Н., Столевич, А.С., Макаров С. В. Влияние структуры на прочностные и деформативные свойства керамзитобетона на карбонатном песке // Строительные конструкции: Респ. межведомств. науч. – техн. сб – Киев.: Будівельник, 1991. – С. 104 – 107.
5. Бужевич Г. А. Корнеев Н. А. Керамзитобетон. – М.: Госстройиздат, 1963. – 236с.