

Л. Б. КРАВЦИВ, Е. В. ЧЕРЕМИСИНА (Украинская государственная академия железнодорожного транспорта)

ДЕФОРМАТИВНЫЕ И ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА СТАЛЕБЕТОННЫХ БАЛОК ПРИ СИЛОВЫХ И ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Запропоновано методику розрахунку границі вогнестійкості навантажених сталобетонних балок. Бетон подано трифазним середовищем: твердий несучий матеріал (кістяк); сукупність рідких включень у порах; газ у порах. Розраховуються температурні поля в перерізі балок з урахуванням внутрішньої рухливої границі паротворення; досліджується напружено-деформований стан балок з урахуванням двохосного напружено-деформованого стану бетону.

Предложена методика расчета предела огнестойкости нагруженных сталобетонных балок. Бетон представлен трехфазной средой: твердый несущий материал (скелет); совокупность жидких включений в порах; газ в порах. Рассчитываются температурные поля в сечении балок с учетом внутренней подвижной границы парообразования; исследуется напряженно-деформированное состояние балок с учетом двухосного напряженного состояния бетона.

The procedure of a limit fire-strength of the loaded steel-concrete beams. Concrete is submitted by the three-phase environment: a firm bearing material (skeleton); set of liquid inclusions in interstices; gas in interstices. The temperature fields in section of a beams pays off in view of internal border of steam formation; the condition of a beams with the account double intense condition of concrete is investigated tensely-deformed.

На сегодняшний день при строительстве зданий и сооружений широко применяются конструкции с несущими элементами из сталобетона. При их проектировании необходимо учитывать не только требования прочности, жесткости и устойчивости, но и противопожарной безопасности. А для этого необходимо уметь рассчитывать предел огнестойкости конструкций и их элементов.

Цель работы состоит в разработке методики расчета предела огнестойкости сталобетонных балок с различными условиями закрепления.

Рассмотрим сталобетонные балки, находящиеся под действием равномерно распределенной нагрузки и равномерного огневого воздействия со стороны стального листа. Температура изменяется вдоль оси «у» по закону стандартного пожара $T_{(f)}$ [2] (рис. 1 а, б, в).

Соединение составляющих компонентов сталобетонной балки в поперечном направлении считается абсолютно жестким, т. к. стальной лист обладает малой изгибной жесткостью. В продольном направлении – связи упругоподатливы. Влиянием поперечной силы на величину нормальных напряжений будем пренебрегать.

Согласно [4] приведем бетон к условию изотропной мгновенно упругой сплошной среде.

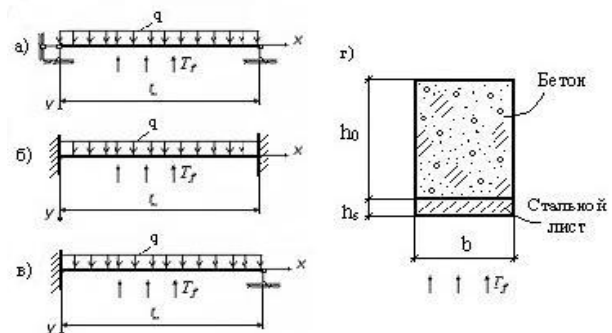


Рис. 1. Схемы воздействия на сталобетонные балки (а, б, в); поперечное сечение балок (z)

Обобщенные интегральные модули деформации сжатой и растянутой зон сечения при температуре 20 °С имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} E_b &= 3 \sum_{k=1}^N A_k (\varepsilon'_b)^{(k-1)} / (k+2); \\ E_{bt} &= 3 \sum_{k=1}^N A_{tk} (\varepsilon'_b)^{(k-1)} / (k+2) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где A_k, A_{tk} – коэффициенты, определяемые из условий минимума квадратичных отклонений, экспериментально полученных значений деформаций и посчитанных с использованием полинома четвертой степени ($k = 4$).

Будем предполагать, что при нормальной температуре, т. е. до начала действия пожара, балка работает без трещин в растянутой зоне бетона. Обозначим через T^* температуру, при которой появляется первая трещина. Критерием образования трещин будем считать достижение в растянутых волокнах бетона предельного напряжения при растяжении R_{bt} (рис. 2).

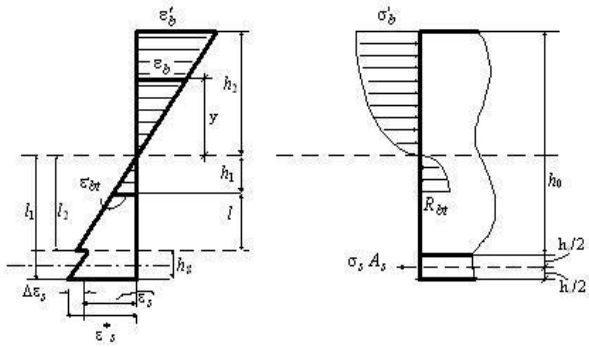


Рис. 2. Напряжения и деформации в сечении сталебетонного элемента

Дифференциальное уравнение изогнутой оси балки записываем в следующем виде:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(D \frac{d^2 w}{dx^2} - M_T \right) = q, \quad (2)$$

где

$$D = \int_{-h_1}^0 \frac{E_{bt}(T)}{(1-\nu_{bt})^2} y^2 dy + \int_{h_1}^{h_2} \frac{E_b(T)}{(1-\nu_b)^2} y^2 dy + \int_{-l_1}^{-l_2} \frac{E_s(T)}{(1-\nu_s)^2} y^2 dy, \quad (3)$$

$$M_T = - \int_{-h_1}^0 \frac{\alpha_{bt} E_{bt}(T)(T-T_0)}{3(1-\nu_{bt})} y dy - \int_0^{h_2} \frac{\alpha_b E_b(T)(T-T_0)}{3(1-\nu_b)} y dy - \int_{-l_1}^{-l_2} \frac{\alpha_s E_s(T)(T-T_0)}{3(1-\nu_s)} y dy, \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} E_b(T) &= E_b \beta_b(T); \\ E_{bt}(T) &= E_{bt} \beta_b(T); \\ E_s(T) &= E_s \beta_s(T). \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Зависимости прочностных характеристик бетона и стали от температуры $\beta_b, \gamma_b, \gamma_{bt}, \beta_s, \gamma_s$ приведены в работе [1]. Коэффициент Пуассона ν_b и коэффициент теплового расширения α_b тяжелого бетона в диапазоне температур (20...600) °С можно считать постоянными и примерно равными: $\nu_b = 0,2$; $\alpha_b = 10^{-5}$ °С⁻¹.

При температуре 700 °С коэффициент α_b увеличивается до $1,5 \cdot 10^{-5}$ °С⁻¹. Для стали $\nu_s = 0,3$; $\alpha_s = 1,3 \cdot 10^{-5}$ °С⁻¹. Численные значения прочностных характеристик при 20 °С принимаются согласно [3].

В диапазоне температур

$$T_0 \leq T_f \leq T^*, \quad D = \text{const}, \quad M_T = \text{const}.$$

Решение дифференциального уравнения (2) для шарнирно-опертой балки будет следующим:

$$W(x) = \frac{q}{24D} [x^2(x-2l) + l^3] + \frac{M_T}{2D} x(l-x). \quad (6)$$

Для второй производной будем иметь

$$w''(x) = \frac{q}{2D} x(l-x) - \frac{M_T}{D}, \quad (7)$$

Наибольшая кривизна будет достигаться на середине балки при $x = L/2$

$$k_* = \max w''(x) = w''(L/2) = \frac{qL^2}{8D} - \frac{M_T}{D}. \quad (8)$$

Отметим, что коэффициент жесткости D и температурный момент M_T пока не определены, так как неизвестно положение нейтральной поверхности (расстояние h_1).

В случае одноосного изгиба расстояния h_1, h_2 (высота растянутой и сжатой зон) определяются условиями:

1) равенство нулю суммарных усилий в любом сечении сталебетонной балки

$$\int_{-h_1}^{h_2} \sigma_1 dy + \int_{-l_1}^{-l_2} \sigma_{s1} dy = 0, \quad l_1 = l_2 + h_s; \quad (9)$$

2) на границе зоны трещиноватости напряжение в бетоне равно критическому напряжению по растяжению R_{bt}

$$y = -h_1: \sigma_{bt1} = \frac{E_{bt}}{1-\nu_b^2} \varepsilon_{bt11} = R_{bt}, \quad \varepsilon_{bt11} = h_1 y'' . \quad (10)$$

Высота зоны трещиноватости бетона l связана с начальной толщиной бетона h_0 соотношением

$$l = h_0 - (h_1 + h_2). \quad (11)$$

Учитывая, что в отсутствие трещин $h_2 = h_0 - h, l = 0$, из условия (9) получаем следующее уравнение относительно неизвестного расстояния h_1 :

$$\int_{-h_1}^{h_0-h_1} \frac{E_b}{1-\nu_b^2} y dy + \int_{-(h_1+h_s)}^{-h_1} \frac{E_s}{1-\nu_s^2} y dy = 0. \quad (12)$$

Это уравнение с учетом зависимостей:

$$\begin{aligned} E_b(T) &= E_b(20^\circ\text{C})\beta_b(T); \\ E_s(T) &= E_s(20^\circ\text{C})\beta_s(T); \\ \nu_b &\cong \text{const}, \quad \nu_s \cong \text{const}, \end{aligned} \quad (13)$$

можно представить в виде

$$\begin{aligned} \varepsilon \int_{-h_1}^{h_0-h_1} \beta_b(T) y dy + \int_{-(h_1+h_s)}^{-h_1} \beta_s(T) y dy &= 0; \\ \varepsilon &= \frac{E_b(20^\circ\text{C})}{1-\nu_b^2} \frac{1-\nu_s^2}{E_s(20^\circ\text{C})}. \end{aligned} \quad (14)$$

Учитывая, что

$$\begin{aligned} E_b(20^\circ\text{C}) &\approx 10^4 \text{ МПа}, \quad E_s(20^\circ\text{C}) \approx 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}, \\ \nu_b &\approx 0,2, \quad \nu_s \approx 0,3, \end{aligned}$$

получаем, что уравнение (14) содержит малый параметр

$$\varepsilon : \varepsilon \approx 1/20 = 0,05, \ll 1.$$

Следствием этих соотношений является также неравенство $h_1 \ll h_0$, то есть нейтральная поверхность располагается вблизи стального листа. Разлагая интегралы в (14) в ряды, получим с точностью до линейных членов по малому параметру ε

$$\begin{aligned} \varepsilon \left[\int_0^{h_0} \beta_b(T) y dy - \beta_b(T_{\text{хол}}) h_0 h_1 \right] - \\ - \beta_s(T_f) \frac{h_s^2}{2} - \beta_s(T_f) h_s h_1 = 0. \end{aligned} \quad (15)$$

Окончательно для h_1 получаем выражение

$$h_1 = \frac{\left[\varepsilon \int_0^{h_0} \beta_b(T) y dy - \beta_s(T_f) \frac{h_s^2}{2} \right]}{\left[\varepsilon \beta_b(T_{\text{хол}}) h_0 + \beta_s(T_f) h_s \right]}, \quad (16)$$

где $T_{\text{хол}}$ – температура на верхней части балки, не подверженной огневому воздействию.

Из условия (10) следует, что первые трещины будут образовываться в середине пролета балки ($x = L/2$). Температура T^* и момент времени t_* начала трещинообразования будут определяться условием

$$\begin{aligned} \sigma_{bt1}(-h_1) &= \frac{E_b(20^\circ\text{C})}{1-\nu_b^2} \times \\ &\times \beta_b(T_*) h_1 y'' \left(\frac{L}{2} \right) = R_{bt}(T_*). \end{aligned} \quad (17)$$

Подставляя $w''(L/2)$ из (8) получим следующее уравнение для определения T^* , а тем самым и момента времени t_*

$$\begin{aligned} \frac{E_b(20^\circ\text{C})}{1-\nu_b^2} \beta_b(T^*) h_1 \frac{qL^2 + 8M_T}{8D} = \\ = R_{bt}(20^\circ\text{C}) \gamma_{bt}(T^*). \end{aligned} \quad (18)$$

Обратим внимание, что в этом соотношении параметры h_1, D, M_T также являются функциями температуры T^* .

С ростом температуры огневого воздействия возможно разрушение бетона в зоне сжатия за счет уменьшения его прочностных свойств. Условие отсутствия разрушения бетона относительно деформаций сжатия формулируется в виде

$$\begin{aligned} \sigma_{b1}(y) = \frac{E_b(20^\circ\text{C})}{1-\nu_b^2} y y'' \left(\frac{L}{2} \right) < R_b(T) = \\ = R_{bt}(20^\circ\text{C}) \gamma_{bt}(T^*). \end{aligned} \quad (19)$$

при $0 \leq y \leq h_0 - h_1$. Это условие в явном виде можно записать как

$$\frac{E_b(20^\circ\text{C})}{1-\nu_b^2} \cdot \frac{qL^2 + 8M_T}{8D} \beta_b(T) x_3 < R_b(20^\circ\text{C}) \gamma_b(T), \quad (20)$$

Наконец, нагрев стального листа может привести к его пластической деформации, а значит к потере несущей способности. Условие, при котором стальной лист сохраняет прочностные свойства, имеет вид

$$\begin{aligned} \sigma_{s1}(T_f) = \frac{E_s(20^\circ\text{C})}{1-\nu_s^2} \cdot \frac{qL^2 + 8M_T}{8D_1} \beta_s(T_f) h_1 < \\ < \sigma_T(T) = \sigma_T(20^\circ\text{C}) \gamma_s(T). \end{aligned} \quad (21)$$

Аналогично были получены решения для двух других балок (рис. 1 б, в).

По предложенной методике были проведены численные оценки огнестойкости сталебетонных балок с размерами $h_0 = 0,1$ м, $L = 0,5$ м, $h_s = 4$ мм, толщина воздушного зазора между сталью и бетоном $h_b = 0$.

Результаты оценок приведены в табл. 1 для наиболее прочной марки обычного тяжелого бетона В50.

Остаточная прочность по сжатию нагруженных сталебетонных балок при $R_b(20\text{ }^\circ\text{C}) = 27,5\text{ МПа}$,
 $R_{bt}(20\text{ }^\circ\text{C}) = 1,55\text{ МПа}$, $E_b(20\text{ }^\circ\text{C}) = 40000\text{ МПа}$,

Остаточная прочность при температуре стали				
загрузка 50 т/м ²	200 °С, %	300 °С, %	400 °С, %	500 °С, %
Значение остаточной прочности для шарнирно – опертой балки	78,0	56,3	41,5	20,1
Для защемленной балки	83,0	61,4	43,3	21,1
Для балки, защемленной с одной стороны и шарнирно – опертой с другой	80,5	58,7	42,3	22,3

На основании полученных результатов можно сделать следующие выводы:

1) остаточная прочность балки зависит от условий закрепления;

2) различие в остаточной прочности заметно проявляется при небольших температурах: при температуре стального листа 200...300 °С остаточная прочность в балке, защемленной с двух сторон, на 20 % больше, чем в шарнирно-опертой балке, а при температуре 500 °С – на 2 %.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Чихладзе Э. Д. Огнестойкость бетонных и сталебетонных конструкций / Чихладзе Э. Д., Жа-

кин А. И., Веревичева М. А. – Харьков: ХарГАЖТ, 2000. – Вып. 40. – 97с.

2. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1986. – 40с.

3. СНиП 2.03.04 – 84. Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. – М., 1985. – 53с.

4. Чихладзе Э. Д. Теория деформирования сталебетонных плит / Э. Д. Чихладзе, А. Д. Арслаханов // Межвуз. сб. научн. тр. ХарГАЖТ, 1996. – Вып. 27. – С. 4–39.

Поступила в редколлегию 16.10.2006.