

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сахновский К.В. Железобетонные конструкции / -8-е изд., Москва: Государственное издательство литературы по строительству, 1961 – 840 с.
2. ANSYS 18.1 Help Documentation.
3. Еврокод 2 Проектирование железобетонных конструкций Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250).

УДК 69.059.22:614.84

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ПОВРЕЖДЕННЫХ ПОЖАРОМ

КУРЛАПОВ Д.В.

Военный институт (инженерно-технический)
Санкт-Петербург, Россия

В результате пожаров в зданиях повреждаются конструкции вплоть до полного разрушения. Степень огневого воздействия на железобетонные конструкции зависит от материалов, размеров, температуры и длительности пожара. Для принятия решения по использованию конструкций, подвергшихся, огневому воздействию при пожаре производят техническое обследование пострадавшего здания. Целью технического обследования является определение остаточной несущей способности поврежденных пожаром конструкций и определение методов и способов усиления железобетонных конструкций.

The most complex task is the calculation of fire damage degree under the inflammations of reinforced concrete structures. Heterogeneity of reinforced concrete components under heating leads to the various temperature deformations, it breaks the links between cement stone, coarse and fine aggregates, as well as its links with reinforcement. As a result there are irreversible changes of mechanical properties compression and tensile stress reduction, additional deflections, occurring in the reinforced concrete elements. Changes of the mechanical properties of concrete un-

der its heating and subsequent cooling are currently estimated rather approximately. This fact makes it difficult to determine bearing capacity of reinforced concrete elements, exposed to the fire influence under inflammation and to the subsequent cooling, especially for the compression struts. After the inflammation there are generally no accurate data about the temperature of structure heating and the duration of inflammation. One has to judge about by the condition and color of the surface of reinforced concrete structures after the fire influence. It reduces determination accuracy of the retained strength of reinforced concrete elements, especially steel ones, after the inflammation.

Наиболее сложным является учет степени огневого повреждения железобетонных конструкций. Разнородность материалов, составляющих железобетон, при нагреве приводит к разным температурным деформациям, нарушает связь между цементным камнем, крупным и мелким заполнителем, а также с арматурой. В результате в железобетонных элементах происходят необратимые изменения механических свойств, снижение прочности на сжатие и растяжение, дополнительные прогибы.

Изменения механических свойств бетона при его нагреве и последующем охлаждении в настоящее время оцениваются очень приблизительно. Это затрудняет определение несущей способности железобетонных элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению. Обычно после пожара нет точных данных о температуре нагрева конструкций и продолжительности пожара. Приходится судить об этом по состоянию и цвету поверхности железобетонных конструкций после огневого воздействия пожара на них. Это снижает точность определения остаточной прочности железобетонных элементов после пожара, особенно стальных.

При нагреве железобетона свыше 60°C тепловые деформации бетона и арматуры становятся различными и в них появляются дополнительные напряжения: в бетоне растягивающие, в арматуре сжимающиеся. Проявляются и различие тепловых деформаций цементного камня и крупного заполнителя. При нагреве бетона свыше 100°C происходит необратимое снижение его механических характеристик (пределов прочности, модуля деформации).

Расчётное сопротивление сжатию слоёв бетона повреждённых огнём, после охлаждения можно определить по формуле

$$R_{bl}^{\circ} = \gamma_{bl}^{\circ} \cdot R_b, \quad (1)$$

где γ_{bl}° – коэффициент снижения расчётного сопротивления бетона сжатию после охлаждения в зависимости от температуры нагрева.

Расчётное сопротивление при растяжении слоёв бетона, повреждённых огнём, определяется по формуле

$$R_{bt.l}^{\circ} = \gamma_{bt.l}^{\circ} \cdot R_{bt}, \quad (2)$$

где $\gamma_{bt.l}^{\circ} = \gamma_{bl}^{\circ} - 0,2(1 + 0,1t)$

t – температура нагрева бетона.

Начальный модуль упругости бетона, подвергавшегося нагреву и последующему охлаждению, определяют по формуле

$$E_{bl}^{\circ} = \beta_b \cdot E_b, \quad (3)$$

где β_b – коэффициент снижения модуля упругости бетона.

$$\beta_b = 1 - kt. \quad (4)$$

Значение k для тяжёлого бетона равно $0,17 \cdot 10^{-2}$, для керамзитобетона $0,10 \cdot 10^{-2}$. Снижение модуля упругости бетона при нагреве необратимо после охлаждения.

При нагреве бетона свыше 500°C модуль упругости не учитывается в расчётах прочности и деформативности конструкции. Прочностные показатели бетона, подвергшихся огневому воздействию при пожаре, железобетонных элементов зависят от температуры нагрева и длительности огневого воздействия. Арматура, выполненная из горячекатаной стали марок 80С и 30хГ2С класса А-500, при нагреве до 300°C и последующим ее охлаждением также сохраняет свой начальный предел текучести. При дальнейшем ее нагреве до 700°C и последующим охлаждением, предел текучести этих марок сталей уменьшается, соответственно на 40 % и 37 %.

Нагрев арматуры выполненной из обыкновенной арматурной проволоки в диапазоне температур $400...700^{\circ}\text{C}$ и последующим ее

охлаждении приводит к снижению предела текучести от 2 до 40 %. Нагрев арматуры, выполненной из высокопрочной арматурной проволоки, в диапазоне температур 300...700°С и последующим ее охлаждением приводит к снижению ее предела текучести от 5 до 60 %. При нагреве арматура до 250...300°С происходит полная потеря предварительного напряжения арматуры.

При высоких температурах нагрева происходит изменение прочности сцепления арматуры с бетоном. При нагреве стали класса А-400 периодического профиля до 300°С прочность сцепления арматуры с тяжёлым бетоном выше первоначальной, при температуре нагрева 350°С и последующим затем охлаждением прочность сцепления начинает снижаться и при температуре 450°С составляет около 75 % от первоначальной величины. Сцепление арматуры с бетоном после нагрева и последующего охлаждения меньше, чем в не нагретом состоянии.

Значения расчётного сопротивления арматуры растяжению при нагреве и последующем охлаждении определяются по формуле

$$R_{s1}^{\circ} = \gamma_{s1}^{\circ} \cdot R_s, \quad (5)$$

где γ_{s1}° – коэффициент снижения расчетного сопротивления арматуры растяжению в зависимости от температуры нагрева.

Значение расчётного сопротивления арматуры сжатию можно определить по формуле

$$R_{sc}^{\circ} = \gamma_{s1}^{\circ} \cdot \gamma_{s2}^{\circ} \cdot R_s, \quad (6)$$

где γ_{s2}° – коэффициент, учитывающий снижение сцепления арматуры с бетоном после нагрева и охлаждения.

Для стержневой гладкой горячекатаной арматуры

$$\gamma_{s2}^{\circ} = 1 - 0,001t. \quad (7)$$

Для стержневой горячекатаной арматуры периодического профиля

$$\gamma_{s2}^{\circ} = 1 - 0,001 \cdot (0,1 + 0,001t) \cdot t. \quad (8)$$

Модуль деформации арматурной стали после нагрева и последующего охлаждения принимается при $\gamma_{sl}^{\circ} = 1,0$, как для арматуры, не подвергшейся нагреву.

При учёте неравномерности распределения прочности бетона по толщине элемента, подвергнувшегося огневому воздействию пожара, производится приведение неравномерно прогретых слоёв бетона к однородному материалу. Коэффициент приведения частей (бетонных слоёв) сечения элемента повреждённого огнём $\alpha_{bt,i}$, следует принимать пропорциональным отношению прочности бетона рассматриваемого слоя $R_{bt,i}^{\circ}$ к прочности основного слоя $R_{bt,loc}^{\circ}$

$$\alpha_{bt,i} = \frac{R_{bt,i}^{\circ}}{R_{bt,loc}^{\circ}}. \quad (9)$$

Для определения несущей способности железобетонного элемента, подвергнувшегося огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, его поперечное сечение разделяют на слои параллельные поверхности конструкции бывшей под наибольшим воздействием повышенной температуры. Толщина слоев принимается равной: для плит 30...50 мм, для балок и колонн 50...100 мм. Если температура нагрева слоя бетона была не более 60°C, то расчетное сопротивление сжатию этого слоя принимается как для бетона не подвергнувшегося нагреву R_b . При температуре нагрева слоя бетона более 60°C, его расчетное сопротивление сжатию определяется по формуле (1). Если сжатый слой бетона был нагрет свыше 500°C, то его, а также стальную арматуру расположенную в нем, не учитывают в расчетах прочности и деформативности элемента.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, подвергнувшегося огневому воздействию при пожаре, после охлаждения ξ_{RI}° определяется по формуле

$$\xi_{RI}^{\circ} = \frac{\omega_l^{\circ}}{1 + \frac{R_{sl}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega_l^{\circ}}{1,1} \right)}, \quad (10)$$

где ω_l° – характеристика сжатой зоны бетона, подвергшегося нагреву, определяемая по формуле

$$\omega_l^\circ = 0,85 - 0,008\gamma_{bl}^\circ \cdot R_b. \quad (11)$$

В формуле (11) значение γ_{bl}° применяется для наиболее сжатого слоя бетона, учитываемого в расчетах.

При кратковременном воздействии нагрузки принимают $\sigma_{scu} = 400$ МПа, при учете длительного воздействия нагрузка – $\sigma_{scu} = 500$ МПа.

Несущая способность нормального прямоугольного сечения изгибаемого элемента (плиты), подвергшегося нагреву снизу после охлаждения, (при $\xi_l^\circ = \frac{x_t}{h_0} \leq \xi_{Rl}^\circ$ и $x_t < h_l$) определяется по формуле

$$M_u = R_{bl.1}^\circ \cdot b \cdot x(h_0 - 0,5x) + R_{sc.1}^\circ \cdot A'_s(h_0 - a'), \quad (12)$$

где x – высота сжатой зоны, определяемая по формуле

$$x = \frac{R_{s.1}^\circ \cdot A_s - R_{sc.1}^\circ \cdot A'_s}{R_{bl.1}^\circ \cdot b} \leq h_l; \quad (13)$$

$R_{bl.1}^\circ$ – расчетное сопротивление сжатию бетона первого (верхнего) слоя толщиной h_l , вычисляемое по формуле (1);

$R_{s.1}^\circ$ и $R_{sc.1}^\circ$ – расчетные сопротивления растянутой и сжатой арматуры, вычисляемые по формулам (5) и (6).

Если значение x , вычисленное по формуле (13), больше толщины слоя h_l , то несущая способность нормального изгибаемого элемента сечения, подвергшегося нагреву снизу, определяется по формуле

$$M_u = R_{bl.1}^\circ \cdot b h_l (h_0 - 0,5h_l) + R_{bl.2}^\circ \cdot b (x - h_l) [h_0 - 0,5(x - h_l)] + R_{sc.1}^\circ \cdot A'_s (h_0 - a'), \quad (14)$$

где $R_{bl.2}^\circ$ – расчетное сопротивление сжатию бетона 2-го слоя, толщиной h_2 ;

$$x = \frac{R_{s,l}^{\circ} \cdot A_s - R_{sc,l}^{\circ} \cdot A'_s - R_{b_{l,1}}^{\circ} \cdot b h_l}{R_{b_{l,2}}^{\circ} \cdot b} + h_l \leq h_l + h_2. \quad (15)$$

Если значение x , вычисленное по формуле (15), оказывается больше $h_l + h_2$, то в расчет вводится третий слой бетона h_3 и т. д. Если $\xi_l^{\circ} > \xi_{Rl}^{\circ}$, то в формулах (12) и (14) вместо x подставляют $x_R = \xi_{Rl}^{\circ} h_0$. Если нагрев плиты был сверху, $\xi_l^{\circ} \leq \xi_{Rl}^{\circ}$ и температура нагрева верхнего слоя бетона была ниже 500°C , то несущую способность нормального сечения изгибаемого элемента вычисляют по формулам (12) и (14). При нагреве верхнего слоя бетона плиты более 500°C , он, а также сжатая арматура, расположенная в нем, не учитываются в расчете. Если в формулах (13) и (15) значение x получается отрицательным или нулевым, то принимают $A'_s = 0$.

При нагреве снизу или сверху и последующем охлаждении ребристого перекрытия, несущая способность таврового сечения, в случае, когда $\xi_l^{\circ} \leq \xi_{Rl}^{\circ}$ и $x \leq h'_f$ определяется по формулам (12) и (14), а x – по формулам (13) и (15).

При нагреве снизу или сверху и последующем охлаждении ребристого перекрытия, несущая способность таврового сечения в случае, когда $\xi_l^{\circ} < \xi_{Rl}^{\circ}$ и $x > h'_f$ определяется по формуле

$$M_u = \sum_{i=1}^n R_{b_{1\dots i}}^{\circ} \cdot b'_f h_i (h_0 - \sum h_{i-1} - 0,5 h_i) + \sum_{i=1}^m R_{b_{l,i}}^{\circ} \cdot b_i (x - h'_f) [h_0 - 0,5 (x - h'_f)] + R_{sc,l}^{\circ} \cdot A'_s (h_0 - a'), \quad (16)$$

где n – число горизонтальных слоев в полке;

m – число вертикальных слоев в ребре

$\sum h_{i-1}$ – сумма толщин горизонтальных слоев перед i -слоем;

b_i – толщина i -того вертикального слоя в ребре.

Значение x в формуле (16) вычисляется по формуле

$$x = \frac{R_{s.l}^{\circ} A_s - \sum_{i=1}^n R_{b.l.i}^{\circ} \cdot b'_f h_i - R_{sc.l}^{\circ} A'_s + \sum_{i=1}^m R_{b.l.i}^{\circ} \cdot b_i \cdot h'_f}{\sum_{i=1}^m R_{b.l.i}^{\circ} \cdot b_i} \quad (17)$$

Несущая способность тавровых сечений отдельных балок при нагреве со стороны сжатой полки, после охлаждения определяется при $\xi_l^{\circ} \leq \xi_{Rl}^{\circ}$ и $x_l \leq h'_f$ по формулам (12) и (14).

При $\xi_l^{\circ} \leq \xi_{Rl}^{\circ}$ и $x > h'_f$ несущая способность отдельных балок таврового сечения со сжатой полкой вычисляется по формуле (16). При $\xi_l^{\circ} > \xi_{Rl}^{\circ}$ несущая способность таврового сечения сжатой полки вычисляется по формуле (16) с заменой значения x на $x_R = \xi_{Rl}^{\circ} h_0$.

При использовании монолитной железобетонной плиты, поврежденной пожаром и сохранившей не менее 50 % первоначальной несущей способности, наиболее приемлемым вариантом ее использования является наращивание бетоном сверху (рис. 1).

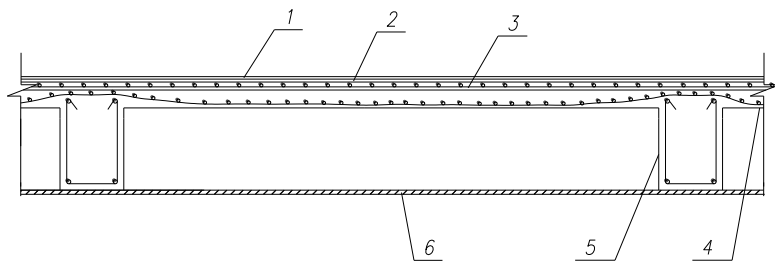


Рис. 1. Схема усиления плиты монолитного ребристого перекрытия набетонкой сверху:

- 1 – чистый пол; 2 – цементная стяжка; 3 – набетонка, конструктивно армированная сварной сеткой; 4 – плита перекрытия; 5 – ребро перекрытия; 6 – подшивка из досок

Верхняя поверхность плиты очищается стальной щеткой от частиц бетона слабо связанных с плитой. Очищенная поверхность плиты промывается водой, линзы воды удаляются. На плиту укладывается арматурная сетка из проволоки с размером ячеек 100×100

мм. Сетка должна располагаться посередине толщины слоя бетона усиления. Толщина слоя бетона должна быть не менее 30 мм. Бетон применяется мелкозернистый класса по прочности не менее В20. Для лучшего сцепления нового бетона со старым следует до укладки арматурной сетки плиту сверху промазать эпоксидным клеем. Бетон усиления нужно уложить до начала твердения клея.

Несущая способность пролетного сечения плиты, усиленной наращиванием сверху при $x \leq \Delta h$, определяется по формуле

$$M_{u.r} = \gamma_{r1} \cdot R_{b2} \cdot bx \cdot (h_0 + \Delta h - 0,5x), \quad (18)$$

где γ_{r1} – коэффициент, учитывающий податливость соединения бетона усиления с бетоном плиты, равный 0,9;

R_{b2} – расчетное сопротивление бетона усиления сжатию;

h_0 – рабочая высота сечения плиты до ее усиления;

x – высота сжатой зоны бетона после усиления плиты, определяемая по формуле

$$x = \frac{R_{s,l}^{\circ} A_s}{\gamma_{r1} R_{b2} b}, \quad (19)$$

где $R_{s,l}^{\circ}$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

A_s – площадь сечения растянутой арматуры плиты.

Нейтральная ось в усиленной плите должна располагаться в слое усиления, что можно сделать, изменяя толщину наращивания бетона Δh .

Несущая способность наклонных сечений изгибаемых элементов, подвергшихся огневому воздействию при пожаре и последующему охлаждению, вычисляется по формуле

$$Q_u = Q_{b1,l}^{\circ} + Q_{sw1,l}^{\circ}, \quad (20)$$

где $Q_{b1,l}^{\circ}$ – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

$Q_{sw1,l}^{\circ}$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Значение $Q_{bl.l}^{\circ}$ вычисляется по формуле

$$Q_{bl.l}^{\circ} = \frac{\varphi_{b2} R_{bt.l}^{\circ} \cdot b h_0^2}{c}, \quad (21)$$

где φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5;

c – проекция наиболее опасного наклонного сечения на ось элемента;

Значение $Q_{bl.l}^{\circ}$ должно быть не более $2,5 R_{bt.l}^{\circ} b h_0$, но и не менее $0,5 R_{bt.l}^{\circ} b h_0$.

Значение расчетного сопротивления бетона растяжению $R_{bt.l}^{\circ}$ принимается для крайнего сжатого слоя бетона.

Значение $Q_{sw.l}^{\circ}$ вычисляется по формуле

$$Q_{sw.l}^{\circ} = q_{sw.l}^{\circ} h_0, \quad (22)$$

где $q_{sw.l}^{\circ}$ – предельное значение усилия в поперечной арматуре на единицу длины элемента.

$$q_{sw.l}^{\circ} = \frac{R_{sw.l}^{\circ} A_{sw}}{s_w}, \quad (23)$$

где $R_{sw.l}^{\circ}$ – расчетное сопротивление действию поперечной силы поперечной арматуры после нагрева и последующего ее охлаждения, вычисляемое по формуле

$$R_{sw.l}^{\circ} = 0,8 R_{sl}^{\circ}; \quad (24)$$

A_{sw} – поперечное сечение поперечной арматуры, расположенной в одной плоскости;

s_w – шаг поперечной арматуры.

Если $q_{sw.l}^{\circ} < 0,25 R_{bt.l}^{\circ} b$, то поперечную арматуру в расчете не учитывают. Тогда принимают

$$Q_u = Q_{bl.l}^{\circ}. \quad (25)$$

Усиление наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных пожаром, производится установкой допол-

нительной поперечной арматуры на боковых поверхностях изгибаемых элементов (рис.2.).

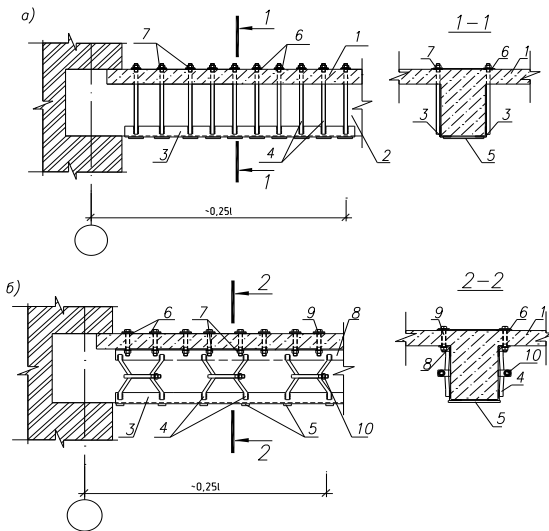


Рис. 2. Схема усиления наклонных сечений железобетонных балок:

- а) поперечными стержнями, натягиваемыми гайками;
 б) поперечными попарно стягиваемыми стержнями;
- 1 – плита перекрытия; 2 – ребро перекрытия; 3 – продольные опорные уголки;
 4 – поперечные стержни; 5 – нижние поперечные планки;
 6 – верхние поперечные планки; 7 – гайки; 8 – верхние продольные уголки;
 9 – болты; 10 – стяжные устройства

Дополнительная поперечная арматура может быть изготовлена из гладких стержней (класса А-240) с нарезкой на одном конце. Одним концом стержни приваривают к опорным уголкам, закрепленным на усиливаемом элементе, за другой конец дополнительный поперечный стержень натягивается с помощью гайки. Дополнительные поперечные стержни, изготовленные из арматуры класса А-400, привариваются двумя концами к опорным уголкам и вводятся в работу стягиванием с помощью специальных хомутов.

После выполнения усиления все металлические элементы оштукатуриваются по сетке цементным раствором.

Расчет несущей способности дополнительной поперечной арматуры можно произвести по формуле

$$Q_u \leq Q_{u.1} + \frac{\gamma_{sr.2} R_{sw.2} A_{sw.2} n}{s}, \quad (26)$$

где Q_u – остаточная несущая способность изгибаемого элемента, поврежденного пожаром;

$\gamma_{sr.2}$ – коэффициент условий работы дополнительной арматуры, равный 0,8;

$R_{sw.2}$ – расчетное сопротивление дополнительной арматуры при расчете по поперечному сечению;

$A_{sw.2}$ – поперечное сечение одного стержня дополнительной поперечной арматуры;

n – число поперечных стержней в одном поперечном сечении, $n = 2$;

s – шаг дополнительной поперечной арматуры.

Степень огневого воздействия при пожаре на строительные конструкции зависит от их материала, размеров, положения в пространстве, нагрузки, температуры и длительности воздействия пожара, средств тушения. Место возникновения пожара, продолжительность горения, максимальная средняя температура в помещении во время пожара, средства тушения должны отражаться в акте органов государственного пожарного надзора «Описание пожара». При отсутствии в акте «Описание пожара» необходимых данных или их недостаточности, температуру конструкции и время огневого воздействия можно ориентировочно определить по состоянию конструкции.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гроздов В.Т. Техническое обследование строительных конструкций зданий и сооружений. – СПб., 2004.

2. Гроздов В.Т., Курлапов Д.В., Поддубный И.В. Рекомендации по техническому обследованию и проведению мероприятий по усилению или замене несущих конструкций малоэтажных зданий повреждённых воздействием пожара / ВИТУ. – СПб., 2008. – 74 с.

3. Ильин Н.А. Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1979.

4. Методические рекомендации по оценке свойств бетона после пожара / НИИЖБ – М.: Стройиздат, 1985.