

С. Ю. БЕРЕСТЯНСКАЯ (Украинская государственная академия железнодорожного транспорта)

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СТАЛЕБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ ПРИ ВЫСОКИХ ТЕМПЕРАТУРАХ

Проведено випробування впливу різних схем вогневої дії та засобів теплового захисту на несучу здатність навантаженого сталобетонного перекрыття. Рекомендовані способи захисту сталевих листів від дії високої температури.

Проведено исследование влияния различных схем огневого воздействия на несущую способность нагруженного сталобетонного перекрытия. Рекомендованы способы защиты стального листа от действия высокой температуры.

The author provides the tests in order to evaluate the impact of variable heating modes on carrying capacity of loaded steel concrete slab. Safety methods in order to defend the steel sheet from high temperature influence are also proposed in the article.

В работах [1; 2] получено следующее уравнение, описывающее двухосный изгиб неравномерно нагретой сталобетонной плиты:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}(M_T - M_x) + \frac{\partial^2}{\partial y^2}(M_T - M_y) - \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) M_T = q(x, y). \quad (1)$$

Температурные изгибающие моменты в бетоне и стальном листе определяются так:

$$M_T = M_T^b + M_T^s;$$

$$M_T^b = - \int_{x_i}^{x_j} \frac{\alpha_b E_b (T - T_0)}{3(1 - \nu_b)} x dx;$$

$$M_T^s = - \int_{h_b}^{h_b + \delta} \frac{\alpha_s E_s (T - T_0)}{3(1 - \nu_s)} x dx, \quad (2)$$

где T_0 – начальная температура; α_b , α_s – коэффициенты объемного расширения бетона и стали.

Моменты M_x , M_y , M_{xy} связаны с жесткостными коэффициентами и кривизнами зависимостями [2–4]

$$\begin{pmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} D_{11} D_{12} D_{13} \\ D_{21} D_{22} D_{23} \\ D_{31} D_{32} D_{33} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} K_x \\ K_y \\ 2K_{xy} \end{pmatrix}, \quad (3)$$

$$D_{11} = D_1 \sin^2 \alpha + D_2 \cos^2 \alpha; \quad D_{12} = D_{21} = D_{\mu};$$

$$D_{13} = D_{31} = D_{23} = D_{32} = (D_1 - D_2) \cos \alpha \sin \alpha / 2;$$

$$D_{22} = D_1 \cos^2 \alpha + D_2 \sin^2 \alpha;$$

$$D_{33} = (D_1 + D_2 - 2D_{\mu}) / 4;$$

$$D_i = \bar{x}_i^3 E_b / (3(1 - \nu_b^2)) + \bar{x}_{it}^3 E_{bt} / (3(1 - \nu_{bt}^2)) + E_s A_s (h_0 - x_i)^2 \lambda_i / (1 - \nu_s^2);$$

$$D_{\mu} = 0,5 (D_{\mu 1} + D_{\mu 2});$$

$$D_{\mu i} = \nu_b \bar{x}_i^2 \bar{x}_j E_b / (3(1 - \nu_b^2)) + \nu_{bt} \bar{x}_{it}^2 \bar{x}_{jt} E_{bt} / (3(1 - \nu_{bt}^2)) + \nu_s E_s A_s (h_0 - x_i)(h_0 - x_j) \lambda_j / (1 - \nu_s^2);$$

$$i = 1, 2; \quad j = 2, 1;$$

$$\begin{cases} K_x = -\partial^2 w / \partial x^2; \\ K_y = \partial^2 w / \partial y^2; \\ K_{xy} = \partial^2 w / \partial x \partial y. \end{cases} \quad (4)$$

где A_s – площадь стального листа на единице длины; $E_b, E_{bt}, \nu_b, \nu_{bt}$ – параметры деформирования сжатого и растянутого бетона; E_s, ν_s – параметры деформирования стального листа; λ_i – коэффициент податливости контакта листовой арматуры с бетоном; x_i, x_{ii} – высоты сжатой и растянутой зон.

Для решения задачи о напряженно-деформированном состоянии сталебетонной плиты необходимо сначала знать распределение температурно-влажностного поля в ее сечении. Будем предполагать, что плита прогревается равномерно: а) со стороны стального листа; б) со стороны бетона; в) со стороны стального листа и бетона одновременно. В случае равномерного прогрева задача о распределении температуры и влаги сводится к одномерной (рис. 1). Необходимость рассмотрения влажностного поля связана с наличием влаги в порах бетона, при испарении которой возникает подвижная граница парообразования [5].



Рис. 1. Расчетная схема сталебетонной плиты: температурное воздействие а – со стороны стального листа; б – со стороны бетона; в – с обеих сторон

В работах [1; 5] на основе анализа уравнения баланса масс в фазах, уравнений движения и уравнений баланса энергии показано, что для микропористых сред с размерами пор $r \leq 10^{-7}$ м

типа плотных тяжелых бетонов с пористостью порядка 20...30 % теплообмен описывается следующей системой уравнений:

$$\left. \begin{aligned} c\rho \partial T / \partial t &= \partial / \partial x (\lambda \partial T / \partial x), \\ \partial \rho_3 / \partial t &= (8r/3) \sqrt{R/2\pi M} \partial (\rho_3 \sqrt{T}) / \partial x, \end{aligned} \right\} (5)$$

где T – температура твердого каркаса вместе с паром, К; c – удельная теплоемкость бетона; ρ – плотность сухого твердого каркаса; λ – коэффициент теплопроводности сухого каркаса; ρ_3 – плотность пара; M – молярная масса пара; R – газовая постоянная; t – время.

Для каждой схемы температурного воздействия записываются начальные и граничные условия, и путем разностной аппроксимации решается задача теплообмена. Зная распределение температурного поля по толщине плиты, по зависимостям (2) определяются температурные моменты, а решением уравнения равновесия (1) с учетом зависимостей (3) определяется напряженно-деформированное состояние сталебетонной плиты.

В качестве численного метода решения используется метод конечных разностей (МКР). Для этого на срединной поверхности плиты выбирается конечное число точек, распределенных с некоторой закономерностью и представляющих собой узлы конечно-разностной сетки с дискретными координатами (I, J) (рис. 2).

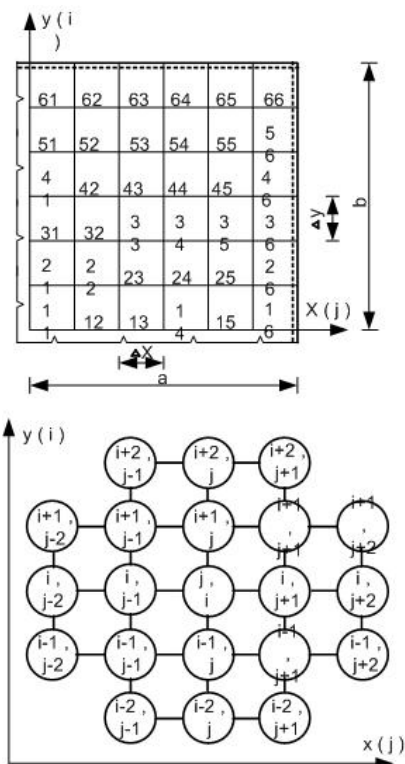


Рис. 2. Схема конечно-разностной сетки

Для каждой точки, полученной таким образом, записывают исходные уравнения, в которых частные производные заменяют приближенными значениями искомой функции прогибов в узлах сетки. В результате, непрерывное решение заменяют его дискретными значениями в узлах сетки, а дифференциальное уравнение сводят к системе алгебраических.

Для решения поставленной задачи уравнения (1) (3) и (4) сводились в одно разрешающее уравнение. Уравнение равновесия [1; 2] представлялось в конечно-разностной форме с использованием обычных центральных разностей относительно неизвестных прогибов W . Выражения для кривизн в соответствии с (4) представляют собой производные второго порядка. Температурные моменты M_T записывались в конечных разностях и после вычислений представляли собой величину, независимую от прогиба.

В свернутом виде конечное разрешающее уравнение для точки с координатами (I, J) можно представить следующим образом:

$$\sum_{L=-2}^{L=2} \sum_{K=-2}^{K=2} B(N) \cdot w(I+K, J+L) = P(I, J) - M_T(I, J), \quad (6)$$

где

$$N = 5K + L + 13; \quad L, K = -2, 0, -1, 0, 0, 1, 0, 2, 0.$$

Как уже отмечалось, жесткости D_j , $I, J = 1, 2, 3$, входящие в уравнения (3) и определяющие матрицу коэффициентов СЛАУ, являются функциями кривизны сечений $K_i(I, J)$ ($i = 1, 2$), (I, J) – номера узлов сетки (дискретные координаты). Для линеаризации решения организуется процесс последовательных приближений, заключающийся в последовательном уточнении жесткостей элементов конструкции по результатам предыдущего расчетного цикла.

При записи разрешающего уравнения (6) для точек на контуре и прилежащих к контуру приходится иметь дело с законтурными значениями функций прогибов, которые увязываются дополнительными (граничными) условиями со значениями этой функции внутри контура. Для всех точек, в том числе контурных и законтурных, использовались центральные разности. Описание граничных условий производится заданием соответствующих значений прогибов и моментов для точек, лежащих на контуре и за контуром.

Рассматривается случай шарнирного опирания плиты. В этом случае прогибы на контуре равны нулю и разрешающее уравнение для этих точек не записывается. При записи уравнений (6) для точек (61–66) и (16–66), необходимо знать значение прогибов для точек, лежащих вне контура.

При расчете прямоугольных сталебетонных пластин на действие симметричной нагрузки достаточно рассматривать ее четвертую часть (см. рис. 2,) при этом вдоль линии 11–16 и 11–61 накладывается условие равенства прогибов в симметричных точках.

Совокупность разрешающих уравнений вида (6), полученных для каждой точки конечно-разностной сетки, с учетом граничных условий, представляют собой систему линейных алгебраических уравнений (СЛАУ) относительно неизвестных значений прогибов $W(I, J)$. Решение СЛАУ выполнялось методом Гаусса, для чего использовалась стандартная подпрограмма. В результате решения СЛАУ находят значения функции прогибов $W(I, J)$ нулевого приближения.

Моделирование процесса деформирования сталебетонной плиты под нагрузкой осуществлялось шагами в 10 кН/м^2 . Действие температуры учитывалось по уравнению стандартного пожара и моделировалось как добавка к нагрузке в каждой точке конечно-разностной сетки. Температурные поля определялись с интервалом времени до испарения влаги – 0,67 мин., после испарения – 1,67 мин.

Процесс последовательных приближений организован таким образом, что в каждом n -м приближении уточняются жесткостные характеристики в соответствии с деформированным состоянием $(n-1)$ -го приближения. Организованный таким образом процесс сходится не во всех случаях. При малых нагрузках, непосредственно после образования трещин, вследствие резкого падения жесткостей в местах локального трещинообразования и сильных перераспределений усилий, итерационный процесс расходится. Это объясняется тем, что трещины в процессе перехода от расчетного цикла к действительному циклу то раскрываются, то закрываются и соответственно жесткости то уменьшаются, то увеличиваются. Такое явление характерно для статически неопределимых железобетонных конструкций.

Для обеспечения сходимости процесса последовательных приближений Васильевым А. П. рекомендовано уменьшать величину воспри-

нимаемых бетоном растягивающих напряжений и выводить таким образом систему из состояния неустойчивого распределения усилий. Однако искусственное снижение сопротивляемости бетона растяжению, незначительно сказываясь на действующих в системе усилиях, улучшает сходимость, но при этом искажается картина деформаций конструкции. Поэтому для улучшения сходимости итерационного процесса усилия, вводимые в последующую итерацию, определять как среднее арифметическое усилий, полученных на всех предшествовавших итерациях. В [3] эту процедуру рекомендовано применять не к усилиям, а к жесткостям, для чего жесткости, участвующие в процессе формирования матрицы коэффициентов СЛАУ, определяются по формуле

$$D'_n = \frac{D_{n-1} \cdot n + D_n}{n+1}, \quad (7)$$

где D_n – жесткость, полученная в текущей итерации, D_{n-1} – жесткость, использованная в процессе формирования матрицы коэффициентов СЛАУ в $(n-1)$ – итерации, n – номер текущей итерации. Такой прием обеспечивает уверенную сходимость процесса последовательных приближений, хотя вызывает его замедление.

Предел огнестойкости конструкции характеризуется ее способностью сопротивляться температурным воздействиям и определяется временем t , за которое перекрытие теряет несущую способность. В свою очередь, несущая способность характеризуется следующими факторами, имеющими место в какой-либо точке конечно-разностной сетки: прочностью бетона, прочностью стального листа, прочностью контакта.

В качестве примера для численных расчетов было использовано сталебетонное перекрытие 6000×6000 мм толщиной $h_b = 300$ мм из бетона прочностью $R_b = 20$ МПа. Перекрытие армировалась плоским листом толщиной $\delta = 3$ мм из стали с физическим пределом текучести $\sigma_T = 235$ МПа. Начальные значения модуля упругости бетона и стали $E_b = 3,30 \times 10^4$ и $E_s = 2,06 \times 10^5$ МПа. Нагрузка на перекрытие была принята равномерно распределенная. Опираение по контуру шарнирное. Объединение стального листа с бетоном выполнялось наклонными петлевыми анкерами и имело жесткость $\xi = 80$ кН/м³ [3; 4].

Результаты расчетов приведены на рис. 3, 4. Из рис. 3 видно, что при температурном воздействии сверху обеспечивается требуемый предел огнестойкости согласно СНиП 2.01.02-85* до нагрузки 90 % от разрушающей. При огневом воздействии со стороны стального листа и с обеих сторон несущая способность не обеспечивается даже при минимальной нагрузке. В этом случае необходимо предусматривать защиту конструкции от температуры. Как видно из рис. 4, тип защитного слоя значительно увеличивает огнестойкость сталебетонного перекрытия при действии пожара со стороны стального листа. Так, например, огнестойкость перекрытия при нагрузке 10 кН/м² с защитным слоем из минераловатных плит $h = 40$ мм – 58,3 мин. Этот способ защиты может быть рекомендован для зданий, соответствующих II степени огнестойкости.

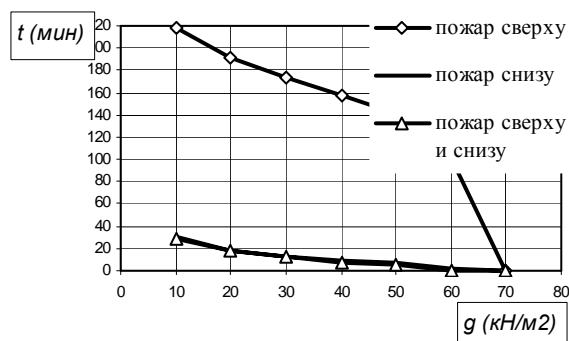


Рис. 3. Зависимость несущей способности сталебетонного перекрытия от схемы температурного воздействия

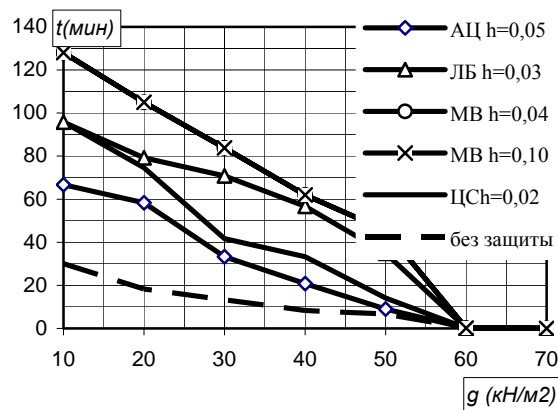


Рис. 4. Зависимость несущей способности сталебетонного перекрытия от вида температурной защиты

Огнестойкость сталебетонного перекрытия при нагрузке 10 кН/м² с защитным слоем из асбестоцементных плит $h = 500$ мм – составляет 66,7 мин., цементно-стружечных плит $h = 200$ мм составляет 95,8 мин., с защитным слоем из ми-

нераловатной плиты $h=100$ мм – 143 мин, с защитным слоем из легкого бетона $h=30$ мм – 95,8 мин. Эти способы защиты могут быть рекомендованы для зданий, соответствующих I степени огнестойкости.

Предложенная методика позволяет смоделировать процесс деформирования и разрушения сталебетонных плит при силовых и температурных воздействиях, определить предел огнестойкости при различных схемах температурного воздействия и предусмотреть различные способы защиты конструкции от действия высокой температуры. Полученные результаты могут быть использованы для расчета сталебетонных перекрытий строительных сооружений.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Огнестойкость бетонных и сталебетонных конструкций // Сб. трудов ХарГАЖТ. – Харьков, – 2000. – Вып. С. 40–97.

2. Чихладзе Э. Д. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных плит при силовых и температурных воздействиях / Э. Д. Чихладзе, М. А. Веревичева, С. Ю. Берестянская // Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник: – К.: Техника, – 2002. – Вып. 39, – С. 98–104.
3. Чихладзе Э. Д. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных плит / Э. Д. Чихладзе, А. Д. Арсланханов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1990. – № 2. – С. 22–26.
4. Чихладзе Э. Д. Несущая способность сталебетонных плит / Э. Д. Чихладзе, А. Д. Арсланханов // Бетон и железобетон. – 1990. – № 10. – С. 30–31.
5. Жакин А. И. Теория тепломассообмена в пористых средах / А. И. Жакин, Э. Д. Чихладзе, М. А. Веревичева // Изв. ВУЗов. Строительство. – 1998. – № 1. – С. 111–116.

Поступила в редколлегию 29.05.2006.