

$$M = N \cdot V_{уч} = P / t \left(\frac{\text{пасс}}{\text{ч}} \cdot \frac{\text{км}}{\text{ч}} \right), \quad (5)$$

где P – транспортная работа, $P = NL_{\partial} = \lambda \cdot V_{уч} \left(\frac{\text{пасс}}{\text{ч}} \cdot \text{км} \right)$; t – время работы (час, сутки); L_{∂} – средняя дальность поездки пассажира (км); $V_{уч}$ – участковая скорость (км/ч); λ – количество пассажиров потока (средняя населенность поезда) (пасс).

Как транспортная работа, так и производительность пассажирского транспорта имеют новую, уточненную на основе описанного закона систему единиц измерения, которая является общей для всей транспортной системы.

Получено 03.08.2000

УДК 624.012:53.09

Б.Б.ГРИГОРЬЯН

Черкасский институт пожарной безопасности МВД Украины

НОРМИРОВАНИЕ ТРЕБУЕМЫХ ПРЕДЕЛОВ ОГНЕСТОЙКОСТИ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ РЕАЛЬНОМ РЕЖИМЕ ПОЖАРА НА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЙ ОСНОВЕ

Приводятся результаты экспериментальных исследований огнестойкости железобетонных колонн при режиме пожара, отличном от стандартного и учитывающем зону снижения температуры после достижения максимума, а также данные для расчета уменьшения их несущей способности во всем диапазоне нагрева и остывания. Даются рекомендации по нормированию требуемых пределов огнестойкости.

Реальные температурные режимы пожаров значительно отличаются от стандартного, по которому в соответствии с ДСТУ производится расчет огнестойкости строительных конструкций [1]. Реальный пожар имеет по времени интервал подъема температуры до максимальной величины и интервал ее снижения. Практика показывает, что истощение несущей способности железобетонных элементов может также наступить в процессе охлаждения.

В настоящее время при нормировании требуемых пределов огнестойкости используют схему, по которой их минимальные значения устанавливают в зависимости от назначения здания и его характеристик. Затем проектируют конструктивный элемент, например, колонну с требуемым пределом огнестойкости [2]. Такой подход к нормированию противопожарных требований к конструкциям имеет существенные недостатки, поскольку продолжительность пожара в здании или

сооружении учитывается в неявной форме и без учета характера изменения температуры при реальном пожаре. Это часто приводит к разработке нормативных требований к конструкциям без достаточного научного обоснования, завышению или занижению действительных пределов огнестойкости.

Нами предлагается схема нормирования пределов огнестойкости колонн, учитывающая перечисленные выше недостатки. Она предполагает по характеристикам здания или сооружения определять пожарную нагрузку, коэффициент интенсивности ψ (на который умножается зависимость для стандартного пожара), продолжительность пожара и требуемый предел огнестойкости, по величине которого рассчитываются параметры конструкции.

Для реализации схемы разработана методика расчета изменения несущей способности колонн при режимах пожара, близких к реальным. Методика включает определение исходных параметров возможного пожара (ψ -коэффициента корректировки стандартной кривой "температура - время" и τ_{max} - времени достижения максимальной температуры), расчет нестационарного температурного поля в сечении колонны с учетом фазы остывания, определение ее несущей способности во время пожара и остывания и установление предела огнестойкости по величине нормативной нагрузки.

Расчет несущей способности железобетонных сжатых элементов проводим как при подъеме, так и снижении температуры пожарной среды с учетом реальных законов деформирования [3]. Осуществлена экспериментальная проверка этой методики. Изучено влияние нагрева и охлаждения на характер диаграмм "σ - ε" бетона при испытании цилиндрических образцов по методике ВНИИПО [4].

Испытания образцов без нагрузки показали, что при охлаждении после нагрева до 200 °С остаточные деформации расширения материала не наблюдаются, а при охлаждении после нагрева до 400 °С и выше в бетонных образцах имеют место значительные деформации. Выявлено, что относительные деформации ползучести бетона при охлаждении после нагрева практически не изменяются и равны деформациям в момент достижения максимальной температуры материала.

Установлено, что коэффициент условий работы исследуемого бетона при сжатии γ_{bT} и коэффициент, учитывающий увеличение предельной сжимаемости при нагреве K_b , подчиняются следующим эмпирическим зависимостям:

$$\gamma_{bT} = -8 \cdot 10^{-7} t^2 - 0,0006t + 1,0213; \quad (1)$$

$$K_b = 2 \cdot 10^{-8} t^3 - 1 \cdot 10^{-5} t^2 + 0,003t + 0,9119. \quad (2)$$

Эти же коэффициенты для нагруженного до нагрева бетона определяем по формулам

$$\gamma_{bT} = -1,2 \cdot 10^{-6} t^2 - 2,98 \cdot 10^{-5} t + 1,01269; \quad (3)$$

$$K_b = 1,1 \cdot 10^{-5} t^2 + 6,33t + 0,789. \quad (4)$$

Диаграммы состояния для бетона, испытанного после нагрева, и для предварительно нагруженного, а затем нагретого бетона показаны на рис.1-2.

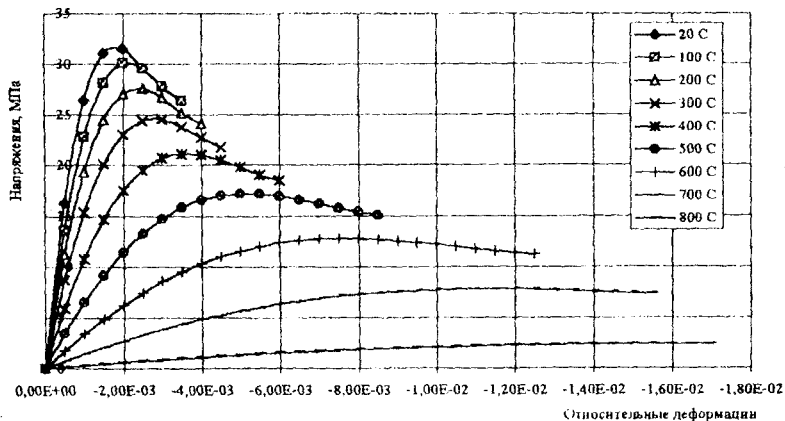


Рис.1 – Диаграмма деформирования бетона при нагреве

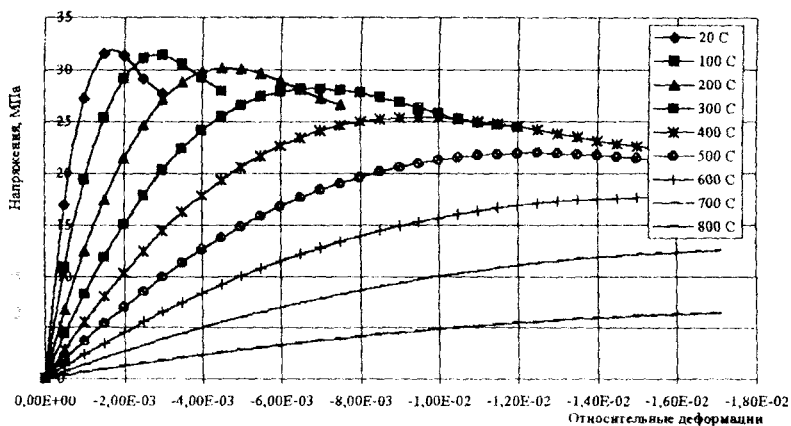


Рис.2 – Диаграмма деформирования нагруженного до нагрева бетона

Выполнили натурные огневые испытания железобетонных колонн сечением 0,4x0,4 и 0,3x0,3 м. Большинство колонн разрушилось в конце охлаждения.

Испытания позволили получить температурные поля по сечению колонны при росте и снижении температур среды. Выявлено, что в период снижения температуры среды колонна продолжает прогреваться вглубь сечения, где происходит дальнейшее снижение прочности бетона. В свою очередь, снижение прочности бетона приводит к уменьшению несущей способности колонны.

Арматура на стадии снижения температуры постепенно восстанавливает прочностные свойства. Это объясняется тем, что она расположена в периферийных зонах сечения и через 10-15 мин. после начала снижения температуры на поверхности начинает охлаждаться. Восстановление арматуры приводит к постепенному перераспределению нагрузки между бетоном и арматурой, т.е. последняя снова начинает воспринимать ту часть нагрузки, которую передала бетону в период нагрева, и тем самым уменьшает напряжения в бетоне. Этот фактор до сих пор не учитывался при расчете несущей способности железобетонных колонн.

Анализ распределения температуры в поперечных сечениях колонн позволил также уточнить теплофизические характеристики бетона путем сравнения температурных полей, рассчитанных с помощью ПК, и температурных полей, определенных экспериментально. Установлено, что ранее полученные данные о теплофизических характеристиках бетона могут использоваться не только для расчета температурных полей в колонне при стандартном режиме, но и при любом температурном режиме как на стадии роста температур, так и их снижения.

Результаты огневых испытаний подтвердили достаточную точность расчета несущей способности колонн с помощью разработанной нами методики. Она позволяет подобрать минимальное требуемое сечение колонн для возможного температурного режима пожара в проектируемом здании. Для этого в расчет закладывают возможный максимальный температурный режим пожара и исходные параметры колонны, предлагаемой для данного помещения. Рассчитывают несущую способность остывшей после нагрева колонны и сравнивают с нормативной (рабочей) нагрузкой, при которой будет эксплуатироваться колонна. Если нормативная нагрузка больше нагрузки на остывшую колонну, то выбранное сечение не удовлетворяет требованиям, предъявляемым к колонне проектируемого здания. В этом случае изменяют

исходные параметры колонны (сечения, прочностные характеристики материалов) и расчет повторяют.

На основе результатов исследований разработаны рекомендации по нормированию требуемых пределов огнестойкости колонн (определена эквивалентная продолжительность стандартного пожара для железобетонных колонн сечением 0,3х0,3 и 0,4х0,4 м). Результаты приведения реальных температурных режимов к стандартному даны в таблице.

Продолжительность пожара (мин.) при режимах, отличных от стандартного на коэффициент ψ				Требуемый предел огнестойкости колонны при стандартном режиме $P_{гр}, ч$	Сечение, обеспечивающее $P_{гр}, м$
0,7	0,9	1,1	1,2		
100	70	60	45	2,0	0,3х0,3
120	90	70	60	2,5	0,4х0,4

С помощью этих рекомендаций можно установить требуемый предел огнестойкости колонны при стандартном режиме, располагая данными о возможном режиме пожара.

1. Державний стандарт України. Система стандартів безпеки праці. Пожежна безпека. Терміни та визначення. ДСТУ 2272-93. – К.: Держстандарт України, 1999.

2. СНиП 2.01.02-85. Противопожарные нормы / ЦИТИ Госстроя СССР, 1986. – 16с.

3. Фомин С.Л. Прочность центрально сжатых железобетонных элементов при нагреве и после остывания // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.9. – К.: Техніка, 1997. – С.41-42.

4. Олимпиев В.Г., Зенков Н.И. Исследование прочностных и деформативных свойств тяжелого силикатобетона при воздействии высоких температур / Огнестойкость строительных конструкций. – М.: ВНИИПО, 1975. – С.24-36.

Получено 10.08.2000

УДК 614.84:622.4:622.8

С.Ю.ПОТЕТЮЕВ

Академия пожарной безопасности Украины, г.Харьков

ОЦЕНКА УСТОЙЧИВОСТИ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ ПОТОКОВ ПРИ ПОЖАРАХ В ТОННЕЛЯХ МЕТРОПОЛИТЕНА

Рассматривается подход к выбору схем вентиляционных соединений перегонов метрополитена и к определению условий сохранения устойчивого проветривания при пожарах в наклонных туннелях.

При пожаре на подвижном составе метрополитена и остановке поезда в туннеле, имеющем даже незначительный уклон, появляется опасность опрокидывания потоков воздуха (изменение направления движения потока от требуемого) под воздействием тепловой депрессии пожара. Если направление удаления продуктов горения из туннеля