

Б.В. КАРАБАНОВ, д-р техн. наук ("ПОИСК1")

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЗДАНИЙ НА ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

В "Пособии" [1] по проектированию жилых зданий регламентируется расстояние между температурными швами, которое требуется выдерживать в том случае, когда не проведен специальный расчет на температурные воздействия. В соответствии со СНиП [2] усилия в статически неопределимых железобетонных конструкциях вследствие изменения температуры, как правило, необходимо определять с учетом неупругих деформаций арматуры и бетона. Актуальность проведения расчетов на температурные воздействия с учетом неупругой работы железобетона следует из того, что аналогичный расчет в линейной стадии, например, для плит перекрытий зданий приводит зачастую к увеличению усилий растяжения до 2,5 раз и связанному с этим чрезмерному расходу арматуры.

Между тем, в соответствии со СНиП [2], для конструкций, методика расчета которых с учетом неупругих свойств железобетона не разработана, допускается усилия в статически неопределимых конструкциях определять в предположении их линейной упругости. Однако образование трещин в железобетонных элементах при расчете на температурные воздействия существенным образом изменяет напряженное состояние, в частности, плит перекрытий здания, и усилия при этом должны определяться только с учетом нелинейной работы железобетона.

В статье приведены особенности расчета на температурные воздействия, которые относятся, во-первых, к расчетной величине Δt – изменению во времени средней температуры по сечению конструкций здания, включая величину Δt для монолитной фундаментной плиты, и, во-вторых, к особенностям расчета с учетом нелинейной работы железобетона, в том числе с учетом образования трещин, для случаев ручного счета, а также использования в программном комплексе Лира 9 нелинейных конечных элементов.

1. Определение расчетной величины Δt для наземных конструкций здания в соответствии со СНиП [3].

В соответствии с п.3.25 [1] усилия, возникающие в несущих конструкциях зданий из-за стеснения их температурных деформаций, определяются только для строительного периода как для неотопливаемого здания. Для стадии возведения расчетным является случай, когда здание возведено в теплое время года

и до замыкания конструкции здания охлаждаются вследствие понижения температуры наружного воздуха в холодное время года. При этом усадочные деформации можно не учитывать, поскольку в холодное время года деформации усадки бетона не увеличиваются. Другой случай, когда температура повышается (здание возведено в холодное время), допускается не рассматривать, потому что температурные и усадочные деформации в рассматриваемом случае противоположны по знаку, а сжимающие усилия в плитах перекрытий здания относительно невелики.

Нормативное значение Δt в теплое время года равно $\Delta t = t_w - t_{oc}$, где t_w – нормативное значение средних температур по сечениям элемента в теплое время года; $t_w = t(V11) + 6$ °С, $t(V11)$ – многолетняя средняя месячная температура воздуха в июле по СНиП 2.01.01-82 "Строительная климатология и геофизика" – для Москвы равна 18,1 °С. Начальная температура t_{oc} , соответствующая замыканию конструкций здания в законченную систему в холодное время года, равна $t_{oc} = 0,2 t(V11) + 0,8 t(1)$. $t(1)$ – средняя месячная температура воздуха в январе в соответствии со СНиП 2.01.01-82 – для Москвы равна -10,2 °С. $t_{oc} = 0,2 \times 18,1 - 0,8 \times 10,2 = -4,54$ °С; $\Delta t_w = 18,1 + 6 - (-4,54) = 28,64$ °С.

Расчетный уровень величины Δt с учетом условий возведения по п.1.3 СНиП [3] (расчетные значения температурных воздействий снижаются на 20%) при коэффициенте надежности по нагрузке для температурных воздействий 1,1 равен $\Delta t = 28,64 \times 0,8 \times 1,1 = 25,2$ °С.

Таким образом, расчетная величина Δt для наземных конструкций при учете кратковременных нагрузок равна 25,2 °С (при понижении температуры). Для фундаментной плиты СНиП [3] не позволяет определить величину Δt , однако, учитывая, что для нижней поверхности фундаментной плиты летние и зимние температуры можно принять близкими, среднюю температуру Δt для фундаментной плиты можно принять равной $25,2/2 = 12,6$ °С.

2. Особенности расчета монолитных железобетонных зданий на температурные воздействия.

На простом примере покажем, какова причина возникновения усилия растяжения N в плите диска

перекрытия при понижении температуры на Δt ($\Delta t = 25,2 \text{ }^\circ\text{C}$ для г. Москвы) – рис. 1.

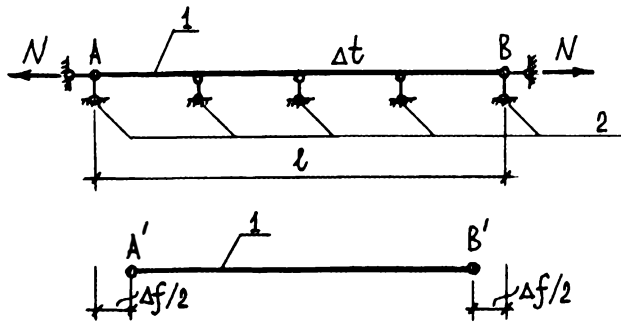


Рис. 1. Расчетная схема для плиты участка диска перекрытия

A, B - места крепления к лестнично-лифтовым блокам; A', B' - положение точек A и B при возможности свободного смещения по горизонтали; 1 - плита; 2 - опирание на колонны

Свободно лежащая на опорах плита толщиной $h = 25 \text{ см}$ при длине $l = 35,4 \text{ м}$ укорачивается на величину $\Delta f = \alpha \Delta t l = 1,0 \times 10^{-5} \times 25,2 \times 3540 = 0,89 \text{ см}$ ($\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } 1/^\circ\text{C}$ [4] – коэффициент линейного расширения бетона при температуре в пределах от -50 до $+50 \text{ }^\circ\text{C}$ для тяжелого бетона). Найдем усилие растяжения N , при котором обеспечивается удлинение этой свободно лежащей плиты на величину $\Delta f = 0,89 \text{ см}$. Полученное усилие будет решением данной статически неопределимой задачи.

Рассчитаем удлинение плиты при усилении трещинообразования $N_{\text{крс}}$ непосредственно перед образованием трещин. По [2], $N_{\text{крс}} = R_{\text{bt,ser}} A_b$ (1). Для бетона класса B25 $R_{\text{bt,ser}} = 16,3 \text{ кгс/кв.см}$. Для полосы бетона шириной 1 м площадь сечения A_b равна $A_b = 100 \times 25 = 2500 \text{ кв.см}$. $N_{\text{крс}} = 40750 \text{ кгс}$. Деформативность плиты при растяжении определяется при модуле деформации бетона при растяжении E_{bt} , равном [4] $E_{\text{bt}} = 0,5 E_b = 0,5 \times 3,06 \times 10^5 = 1,53 \times 10^5 \text{ кгс/кв.см}$ (E_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии). Непосредственно перед образованием трещин при усилении $N_{\text{крс}}$ удлинение плиты Δf^* равно $\Delta f^* = N_{\text{крс}} l / (E_{\text{bt}} A_b) = 0,38 \text{ см}$.

Поскольку $\Delta f^* = 0,38 \text{ см} < \Delta f = 0,89 \text{ см}$, то при $N = N_{\text{крс}}$ начнется процесс раскрытия поперечных трещин, который продолжится до тех пор, пока удлинение плиты не станет равным $0,89 \text{ см}$. Расстояние между трещинами при растяжении плиты равно [4] $l_{\text{крс}} = \eta A_b / s$, где $\eta = 0,7$ – опытный коэффициент для арматуры периодического профиля; s – периметр арматуры; при армировании верхней и нижней зоны 5 стержнями диаметром $d = 1,6 \text{ см}$ $s = 10 \pi d = 50,3 \text{ см}$. Кратковременное раскрытие поперечных трещин при

этом равно [2] $a_{\text{крс}} = 0,158 \text{ мм}$. На длине $35,4 \text{ м}$ может возникнуть примерно 102 поперечные трещины с общей шириной раскрытия $1,61 \text{ см} > \Delta f = 0,89 \text{ см}$. Таким образом, стесненное укорочение плиты при понижении температуры на $\Delta t = 25,2 \text{ }^\circ\text{C}$ будет полностью погашаться в пределах образовавшихся поперечных трещин, при этом усилие растяжения равно усилию, при котором образуются трещины ($N = N_{\text{крс}}$).

Отметим, что при учете упругой работы бетона с модулем деформации при растяжении $E_{\text{bt}} = 1,53 \times 10^5 \text{ кгс/кв.см}$ усилие растяжения $N = 96,2 \text{ тс}$ (в 2,36 раза больше усилия $N_{\text{крс}} = 40,75 \text{ тс}$).

Поскольку, кроме температурных воздействий, на плиту действуют также собственный вес и временные нагрузки, то трещины возникают еще и от изгиба, но при этом податливость плиты в горизонтальном направлении не уменьшается и, следовательно, усилие растяжения можно принимать равным $N_{\text{крс}}$. Как показывают расчеты, при совместном действии на плиту изгиба и растяжения дополнительного расхода арматуры при учете температурных воздействий, как правило, не требуется.

Определим усилие растяжения N по рис. 1 от температурных воздействий на основе расчета на программном комплексе Лира 9 с использованием методики нелинейных конечных элементов. Получаем $N = 44700 \text{ кгс}$ (отличие от результата, полученного выше, на 9,7%). Отметим, что при армировании верхней и нижней зоны плиты 5 стержнями диаметром $1,2 \text{ см}$ усилие растяжения равно $43,1 \text{ тс}$ (разница со сравниваемым результатом 5,8%). Выше было показано, что усилие N по (1) не зависит от армирования. Таким образом, результаты на основе анализа и расчета на Лире 9 близки по величине.

На рис. 2 изображено каркасное здание железобетонного паркинга, имеющего 5 надземных этажей, цокольный этаж внизу и технический этаж вверху. Вдоль оси 1 устанавливаются колонны, между осями 7 и 8 расположен лестнично-лифтовой блок, вдоль оси 14 примыкает лестнично-лифтовой блок и железобетонная рампа, которые для плит перекрытий 5 являются жесткими устоями.

Колонны 2, расположенные по оси 1 и монолитно соединенные со стеной железобетонной "коробки" подземной части 7, при температурном воздействии и связанном с этим укорочении дисков перекрытий 4 выше точки В до точки С смещаются по горизонтали на величину $\Delta f = 0,89 \text{ см}$ (при параметрах вышерассмотренного примера). Поскольку железобетонные колонны обладают относительно малой жесткостью в горизонтальном направлении, усилий растяжения в плитах 4 не возникает. В точке А железобетонная "коробка" подземной части обладает относительно малой податливостью в продольном направлении, в

