

РАСЧЕТ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ БАЛОЧНОЙ ИЗГИБАЕМОЙ ПЛИТЫ И ПОСТРОЕНИЕ АППРОКСИМИРУЮЩЕЙ ЗАВИСИМОСТИ

ЗУЛПУЕВ А.М.
izvestiva@ktu.aknet.kg

Предложена и использована для расчета прогибов изгибаемой плиты аналитическая зависимость, связывающая изгибающие моменты с кривизной и охватывающая все стадии поведения конструкции при продолжающемся росте перемещений.

В настоящее время перекрытия с применением стальных профилированных настилов получили широкое распространение в гражданском строительстве.

В большинстве случаев нагрузка на такие перекрытия может быть сведена к равномерно распределенной, а железобетонные плиты рассматриваться работающими по балочной схеме.

Многочисленные экспериментально-теоретические исследования перемещений железобетонных перекрытий по профилированным стальным настилам посвящены наиболее распространенным расчетным схемам.

В то же время в ряде случаев железобетонные плиты перекрытий воспринимают значительные сосредоточенные нагрузки и работают в двух направлениях. Исследований плит такого типа крайне мало, что сдерживает их применение в промышленном строительстве.

На основе вышеизложенного сформулирована методика расчета перемещений монолитных железобетонных плит перекрытий при сосредоточенных нагрузках.

Согласно вышесказанному перемещения балочной изгибаемой плиты вычислены по формуле (26) [1].

$$f = \kappa S l^2, \quad (1)$$

где κ - расчетная кривизна плиты на участке с наибольшим изгибающим моментом; - коэффициент, подсчитываемый по табл. 3 [1] (в этой таблице, по-видимому, имеется погрешность в формуле для $s = (3 - \alpha^2) / 24$; правильное значение $s = (3 - 4\alpha^2) / 24$).

Кривизну, значение которой входит в формулу для расчета прогибов, вычисляют по формуле (27) [1]:

$$\kappa = (M \varphi_{b2}) / (I_{red} E_b \varphi_{b1}), \quad (2)$$

где M - изгибающий момент в сечении с наибольшим его значением; φ_{b2} - коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона; для условий настоящих исследований при загрузении кратковременной нагрузкой $\varphi_{b2} = 1$; I_{red} - момент инерции приведенного сечения плиты относительно центральной оси; $E_b = 2,36 * 10^5 \text{ кг} / \text{см}^2$ - начальный модуль упругости бетона; φ_{b1} - коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести, для условий настоящего исследования $\varphi_{b1} = 0,85$.

Изгибная жесткость сечения по фактическим размерам и упругим характеристикам материалов вычислена здесь по формуле

$$(EJ)_{red} = E_s J_s + E \varphi_{b1} I_b \quad (3)$$

где J_s и J_b вычислены относительно центра тяжести сталежелезобетонного сечения.

Опуская промежуточные вычисления, запишем $B_0 = (EJ)_{red} = 2,793 \text{ МНм}^2$ на ширину плиты $b = 0,71 \text{ м}$.

Сопоставим опытные значения прогибов с вычисленными по формуле (27) [1] для нагрузки $P = 15 \text{ кН}$ (на две точки загрузки).

Изгибающий момент составит:

$$M_n = \frac{P l_0}{2 * 3} = \frac{15}{2} * \frac{2,64}{3} = 6,6 \text{ кНм}.$$

Прогиб будет при этом равен

$$f = \kappa s l_0^2 = \frac{6,6}{2,793 \cdot 10^3} * 0,10648 * 2,64^2 = 1,75 \text{ мм},$$

что отличается от опытного прогиба $f_{on} = 2,15 \text{ мм}$.

При нагрузке $P = 45 \text{ кН}$ прогибы будут соответственно равны:

$$f_{расч.} = 5,25 \text{ мм} \quad ; \quad f_{on} = 7,32 \text{ мм},$$

что свидетельствует о развитии неупругих деформаций.

Испытание изгибаемой балочной плиты носило вспомогательный характер, результаты этих испытаний затем используются в расчете прочности и перемещений.

Поскольку [1] не содержит методики определения прогибов для стадии, непосредственно предшествующей разрушению, целесообразно для дальнейших расчетов подобрать достаточно простую аналитическую функцию, связывающую изгибающие моменты с кривизной и охватывающую все стадии поведения конструкции, включая также и предельную, т.е. отвечающую состоянию снижения отпорности конструкции при продолжающемся росте перемещений (нисходящей ветви).

Предложена и использована в дальнейшем аналитическая зависимость " $M_u - \kappa$ " или " $M - \kappa$ ", где κ - кривизна оси изогнутого элемента.

$$M_u = B_0 \kappa e^{n(\kappa/\hat{\kappa})^m}, \quad (4)$$

где B_0 - изгибная жесткость сечения в начальной (упругой) стадии нагружения; κ - изменяющаяся кривизна оси; $\hat{\kappa}$ - кривизна оси, отвечающая максимально достигнутому уровню нагружения (вершине функции " $M - \kappa$ "); n и m - неопределенные параметры, отыскиваемые из физических условий задачи. Зависимость (2) должна отвечать следующим условиям:

1. $M_u(\kappa = 0) = 0$, что очевидно, удовлетворяется;

2. $dM_u / d\kappa(\kappa = 0) = B_0$, т.е. тангенс наклона касательной в начале координат " $M - \kappa$ " должен быть равен начальной жесткости;

3. $M_u(\hat{\kappa} = \kappa) = \hat{M}_u$, т.е. кривая " $M - \kappa$ " должна проходить через вершину с координатами - " $\hat{M} - \hat{\kappa}$ ";

4. $dM_u / d\kappa(\kappa = \hat{\kappa}) = 0$, т.е. кривая " $M - \kappa$ " должна в вершине иметь максимум.

Таким образом, кривая " $M - \kappa$ " должна иметь восходящий участок, достигать вершины и далее идти на нисходящий участок.

Из третьего условия следует:

$$M_u = B_0 \hat{\kappa} e^n, \quad (5)$$

откуда после логарифмирования следует

$$n = \ln(\hat{M}_u / (B_0 \hat{\kappa})). \quad (6)$$

Из четвертого условия следует

$$e^n (1 + mn) = 0, \quad (7)$$

откуда

$$m = -n^{-1} = -\ln^{-1}(\hat{M}_u / (B_0 \hat{\kappa})). \quad (8)$$

Уравнение (4) можно записать в форме

$$M_u = \kappa \tilde{B}, \quad (9)$$

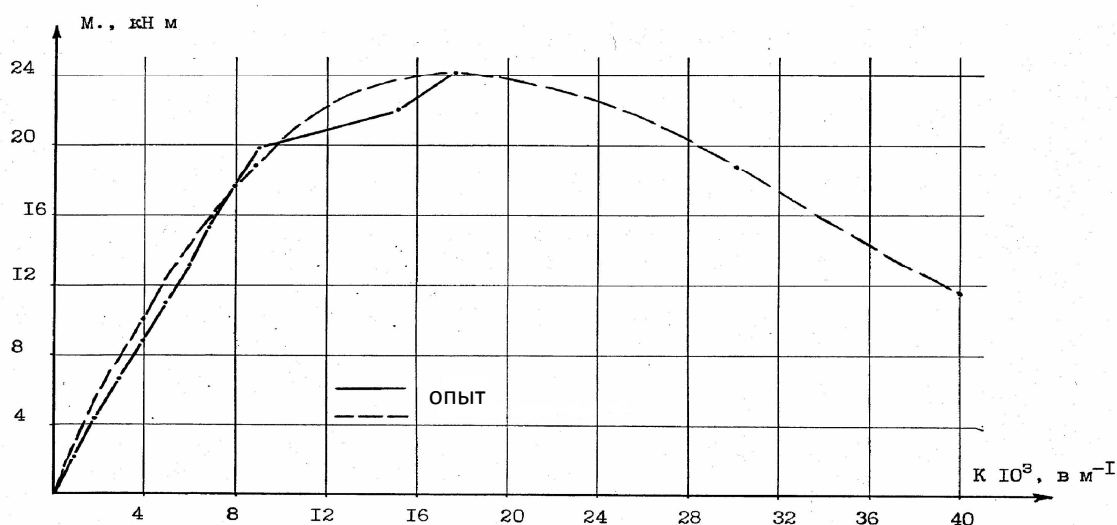
где $\tilde{B} = B_0 e^{n(\kappa/\hat{\kappa})^m}$ - изгибная жесткость, зависящая от уровня нагружения.

В табл.1 и на рис.1 приведены вычисления изгибных жесткостей по показаниям электротензодатчиков, опытным прогибам, а также аппроксимирующие значения изгибных жесткостей.

Таблица 1

К построению кривой " $M - \kappa$ "

кН м	Кривизна по показаниям датчиков, 10^5 м^{-1}	Кривизна по прогибам 10^5 м^{-1}	Изгибная жесткость, МН м^2			
			по датчикам	по прогибам	по (4)	
2,2	82	97,5	2,68	2,25	2,76	2,75
4,4	160,7	735,75	2,73	2,24	2,72	2,70
6,6	221,4	290	2,98	2,27	2,68	2,64
8,8	307,5	391,5	2,86	2,24	2,62	2,56
1	403,5	499,5	2,72	2,20	2,55	2,47
3,2	482	597,3	2,73	2,20	2,49	2,39
5,4	557	675	2,76	2,28	2,42	2,32
7,6	628	796	2,80	2,21	2,36	2,21
9,8	670	877	2,95	2,25	2,33	2,14
2	914	1528	2,40	1,43	2,10	1,56
4,2	-	1765	-	1,37	-	1,37



Из вышеизложенного следует, что на основе определения прогибов плит перекрытий для стадии, непосредственно предшествующей разрушению, подобрана достаточно простая аналитическая функция, связывающая изгибающие моменты с кривизной и охватывающая все стадии поведения конструкции (нисходящие ветви).

Литература

1. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. – М.: НИИЖБ, ЦНИИП Промзданий Госстроя СССР, 1987.- 41 с.
2. Натхер Джibraйел Хормиз. Прочность и перемещения монолитных железобетонных плит перекрытий со стальным профилированным настилом при локальных нагрузках. Автореф. дисс. канд. техн. наук.–М., 1989.–18с

