

Ганджунцев М.И., канд. техн. наук, доц.
 Московский государственный строительный университет
 Кондратенко В.Е., канд. техн. наук, доц.
 Московский институт стали и сплавов

МЕТОДИКА И НЕКОТОРЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА ЛЕСОВ ОПАЛУБКИ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

opp@mgsu.ru

В настоящее время в процессе проектирования различных общественных и жилых зданий и сооружений наметилась стойкая тенденция к использованию монолитного железобетона для перекрытия пролетов, имеющих в плане значительные размеры, с помощью конструкций часто со сложной геометрической структурой. В статье предпринята попытка создать методику оценки оптимальности применяемых конструкций лесов при изготовлении монолитных перекрытий, используя для этого классические подходы сопротивления материалов и строительной механики, с целью оптимизации расхода применяемых материалов, выявления реальных «шагов» стоек по горизонтали и вертикали при соблюдении требований к таким конструкциям по прочности и устойчивости. Выбор средств подмащивания (в большинстве своем зарубежных производителей) производится по различного рода фирменным каталогам и справочным материалам. При этом во многих случаях отмечается перерасход дорогостоящих импортных средств для изготовления лесов под монолитную опалубку вышеуказанных конструкций перекрытий, связанный с неоптимальными шагами стоек лесов по горизонтали и их развязки в вертикальном направлении.

Ключевые слова. Средства подмащивания, монолитная опалубка, шаг лесов по горизонтали и вертикали, удельная нагрузка на стойку, допустимая нагрузка на квадратный метр, толщина перекрытия.

Введение. В настоящее время в процессе проектирования различных общественных и жилых зданий и сооружений наметилась стойкая тенденция к использованию монолитного железобетона для перекрытия пролетов, имеющих в плане значительные размеры, с помощью конструкций часто со сложной геометрической структурой.

Выбор средств подмащивания в этих случаях (в большинстве своем зарубежных производителей) производится по различного рода фирменным каталогам и справочным материалам. При этом во многих случаях, по нашему мнению, отмечается перерасход дорогостоящих импортных средств для изготовления лесов под монолитную опалубку вышеуказанных конструкций перекрытий, связанный с неоптимальными шагами стоек лесов по горизонтали и их развязки в вертикальном направлении. Кроме того, отмечается использование в качестве стоек труб с завышенными относительно оптимальных величин диаметрами.

Ниже нами предпринята попытка создать методику оценки оптимальности применяемых конструкций лесов при изготовлении монолитных перекрытий, используя для этого классические подходы сопротивления материалов и строительной механики, с целью оптимизации расхода применяемых материалов, выявления реальных «шагов» стоек по горизонтали и вер-

тикали при соблюдении требований к таким конструкциям по прочности и устойчивости.

Методика расчета.

1. СБОР НАГРУЗОК

Проведем сбор нагрузок на отдельно взятую стойку лесов опалубки монолитного перекрытия. Собирая нагрузку на отдельно взятую стойку, принимаем грузовую площадь, ограниченную половиной пролета перекрытия с каждой от неё стороны (рис. 1). В результате получаем величину усилия, действующего на рассматриваемую стойку:

$$N = S \cdot L^2 \quad (1)$$

или

$$N = \Delta \cdot \gamma \cdot L^2, \quad (2)$$

где S – удельный вес плиты перекрытия, $\text{кг}/\text{м}^2$; Δ – толщина плиты перекрытия, м; γ – объемный вес материала перекрытия, $\text{кг}/\text{м}^3$; L – шаг стоек, м.

При этом очевидно, что крайние стойки воспринимают нагрузку, равную $N/2$, а угловые стойки – $N/4$.

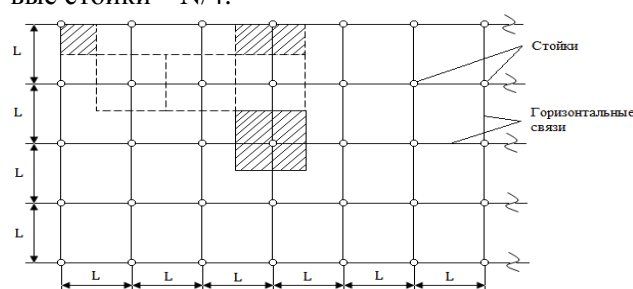


Рис. 1. Сбор нагрузок

Графики зависимости величины усилий, приходящихся на промежуточную стойку N, в зависимости от величины пролета L при различных значениях удельного веса плиты перекрытия S и её толщины Δ приведены на рис. 2.

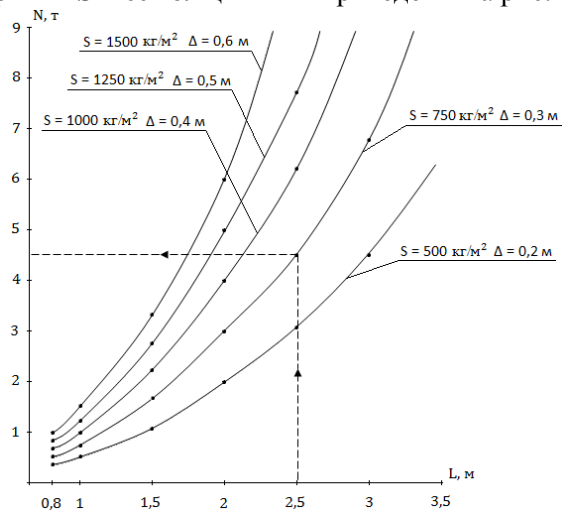


Рис. 2. Графики зависимости величины усилий

2. Подсчет допускаемых усилий, приходящихся на стойки лесов монолитного перекрытия.

При узловой передаче вертикальной нагрузки N на стойку лесов жесткие узлы пространственной конструкции при расчете внутренних усилий могут быть заменены на шарнирные [1].

При этом несущая способность конструкции обуславливается устойчивостью шарнирно-закрепленного элемента стойки, длиной h, где h – «шаг» лесов по вертикали. В реальной же конструкции узел имеет иное - фланцевое или клиновое соединение - и не является абсолютно жестким, что идет в запас при определении критической силы при расчете стоек на устойчивость.

В практике проектирования металлических конструкций принят расчет сжатых стоек по коэффициенту снижения допускаемого напряжения [2].

Величина допускаемого критического напряжения в стойке по устойчивости

$$[\sigma_y] = \varphi \cdot [\sigma_c], \tag{3}$$

где φ – коэффициент снижения допускаемых напряжений, зависящий от гибкости стойки λ; [σ_c] – допускаемое напряжение материала стойки на сжатие.

Допускаемое сжимающее усилие, действующее на стойку

$$[N] = [\sigma_y] \cdot A, \tag{4}$$

где A – площадь сечения стойки.

Коэффициент снижения допускаемых напряжений φ определен с таким расчетом, чтобы был перекрыт наблюдаемый на опыте разброс предельных нагрузок. Коэффициент φ зависит от гибкости стойки

$$\lambda = \frac{\mu l}{i}, \tag{5}$$

где l = h – длина участка стойки (расстояние между узлами); i – радиус инерции сечения стойки; μ – коэффициент приведения длины, зависящий от условий закрепления концов стойки.

Радиус инерции сечения стойки:

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}}, \tag{6}$$

где J = $\frac{\pi}{64} \cdot (D_H^4 - D_B^4)$ – момент инерции сечения; A = $\frac{\pi}{4} \cdot (D_H^2 - D_B^2)$ – площадь сечения стойки; D_H – наружный диаметр стойки; D_B – внутренний диаметр стойки.

Для шарнирного закрепления концов участка стойки μ = 1 (что идет в запас при расчете на устойчивость, т.к. для других условий закрепления μ < 1).

Зависимость коэффициента сжимающих напряжений φ от гибкости стойки λ для углеродистых сталей (Ст3, Ст2, Ст4) представлена в таблице 1 (для справки приведено соответствие гибкости стойки λ длине участка стойки между горизонтальными связями h для трубы D_{нар} = 59 мм) [2]:

Таблица 1

Зависимость коэффициента φ от гибкости стойки

λ	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
φ	1	0,99	0,96	0,94	0,92	0,89	0,86	0,81	0,75	0,69	0,60	0,52	0,45	0,40	0,36
h (см)	-	-	-	60	80	100	120	140	160	180	200	220	-	-	-

График зависимости величины коэффициента φ от гибкости участка стойки λ (длиной h) представлен на рис. 3 а.

Допускаемое сжимающее усилие в стойке:

$$[N] = [\sigma_y] \cdot A = [\sigma_T] \cdot \varphi \cdot A \tag{7}$$

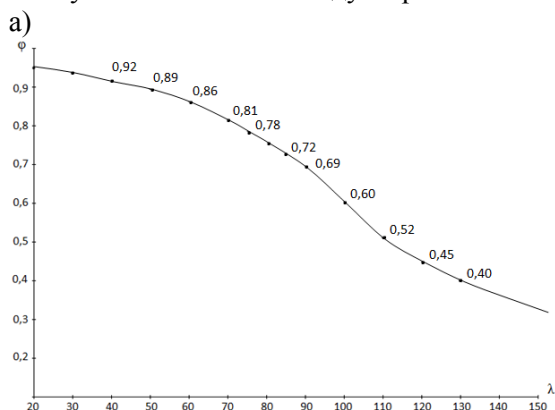
Допускаемое напряжение материала стойки [3]

$$[\sigma_T] = \frac{R_y \cdot \gamma_c}{\gamma_f}, \tag{8}$$

где R_y = 2200 кг/см² - расчетное сопротивление при сжатии для стальных труб из стали ВСт3; γ_c = 0,95 – коэффициент условий работы [3]; γ_f = 1,2 – коэффициент надежности [4];

$$[\sigma_T] = \frac{2200 \cdot 0,95}{1,2} = 1742 \text{ кг/см}^2$$

На рис. 3,б приведена зависимость величины допускаемого усилия на стойку [N] (т) от длины участка стойки между горизонталями h



(см) (вертикального «шага» лесов) применительно к стойке диаметром $D_H = 59$ мм.

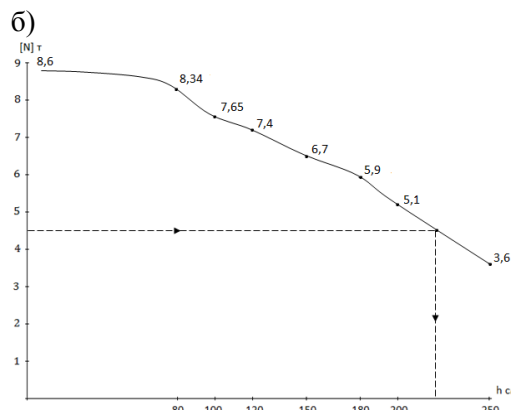


Рис. 3. Графики зависимости величин коэффициента φ и допускаемого усилия на стойку 3. Примеры расчета.

Для иллюстрации предложенного подхода к расчету лесов для опалубки монолитных перекрытий приведем примеры расчета.

Пример 1.

Задано: толщина плиты перекрытия- $\Delta = 0,3$ м. Используя данные графика на рис. 2 или формулу (2), для выбранного шага стоек $L = 2,5$ м определяем нагрузку на стойку $N = 4,5$ т. По допустимой нагрузке $[N] = 4,5$ т (рис. 4) определяем шаг горизонтальных связей $h = 220$ см.

Приравняв, например, шаг $L = 3$ м, определим по рис.2 нагрузку на стойку $N = 6,75$ т. По этой нагрузке (рис. 4) найдем шаг горизонтальных связей по высоте $h = 150$ см.

При расчете стоек объемных лесов, имеющих значительную высоту H, следует учитывать нагрузку, действующую на нижнюю секцию, не только от веса плиты перекрытия, но и от собственного веса вышележащих секций лесов. То есть, из допустимой нагрузки N следует вычесть вес вышележащей части лесов:

$$G = (h \cdot G_{ст} + 2L \cdot G_{гор})n + 2L \cdot G_{гор}, \quad (11)$$

где $n = H/h$, H – высота лесов; h – расстояние между горизонтальными связями стойки; L – расстояние между стойками; $G_{ст}$ – погонный вес трубы стойки; $G_{гор}$ – погонный вес трубы горизонтальной связи.

Пример 2.

Произведем расчет объемных лесов для следующих исходных данных.

1. Стойка: Труба $D_H = 5,9$ см, $D_B = 5,50$ см ($\delta = 2$ мм)

Горизонталь: Труба $D_H = 4,8$ см, $D_B = 4,26$ см ($\delta = 2,7$ мм)

2. Стойка: Труба $D_H = 4,8$ см, $D_B = 4,26$ см ($\delta = 2,7$ мм)

Горизонталь: Труба $D_H = 4,8$ см, $D_B = 4,26$ см ($\delta = 2,7$ мм)

Материал - Ст3, $R_y = 2200$ кг/см².

Допускаемое напряжение:

$$[\sigma_T] = R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_f} = \frac{2200 \cdot 0,95}{1,2} = 1742 \text{ кг/см}^2.$$

Величины допустимых усилий в стойках в зависимости от вертикального шага лесов, а также их геометрические характеристики представлены в таблице 2.

Таблица 2

Допустимые величины усилий в стойках

Вариант	A см ²	J см ⁴	i см	h м	λ	φ	[N] = [σ _T] * φ * A кг
1 $D_{ст} = 59$	3,58	14,56	2,02	0,5	24,6	0,951	5930
				1	49,5	0,89	5550
				1,5	47,25	0,785	4895
				2	99	0,60	3742
2 $D_{ст} = 48$	3,84	9,89	1,6	0,5	31,25	0,938	6271
				1	62,5	0,847	5669
				1,5	93,7	0,656	4390
				2	125	0,425	2843

В таблице 3 приведены данные расчета допускаемой удельной нагрузки от перекрытия S

(кг/м²) и толщины перекрытия Δ (м) при удельном весе плиты перекрытия $\gamma = 2500$ кг/м³ в за-

висимости от параметров лесов: L – расстояния тальными связями, равного 1,5 м.
 между стойками; h – расстояния между горизон-

Таблица. 3

Данные расчета допускаемой удельной нагрузки

1	2	3	4	5	6
1,5	1,5	4895/1,96	2175/0,87	1234/0,49	783/0,31
	3	4869/1,95	2159/0,86	1212/0,485	775/0,31
	9	4828/1,93	2136/0,85	1196/0,480	762/0,30
	15			1180/0,47	750/0,30
		4787/1,92	2112/0,845		
	21	4746/1,90	2089/0,83	1164/0,46	738/0,29
	30	4685/1,87	2054/0,82	1140/0,456	720/0,288
	39	4624/1,85	2019/0,80	1115/0,44	700/0,28

Заключение.

Допускаемая удельная нагрузка на промежуточную стойку лесов рассчитана с суммарным нормативным коэффициентом запаса $n = 1,26$ (напряжение в стойке равны $[\sigma] = 1742$ кг/см²).

Учитывая определенную идеализацию расчетной схемы, неточность изготовления и сборки элементов лесов, дефекты материала, опыт применения аналогичных конструкций коэффициент запаса n может быть увеличен. При этом допускаемая удельная нагрузка и толщина перекрытия уменьшается пропорционально увеличению коэффициента запаса.

Некоторые источники рекомендуют допускаемую нагрузку на угловые и крайние стойки уменьшать в два раза.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Феодосьев В. И. Сопротивление материалов. – М.: Изд. МГТУ им. Баумана, 2000. С. 516-528.
2. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1988. С. 48-54
3. ГОСТ 24258-88. Средства подмащивания. Общие технические условия. С.87-91
4. Дарков А.В., Шапошников Н.Н. Строительная механика. Изд. 12-е, стер.- С-П, М. Лань, 2010. С. 451-460.