

Расчет монолитных плит с арматурой из стального профилированного настила

В Белорусском политехническом институте проведены исследования монолитных плит натуральных размеров, отличающихся статической схемой работы, высотой бетонной части плит, классом бетона по прочности и т. д. Геометрические размеры образцов, марка стального настила и прочностные характеристики материалов приведены в таблице. В испытанных фрагментах плит стальной профилированный настил использовали в качестве несъемной опалубки и внешней арматуры. Связь листа с бетоном обеспечивалась ленточными анкерами [1] из настила Н60-845-1,0 (ГОСТ 24045—80), приваренными к стальному профилю (рис. 1).

Все образцы, за исключением П4-1, были забетонированы в положении, обеспечивающем создание начальных напряжений в профиле от его собственной массы и массы монолитного бетона. Плита П4-1 была изготовлена в положении, исключающем изгиб профилированного настила на этой стадии. Фрагменты П11 и П12 бетонировали с использованием временных опор, демонтируемых после набора бетоном требуемой прочности. Отметка верха временной опоры для П12 превышала отметку крайних (постоянных) опор на 40 мм. Расстояние между опорами однопролетных плит составляло 2,8 м (П1...П10) и 5,8 м (П11, П12), а двухпролетных — 2,9 м (П13, П14). Вылет консоли в плите П15 принят 1,2 м.

Усиление плит П1...П14 осуществляли штучными грузами, укладываемыми равномерно по всей поверхности элемента. Плиту П15 испытывали по консольной схеме с нагружением консоли сосредоточенной силой, создаваемой гидравлическим домкратом. При испытании измеряли прогибы конструкций в середине и в четвертях пролета плит, фиксировали сдвиги настила относительно бетона, а также деформации стального листа и бетона в зоне максимального изгибающего момента.

Образцы разрушались в результате раздробления бетона сжатой зоны в наиболее нагруженных сечениях элемен-

тов, а в плите П1 нарушалась также анкеровка настила в бетоне. При этом в положении профилированного листа стороны сжатой зоны бетона разрушение последнего сопровождалось потерей устойчивости стенок и полок профиля в зоне их сопряжения. Потеря устойчивости средних частей полок и стенок настила произошла при нагрузке, составляющей 80...85% разрушающей.

Характер разрушения образцов анализ напряженно-деформированного состояния нормальных сечений показали зависимость деформаций настила в стадии разрушения конструкции от предельной деформативности бетона сжатой зоны сечения. Это позволяет оценить несущую способность монолитных плит с позиции общего случая учета железобетонных элементов прочности нормальных сечений (СНиП II.03-01-84). Высоту сжатой зоны бетона определяли из решения системы уравнений:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_i^I &= \sigma_i^I + \sigma_i^{II}, \\ N + R_b A_b &= 0, \end{aligned} \right\}$$

где σ_i — нормальные напряжения в i -той фибре стального профиля в предельной стадии работы конструкции ($|\sigma_i| \leq \sigma_y$); σ_i^I — нормальные напряжения в i -той фибре стального настила его собственной массы и массы монолитного бетона; σ_i^{II} — приращение напряжений в i -той фибре листа от нагружения соответствующих стадии эксплуатации N — равнодействующее усилие в стеном профиле; A_b — площадь сечения сжатой зоны бетона.

При вычислении напряжений учитывали фактическую деформацию бетона и модуль упругости стального настила в соответствии с рекомендациями [2]

$$\sigma_i^{II} = \frac{\epsilon_{b,lim} E}{1 - \omega/1,1} \left(\frac{\omega h_i}{x} - 1 \right),$$

где $\epsilon_{b,lim}$ — предельная относительная деформация бетона при центральной сжатии; ω — характеристика сжатой зоны бетона; h_i — расстояние от на-

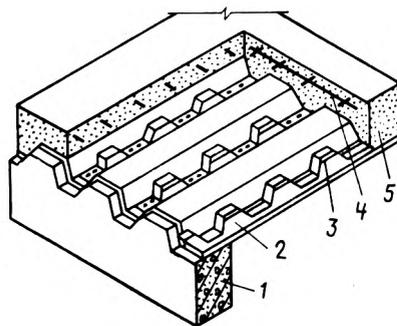


Рис. 1. Конструкция монолитной плиты с внешней арматурой из стального профилированного настила и с ленточными связями
1 — железобетонный ригель; 2 — стальной профилированный настил; 3 — ленточные связи из стального профилированного настила; 4 — арматурная сетка; 5 — монолитный бетон

Марка плиты	Ширина плиты, мм	Длина плиты, мм	Толщина полки, мм	Марка настила	Призмечная прочность бетона, R_b , МПа	Предел текучести стали, σ_y , МПа
П1	586,5	3000	60	Н60-789-1,0	33,9	286,5
П4, П4-1	586,5	3000	30	Н60-789-1,0	33,0	286,5
П5	506,0	3000	30	Н80-674-1,0	38,3	357,0
П6	506,0	3000	40	Н80-674-1,0	38,3	357,0
П7	586,5	3000	80	Н60-789-1,0	38,3	286,5
П8	506,0	3000	80	Н80-674-1,0	38,3	357,0
П9	506,0	3000	20	Н80-674-1,0	22,6	357,0
П10	586,5	3000	20	Н60-789-1,0	22,6	286,5
П11	506,0	6000	80	Н80-674-1,0	32,3	357,0
П12	506,0	6000	80	Н80-674-1,0	32,3	357,0
П13	506,0	6000	50	Н80-674-1,0	33,4	357,0
П14	506,0	6000	50	Н80-674-1,0	33,4	357,0
П15 (1,2)	506,0	6000	100	Н80-674-1,0	33,4	357,0

Примечание. В полке плиты П15 установлена арматурная сетка ($5\varnothing 22$ А-III с $\sigma_y = 413,0$ МПа).

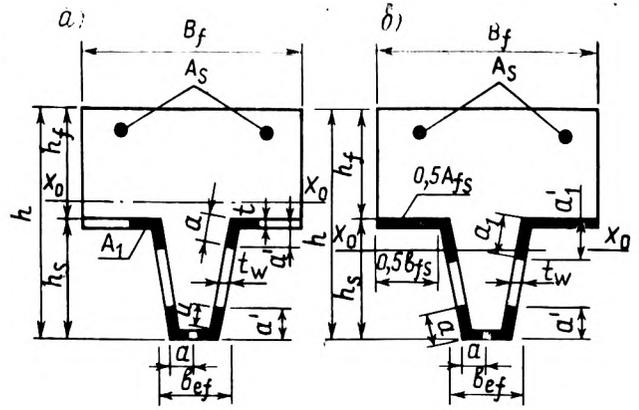
лее сжатой фибры бетона до рассматриваемой i -той фибры стального листа; E — модуль упругости стали; x — высота сжатой зоны бетона.

Расчетные значения разрушающих моментов определяли с учетом отклонения точки приложения равнодействующей в сжатой зоне бетона при расчетной прямоугольной эпюре напряжений и фактической [2].

Благодаря высокой прочности бетона плит П4 и П4-1 различный уровень начальных напряжений в стальном профиле не изменил их несущую способность. В практических расчетах можно не учитывать начальные напряжения в стальном настиле, т. е. принимать $\sigma_i^I = 0$. При наличии в предельной стадии работы конструкции зон сечения стального профиля, в которых нормальные напряжения не достигают предела текучести стали, это допущение может привести к завышению расчетной несущей способности элементов и усилия в настиле в предельной стадии работы плиты соответственно на 1,9 и 7,2%. Незначительная разница в оценке несущей способности объясняется тем, что увеличение расчетных усилий в элементах конструкций частично компенсируется уменьшением плеча равнодействующих усилий в бетоне и профилированном настиле.

При расположении профилированного настила со стороны сжатой зоны конструкции в состав расчетного сечения включали часть сжатых полок и стенок в зоне их сопряжения (рис. 2). Ширину свесов при $\sigma_b < R_y$ принимали постоянной и определяли по деформациям наиболее сжатых фибр бетона, учитывая одновременность раздробления бетона и

Рис. 2. Состав расчетного сечения плиты при расположении профилированного настила со стороны сжатой зоны конструкции
а — при $\sigma_b < R_y$; б — при $\sigma_b = R_y$



потерю устойчивости участков полок и стенок профиля в зоне их сопряжения. По уравнению Кармана-Винтера с учетом допущения Ж. Жерара [3] предложено определять расчетную ширину свеса

$$u = 0,85t \sqrt{\frac{1-\omega}{1,1 \varepsilon_{b,lim}}} \times \left(1 - 0,475 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{1-\omega}{1,1 \varepsilon_{b,lim}}}\right), \quad (3)$$

где t — толщина настила; b — ширина наиболее сжатой полки.

В случае примыкания стенок настила к растянутым полкам расчетную ширину свесов этих участков при $\sigma_b = R_y$ определяли по формуле СНиП II — 23 — 81.

$$u_1 = 0,85t \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (4)$$

При расположении стального профилированного настила со стороны растянутой зоны конструкции в расчетное сечение плиты можно включать полное сечение листа. Анализ показал, что выключение из работы средних частей сжатых полок почти не влияет на рас-

четную несущую способность конструкции. Например, при уменьшении редуцированного коэффициента с 1 до 0,3 расчетный изгибающий момент изменяется всего на 0,3%.

В расчетах предложено рассматривать несколько основных случаев, зависящих от характера эпюры напряжений в настиле в предельной стадии работы плит. По опытным данным при объединении стального профилированного настила с бетоном ленточными связями напряжения в стержневой арматуре и нижней полке профиля в стадии разрушения конструкции всегда достигают предела текучести стали. Для каждого расчетного случая выявлены граничные условия и получены уравнения для определения высоты сжатой зоны бетона. При расположении стального профилированного настила со стороны растянутой зоны сечения плиты (рис. 3) расчетную высоту сжатой зоны бетона можно определить из выражений: при $c \leq 0$ (см. рис. 3, б)

$$x = \frac{R_y A + R_s A_s}{R_b b_f'}; \quad (5)$$

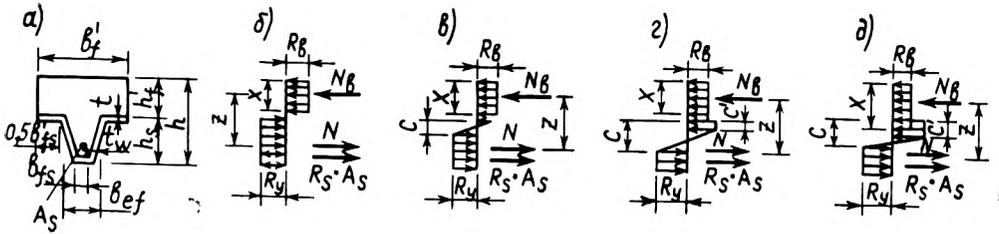


Рис. 3. Расчетное сечение плиты (а), схемы усилий и эпюры напряжений (б...д) при расположении профилированного настила со стороны растянутой зоны конструкции

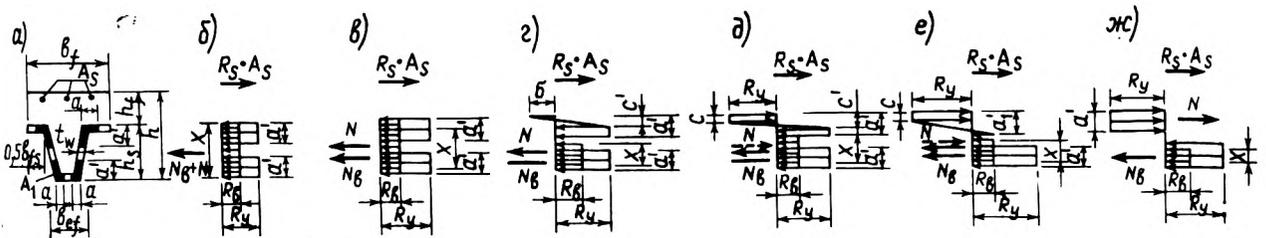


Рис. 4. Расчетное сечение плиты (а), схемы усилий и эпюры напряжений (б...ж) при расположении профилированного настила со стороны сжатой зоны конструкции

при $c \geq t$; $c' \leq 0$ (см. рис. 3, а)

$$\left[R_b b_f' + \frac{(A_0 + R_y)^2}{A_0 \omega} t_w \right] x^2 + [A_0 (A_{fs}' - 2t_w h_f') - R_s A_s + R_y (A_{fs}' - 2t_w h_f' - A)] x + A_0 \omega [A_{fs}' (h_f' + 0,5 t) - t_w (h_f')^2] = 0; \quad (6)$$

при $c > t$; $c' \geq t$; $x \leq h_f'$ (см. рис. 3, б)

$$\omega [R_s A_s + R_y (A - 2A_{fs}' + 4t_w h_f')] x = \frac{4R_y t_w + R_b \omega b_f'}{4R_y t_w + R_b \omega b_f'}; \quad (7)$$

при $c > 0$; $c' \geq t$; $x > h_f'$ (см. рис. 3, в)

$$x = \frac{\omega [R_y (A - 2A_{fs}' + 4t_w h_f') + R_s A_s - R_b h_f' (b_f' - b_{ef})]}{4R_y t_w + R_b \omega b_{ef}}. \quad (8)$$

В вышеприведенных формулах

$$c = \frac{(A_0 + R_y)}{A_0 \omega} x - h_f', \quad (9)$$

$$c' = \frac{(A_0 - R_y)}{A_0 \omega} x - h_f', \quad (10)$$

$$A_0 = \frac{e_{b,lim} E}{1 - (\omega/1,1)}. \quad (11)$$

При расположении стального профилированного настила со стороны сжатой зоны сечения плиты (рис. 4) расчетную высоту сжатой зоны бетона можно определить из выражений:

при $c' \leq 0$; $x > (h_f - t)'$ (см. рис. 4, б)

$$x = \frac{[R_s A_s - 4A_1 R_y - R_b' (h_s - t) b_{ef} + (h_s - t)]}{R_b b_{ef}} + \quad (12)$$

при $c' \leq 0$; $x \leq (h_f - t)$ (см. рис. 4, в)

$$x = \frac{R_s A_s - 4A_1 R_y}{R_b b_{ef}}; \quad (13)$$

при $c' \geq t$; $c \leq 0$ (см. рис. 4, з)

$$\left[R_b b_{ef} - \frac{(A_0 - R_y)^2 t_w}{A_0 \omega} \right] x^2 - [R_s A_s - 2R_y (A_1 + t_w a') - A_0 A_{fs} - 2(A_0 - R_y) t_w (h_s - t)] x - A_0 \omega [A_{fs} (h_s - 1,5 t) + t_w (h_s - t)^2] = 0; \quad (14)$$

при $t < c' \leq a_1'$; $c > t$ (см. рис. 4, д)

$$x = \frac{R_s A_s + R_y}{R_b b_{ef} + \frac{4R_y t_w}{\omega}} \times \frac{[A_{fs} - 2A_1 (2h_s - 2t - a_1')]}{R_b b_{ef} + \frac{4R_y t_w}{\omega}}; \quad (15)$$

при $c' \geq a$; $t \leq c \leq a_1'$ (см. рис. 4, е)

$$\left[R_b b_{ef} + \frac{(A_0 + R_y)^2 t_w}{A_0 \omega} \right] x^2 - [R_s A_s + R_y (A_{fs} - 2A_1 + 2t_w a_1') + 2(A_0 + R_y) t_w (h_s - t - a_1')] x + A_0 \omega t_w (R_s - t - a_1')^2 = 0; \quad (16)$$

при $c > a$ (см. рис. 4, ж)

$$x = \frac{R_s A_s + R_y}{R_b b_{ef}} \times \frac{(A_{fs} - 2a_1' t_w - 2A_1)}{R_b b_{ef}}. \quad (17)$$

В вышеприведенных формулах

$$c = (h_s - t) - \frac{A_0 + R_y}{A_0 \omega} x, \quad (18)$$

$$c' = (h_s - t) - \frac{A_0 - R_y}{A_0 \omega} x; \quad (19)$$

$$a = 0,85 t \sqrt{\frac{1,1 - \omega}{1,1 e_{b,lim}}} \times \left(1 - 0,475 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{1,1 - \omega}{1,1 - e_{b,lim}}} \right) + (r + t). \quad (20)$$

$$a_1' = 0,85 t \sqrt{\frac{E}{R_y}} \cos \alpha (r + t). \quad (21)$$

Среднее отношение опытной несущей способности плит к расчетной, вычисленное с использованием предложенных зависимостей, составило 0,998 при коэффициенте вариации $C_v = 2,5\%$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Мартынов Ю. С., Сергеев В. Б. Исследование несущей способности ленточных связей, изготовленных из профилированного настила // Рациональные строительные конструкции зданий и сооружений ИСИА Госстроя БССР. — Минск, 1965. С. 34—39.
2. Гвоздев А. А. и др. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1978. — С. 48—52.
3. Вольмир А. С. Гибкие пластинки оболочки. — М.: Гостехиздат, 1956. — 420

УДК 628.143.17.5[539.4+620.191.3]

Ю. А. ТЕВЕЛЕВ, канд. техн. наук, О. Ю. КИНАРОВА, инж. (Союзводпроект); Р. И. БЕРГЕН, канд. техн. наук (МГМИ)

Исследование прочности и трещиностойкости безнапорных труб

В течение нескольких лет Союзводпроект и МГМИ проводят исследования прочности и трещиностойкости безнапорных железобетонных труб. Результаты многочисленных статических испытаний труб показали, что типовые конструкции имеют существенные запасы по трещиностойкости, определяемой действующими нормативными документами.

Союзводпроект исследовал трубы диаметром 1000 мм. Всего было испытано 7 образцов длиной по 2,5 м нормальной и повышенной прочности. В трубах нормальной прочности с двойным каркасом шаг арматуры диаметром 6 мм класса

Таблица 1

Диаметр трубы, мм	Группа по несущей способности	Толщина стенки, мм	Диаметр проволоки, мм	Рабочая высота сечения, см
1000	I	100	6	7,6
1000	II	100	6	7,6
1000*	I	100	8	54
1200*	I	110	8	60
1000**;	I	100	8	70

* Трубы с круговым каркасом, ** трубы с эллиптическим каркасом.

Примечание. Для всех труб проектная прочность бетона 30 МПа.

В-I составил 50, в трубах усиленных 35 мм.

На Запорожском заводе ЖБИ МГМИ испытывал трубы диаметрами 1000 и 1200 мм, армированные одиночным и двойным или эллиптическим каркасами, что позволило сократить расход стали технологические трудозатраты. Цель экспериментов было установление реальной трещиностойкости конструкций упрощенным армированием. Основные характеристики испытанных труб приведены в табл. 1.

Режим каждого цикла формования способом центрифугирования труб