

ГЕОТЕХНОЛОГИЯ

УДК 622.693

М. Д. Войтов, П. М. Будников

РАСЧЕТ ПЛОСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТЮБИНГОВ ДЛЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ПОДЗЕМНЫХ БУНКЕРОВ

Известно, что для крепления подземных бункеров, зачастую, применяется монолитная бетонная и гладкостенная тюбинговая крепи. Гладкостенные тюбины ГТК используют конструкции КузНИИшахтостроя, которые представляют собой железобетонный цилиндрический элемент. Нами предлагается крепление подземного бункера ОАО «Шахты «Заречная» с пласта «Полысаевский – 2» на пласт «Полысаевский – 1» плоскими железобетонными тюбингами, как показано на рис. 1.

Для этого будем производить расчет тюбинга как ребристую панель перекрытия. Номинальные

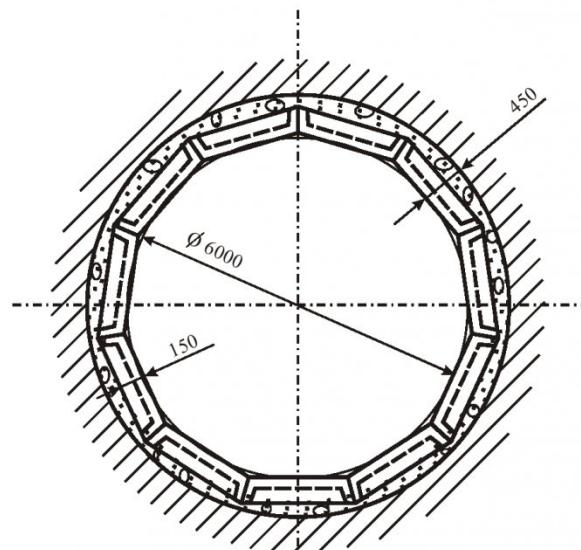


Рис. 1. Конструкция поперечного сечения подземного бункера с плоскими железобетонными тюбингами

размеры панели в плане $1,8 \times 1$ м. действующие на перекрытие постоянные нагрузки следует принять по расчету $P = 88,14$ кПа $= 88,14 \cdot 10^3$ Н/м². коэффициенты надежности $\gamma_n=0,95$. Ребра панели предполагается армировать сварными каркасами из стержневой стали класса А-III плиту – А-III. Бетон панели класса В30.

Для расчета необходимо задаться следующими исходными данными:

➤ нормативное сопротивление бетона $R_{b,ser}$ и расчетное сопротивление $R_{bt,ser}$ для предельных

состояний 2-ой группы, в зависимости от класса бетона В30:

$R_{b,ser}=22$ МПа – сжатие осевое (для тяжелых бетонов) [1, табл. 1.2];

$R_{bt,ser}=1,8$ МПа – растяжение осевое [1, табл. 1.2];

➤ расчетное сопротивление по осевому сжатию R_b и растяжению R_{bt} для предельных состояний 1-ой группы, в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие:

$R_b=17$ МПа – сжатие осевое [1, табл. 1.4];

$R_{bt}=1,2$ МПа – растяжение осевое [1, табл. 1.4];

➤ коэффициент условий работы бетона: $\gamma_{b2}=0,9$ – длительность действия нагрузки (при расчете на прочность) [1, табл. 1.5];

➤ начальный модуль упругости бетона E_e при сжатии и растяжении, в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие $E_e=32,5 \cdot 10^3$ МПа [1, табл. 1.6];

➤ для арматуры класса А-III: [1, табл. 1.7] расчетное сопротивление для предельных состояний 1-ой группы:

■ по растяжению продольной арматуры

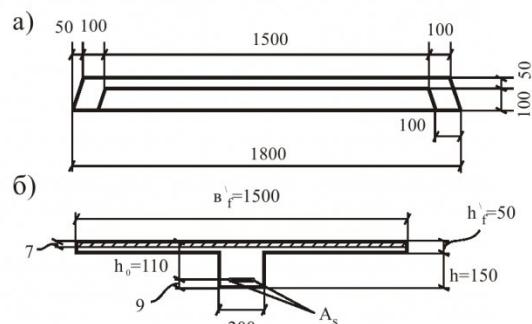
$R_s=355$ МПа (при \varnothing 6–8 мм); $R_s=365$ МПа (при \varnothing 10–40 мм);

■ по растяжению поперечной арматуры $R_{sw}=290$ МПа;

➤ модуль упругости арматуры $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа.

После определения нагрузок на 1 м длины панели шириной 1 м получены следующие результаты:

■ постоянная нормативная нагрузка $q^n=P \cdot I,0=88,14 \cdot 10^3 \cdot 1,0=88,14$ кН/м;



*Рис. 2. а) заданное поперечное сечение;
б) эквивалентное приведение сечения панели*

■ постоянная расчетная нагрузка (с учетом коэффициента перегрузки $n=1,2$)
 $q=88,14 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 1,2 = 105,77 \text{ кН/м}$.

■ расчетная длина панели при ширине профона $b=50 \text{ мм}$, $l=1800 \text{ мм}$

$$l_0=l-b/2=1800-50/2=1,775 \text{ м.}$$

Расчетная схема представлена на рис. 3, в.

Максимальный изгибающий момент

■ от расчетной нагрузки

$$\mu=q l_0^2 \gamma_n / 8=105,77 \cdot 1,775^2 \cdot 0,95 / 8=39,57 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

■ от нормативной нагрузки

$$\mu''=q'' l_0^2 \gamma_n / 8=88,14 \cdot 1,775^2 \cdot 0,95 / 8=32,99 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Максимальная расчетная поперечная сила

$$Q=q l_0 \gamma_n / 2=105,77 \cdot 1,775 \cdot 0,95 / 2=89,18 \text{ кН.}$$

Далее производится предварительное определение сечения панели.

Высота сечения панели находится из условий обеспечения прочности и жесткости по эмпирической формуле [1, с. 166]

$$h=c l_0 \frac{R_s}{E_s} \frac{Q q^n + p^n}{q^n} \gamma_n = \\ = 30 \cdot 177,5 \cdot \frac{365}{2 \cdot 10^5} \cdot \frac{1,5 \cdot 88,14}{88,14} \cdot 0,95 = 13,85$$

см, где $c=30$ – для ребристой панели армируемых арматурой А-III [1, с. 166]; $Q=1,5$ – для ребристой панели с полкой в сжатой зоне – коэффициент увеличение прогибов при длительном действии нагрузки [1, с. 116].

Принимается $h=15 \text{ см}$, кратно 5 см. назначаются другие типовые размеры сечения (рис. 2, а):

■ толщина продольных ребер 100 мм и 100 мм (средняя толщина $\delta_p=100 \text{ мм}$);

■ высоту поперечных ребер 150 мм.

Для расчета арматуры сечения ребристой панели приводим к тавровому сечению (рис. 2, б).

■ ширину сжатой полки $\delta_p=150 \text{ см}$, т.к. $h_p/h=5/15=0,33>0,1$ и имеются поперечные ребра;

■ толщину $h_f=5 \text{ см}$, суммарную ширину приведенного ребра $\delta=2 \delta_p=2 \cdot 10=20 \text{ см}$;

■ рабочая высота сечения предварительно $h_0=h-\delta=15-4=11 \text{ см}$.

Проверяется соблюдение условия [1, с. 93] по-лагая предварительно, что $\varphi_{w1}=1$ – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента :

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{\alpha1} R_e \delta h_0; \\ 89,18 \cdot 10^3 \leq 0,3 \cdot 1 \cdot 0,847 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,2 \cdot 0,11,$$

где $\varphi_{\alpha1}$ – коэффициент определяемый по формуле $\varphi_{\alpha1}=1-\beta R_e \varphi_{\alpha2}$ ($\beta=0,01$ – коэффициент, зависящий от вида бетона – тяжелый).

$$\varphi_{\alpha1}=1-0,01 \cdot 0,9 \cdot 17=0,847; 89,18 \cdot 10^3 \leq 95,03 \cdot 10^3 (\text{Н}).$$

Условие соблюдается, принятое сечение достаточно для обеспечения прочности по наклонной полосе.

Далее производится расчет нормальных сечений по прочности и наклонного сечения по прочности

Устанавливается расчетный случай для тавровых сечений, проверяется условие

$$\mu \leq R_e \varphi_{\alpha2} \varphi_f / (h_0 - 0,5 h_f).$$

После расчетов условие соблюдается, следовательно нейтральная ось проходит в полке ($x < h_f$)

Площадь сечения продольной арматуры в ребрах

$$A_S = \frac{\mu}{\eta h_0 R_S} = \frac{39,57 \cdot 10^3}{0,92 \cdot 0,11 \cdot 365 \cdot 10^6} = 10,71 \text{ см}^2.$$

Принимается 4 Ø 20 А-III, $A_S=12,56 \text{ см}^2$ [1, приложение II], располагая по два стержня в ребре.

В данном случае принимается 2 Ø 20 А-III в каждом ребре, чтобы показать обрыв части продольных стержней в пролете в соответствии с эпюорой изгибающих моментов, этим можно сократить расход арматуры.

При двухрядном расположении арматуры $h_0=h-a_3-d_1-a_1/2=15-2-2-2,5/2=9,75 \approx 10 \text{ см}$. (здесь $a_3 \geq 2 \text{ см}$ и $a_1 \geq 2,5 \text{ см}$ – соответственно защитный слой бетона и расстояние между стержнями, см).

Вычисляется проекция наклонного расчетного сечения на продольную ось С. Влияние свесов сжатых полок (при двух ребрах): [1, с. 93]

Принимается конструктивно поперечные стержни Ø 9 А-І, $A_{sw}=0,636 \text{ см}^2$. Шаг поперечных стержней устанавливают из конструктивных требований $S \leq h/2=15/2=7,5 \text{ см}$ и не более $S=15 \text{ см}$.

После чего производится определение места обрыва в пролете продольных стержней.

В пролете допускается обрывать до 50% расчетной площади сечения стержней, вычисленных по максимальному изгибающему моменту. При этом в каждом плоском сварном каркасе не менее одного продольного стержня должно быть заведено за грань опоры.

За грань опоры заводят по одному стержню диаметром 20 мм в каждом каркасе К-1, всего $A_{S1}=3,14 \cdot 2=6,28 \text{ см}^2$. Обрываемые стержни заводят за грань теоретического обрыва на длину w , согласно эпюре изгибающих моментов.

Расчет плиты панели.

Плита панели является однопролетной неразрезной опертой по контуру на продольные и поперечные ребра (рис. 3).

Определение нагрузок и усилий:

■ постоянная нормативная нагрузка 88,14 кН/м² (q^n);

■ постоянная расчетная нагрузка 105,77 кН/м² (q).

Собственный вес плиты:

■ нормативный $0,05 \cdot 25 \cdot 10^3=1250 \text{ Н/м}^2$ (p^n);

■ расчетный (с учетом коэффициента надежности по нагрузке равным 1,1) $p=1250 \cdot 1,1=1375 \text{ Н/м}^2$.

Суммарная равномерно распределенная нагрузка:

■ полная нормативная $(q^n+p^n)=89390 \text{ Н/м}^2=89,39 \text{ кН/м}^2$;

■ полная расчетная $(q+p)=105770+1375=107145 \text{ Н/м}^2=107,15 \text{ кН/м}^2$.

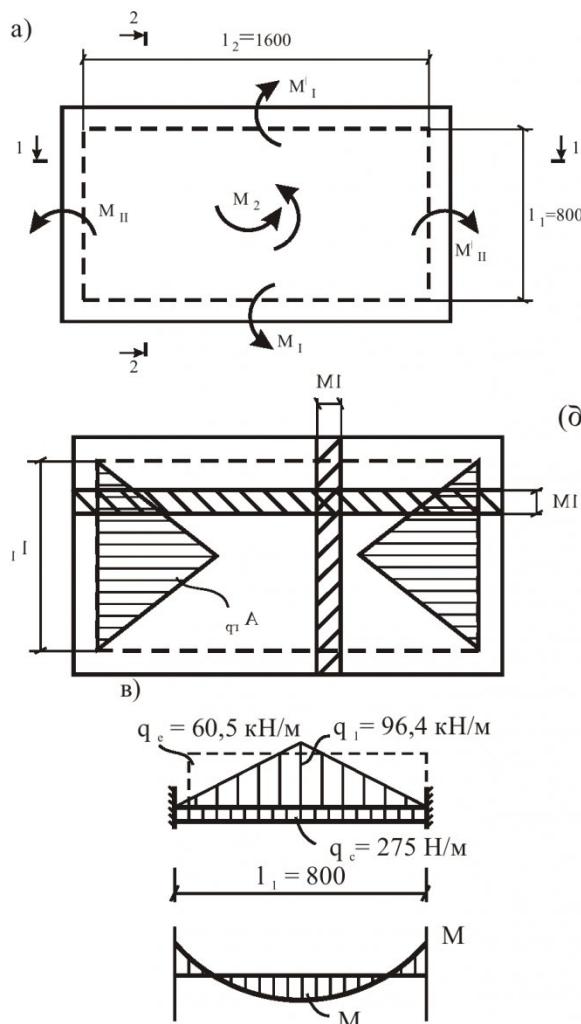


Рис. 3. а) план тюбинга; б) схема загружения; в) эпюра \$M\$ поперечных ребер

Вычисляются изгибающие моменты методом предельного равновесия.

Моменты в среднем поле неразрезной плиты при \$l_2/l_1=1,5/2\$ можно принять: (рис. 3, а).

$$\bar{M}_I = \bar{M}_I' = \bar{M}_I''; \bar{M}_{II} = \bar{M}_{II}' = 0,75M_I; M_2 = 0,5M_I.$$

Из основного уравнения равновесия плит

$$\left[\eta(q+p)l_I^2 / 12 \right] (3l_2 - l_1) = \\ = 2M_I + 2M_2 + \bar{M}_I + \bar{M}_I' + \bar{M}_{II} + \bar{M}_{II}'.$$

Принимая коэффициенты \$\eta=1\$, которым учитывается влияние распора в зависимости от жесткости окаймляющих ребер и отношения \$l_2/l_1\$, для принятых соотношений моментов находим момент \$M_I\$ (Н\$\cdot\$м) на полосу 1 м в направлении короткой стороны [1, стр. 231]:

$$M_I = \frac{(q+p)l_I^2(3l_2 - l_1)}{12(4l_2 - 2,5l_I)} \gamma_n = \\ = \frac{107145 \cdot 0,8^2 \cdot (3 \cdot 1,6 - 0,8)}{12(4 \cdot 1,6 - 2,5 \cdot 0,85)} \cdot 0,95 = 4935,16;$$

то же, в направлении длинной стороны

$$M_2 = 0,5M_I = 0,5 \cdot 4935,16 = 2467,58 \text{ Н\cdotм}; \\ \bar{M}_{II} = \bar{M}_{II}' = 0,75M_I = 0,75 \cdot 4935,16 = 3701,37.$$

Определяется площадь сечения арматуры на 1 м плиты в направлении короткой стороны при \$h_0 = h - a = 5 - 1,5 = 3,5\$ (см: [1, с. 168])

$$A_{sI} = M_I / R_s Z_b, \\ \text{где } Z_b = \eta h_0 [1, \text{табл. 2.12}]; \\ A_{sI} = \frac{M}{s_f h_0 R_s \gamma_{s2}} = \frac{4935,16}{0,7 \cdot 0,035 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,9}$$

при \$A_0 < 0,02 \quad \eta = 0,99; \quad Z_b = 3,5 \cdot 0,99 = 3,465 \text{ см}\$

$$A_{sI} = \frac{4935,16}{355 \cdot 10^6 \cdot 0,03465} = 0,000401 \text{ м}^2 = 4,01 \text{ см}^2.$$

Принимается рулонная сетка (1) из проволоки класса А-III диаметром 8 мм шириной 850 мм с поперечной арматурой \$A_{sI}=4,02 \text{ см}^2\$ при шаге \$S=100\$ мм. Сетка раскатывается вдоль длиной стороны с отгибом на опорах в верхнюю зону (рис. 4, 1-1).

В направлении длинной стороны \$A_{s2}=0,5; A_{sI}=2,01 \text{ см}^2\$; из конструктивных соображений принято \$A_{sI}=A_{s2}=4,02 \text{ см}^2\$.

Для восприятия опорных моментов \$\bar{M}_I\$ и \$\bar{M}_I'\$ (по длиной стороне), величина которых равна \$M_I\$, укладываются конструктивно сетки 2 шириной 250 мм из \$\phi 9\$ А-III с перегибом на продольном ребре. Поперечные стержни сеток перепускают в плиту на длину 0,2 \$l_I=160\$ мм=\$0,2 \cdot 800\$ мм.

Далее производится расчет поперечного ребра панели. Для этого необходимо знать следующие нагрузки и усилия.

Максимальная нагрузка на поперечное ребро передается с треугольных грузовых площадей

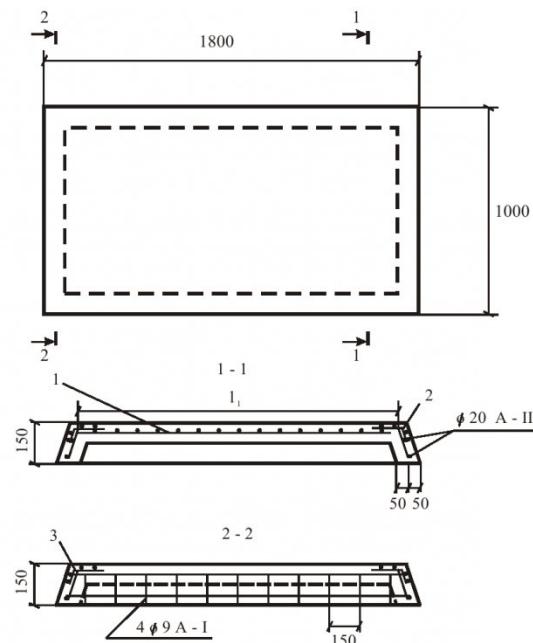


Рис. 4. Армирование ребристой панели сварными сетками и каркасами

$A_c=0,5l_1^2$ (рис. 3, б). Расчетная схема поперечного ребра представляет собой балку с защемленными опорами, нагруженную треугольной нагрузке с максимальной ординатой q_1 и собственным весом q_c (рис. 3, в). Треугольную нагрузку допускается заменить на эквивалентную равномерно распределенную по формуле $q_c=5/8 \cdot q_1$.

$q_1=(q+p)(l_1+b_p)=107145 \cdot (0,8+0,1)=96430,5$ Н/м, где $b_p=(10+10)/2=10$ см – средняя толщина поперечного ребра;

$$q_c=b_p(h_p-h_f)\rho\gamma_f=0,1 \cdot (0,15-0,05) \cdot 25\ 000 \cdot 1,1=275 \text{ Н/м.}$$

Суммарная равномерно распределенная нагрузка

$$q=q_e+q_c=5/8 \cdot 96430,5+275=60544,06 \text{ Н/м.}$$

С учетом развития пластических деформаций изгибающие моменты в пролете M_c и на опоре \bar{M}_0 можно определять по равно моментной схеме ($\bar{M}_c=\bar{M}_0=M$)

$$M=ql_1^2/16=\frac{60544,06 \cdot 0,8^2}{16}=2421,8 \text{ Н}\cdot\text{м.}$$

Далее производится расчет продольной арматуры ребра панели. Для этого необходимо знать следующие нагрузки и усилия.

В пролете поперечное ребро имеет тавровое сечение с полкой в сжатой зоне. Расчетная ширина полки $b_f'=b_p+2l_1/8=10+2 \cdot 80/6=36,67$ см и $b_f=b_p+12h_f=10+12 \cdot 6=70$ см; принимается меньшее значение $b_f'=36$ см; высота ребра $h=15$ см и рабочая высота $h_0=h-a=15-2,5=12,5$ см.

$$A_0=M/b_f^2h_0R_b\gamma_{s2}=\frac{2421,8}{0,36 \cdot 0,1252 \cdot 17 \cdot 10^6 \cdot 0,9}=0,028$$

Согласно [1, табл. 2.12.] $A=0,03\eta=0,985$.

$$A_s=M/h_0\eta R_s=2421,8/0,985 \cdot 0,125 \cdot 355 \cdot 10^6=0,554 \text{ см}^2.$$

Принимается из конструктивных решений $\varnothing 9$ А-I; арматуру в верхней зоне и поперечные стержни также принимаются из арматуры $\varnothing 9$ мм; шаг поперечных стержней 150 мм (рис. 4, 2-2). Из арматуры $\varnothing 9$ А-I выполняется каркас 4 в крайних поперечных ребрах (рис. 4, 2-2).

После всего этого необходимо сделать расчет панели по деформациям (прогибам). Вначале проверяются условие $M_r \leq M_{crc}$, при соблюдении которого нормальные трещины в наиболее нагружен-

ном сечении по середине пролета не образуются. Момент трещинообразования M_{crc} вычисляют по формуле [1, с. 111] принимая $M_{rp}=0$. В результате расчетов получили: $M_{crc}=27,45$ кН·м $< M^o=32,98$ кН·м, следовательно, трещины в растянутой зоне сечения по середине пролета образуются. Необходимо выполнять расчет прогибов с учетом образования трещин в растянутой зоне. Кроме того, требуется проверка по раскрытию трещин.

Полная кривизна $1/r$ для участка с трещинами определяется по формуле [1, с. 118]

$$1/r=1/r_1-1/r_2+1/r_3$$

и соответственно полный прогиб панели

$$f_{tot}=f_1-f_2+f_3,$$

где f_1 – прогиб от кратковременного действия всей нагрузки; f_2 – то же, от действия только постоянных и длительных нагрузок; f_3 – прогиб от длительного действия постоянных и длительных нагрузок.

После расчетов кривизна $f_1=0,31$ см; $f_1-f_2=0,31$ см; $f_3=0,77$ см. Суммарный прогиб $f_{tot}=f_1-f_2+f_3=0,31-0,31+0,77=0,77$ см $< [f_{lim}]=1/150=1,18$ см по конструктивным требованиям и $f_{lim}=2,5$ – по эстетическим требованиям.

Расчет панели по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси. Согласно данным [1, табл. 2.9], ребристый железобетонный тюбинг относится к третьей категории трещиностойкости. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин составляет $a_{crc}=0,4$ и $a_{crc2}=0,3$ мм. По длительно-му раскрытию трещин. Ширину длительного раскрытия трещин определяют от длительного действия постоянных и длительных нагрузок. По кратковременному раскрытию трещин. Ширину кратковременного раскрытия трещин определяют как сумму ширины раскрытия от длительного действия постоянных и длительных нагрузок a_{arc3} и приращения ширины раскрытия от действия кратковременных нагрузок ($a_{arc1}-a_{arc2}$), [1, с. 177].

$$a_{arc,tot}=0,2+0=0,2 \text{ мм} < [a_{arc1}, lim]=0,4 \text{ мм.}$$

После этого производится вычисление прогиба панели приближенным методом. Прогиб в середине пролета панели рассчитывается согласно [1, с. 125] и составил 2,15 см, что меньше допустимого $[f_{lim}]=2,5$ см.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций. Учебное пособие для техников. – М.: Стройиздат, 1989. с. – 506.
- СНиП 2.03.01 – 84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1985. с. – 79.

□ Авторы статьи:

Войтов
Михаил Данилович
– канд. техн. наук, доц. каф. строительства подземных сооружений и шахт

Будников
Павел Михайлович
– ст. преп. каф. строительства подземных сооружений и шахт