

УДК 622.013.2

В.В. Ковнат-Лернер

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ СТАЛЬНЫХ ФУТЛЯРОВ В ТЕХНОЛОГИИ МИКРОТОННЕЛИРОВАНИЯ

Излагаются рекомендации и методика определения нагрузок и воздействий на стальные футляры в технологии микротоннелирования.

Ключевые слова: стальные футляры, микротоннелирование, прочность, деформативность, устойчивость.

Общая методология расчета строительных конструкций [1], в том числе и стальных футляров, предусматривает анализ предельных состояний, при которых конструкции перестают удовлетворять эксплуатационным требованиям или требованиям при монтаже. Применительно к стальным футлярам, продавливаемым в грунтовых массивах по технологии микротоннелирования, следует рассматривать:

1) предельное состояние первой группы – потеря несущей способности стального футляра в результате пластического разрушения стали от сжимаемых напряжений, возникающих под воздействием поперечных эксплуатационных и продольных монтажных нагрузок;

2) предельное состояние первой группы – потеря устойчивости формы поперечного стального футляра при воздействии поперечных эксплуатационных нагрузок;

3) предельное состояние второй группы – появление недопустимых прогибов в шельге и как следствие этого недопустимых для стального футляра укорочений вертикального диаметра поперечного сечения при воздействии поперечных эксплуатационных нагрузок;

4) предельное состояние второй группы – появление недопустимых прогибов в шельге, ограниченных появлением недопустимых сдвижений перекрывающего грунтового массива и земной поверхности.

Расчет из условий потери несущей способности стального футляра по предельному состоянию первой группы сводится к проверке неравенства $\sigma_0 < R$, (1)

где R – расчетное сопротивление на сжатие стали, из которой изготовлен стальной футляр; σ_0 – расчетное напряжение сжатия, которое определяется для двух случаев:

1) в продольных сечениях в шельге футляра на его внешней поверхности от воздействия максимальных по величине поперечных эксплуатационных нагрузок;

2) в поперечных сечениях в шельге футляра на его внешней поверхности от воздействия максимальных по величине продольных монтажных нагрузок с учетом действующих в тех же поперечных сечениях эксплуатационных нагрузок.

В обоих расчетных случаях следует рассматривать формирование поперечных эксплуатационных нагрузок в «сухом» грунтовом массиве, как наи-

более неблагоприятную геомеханическую ситуацию по сравнению с «обводнённым» грунтовым массивом.

Тогда в первом случае расчетное напряжение

$$\sigma_0 = \frac{r}{d} \{ \sigma_0^* \}, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (2)$$

во втором случае

$$\sigma_0 = \frac{r}{d} \{ 0,5q_1 + 0,3\sigma_0^* \} + \frac{L}{d} q_2, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (3)$$

$$\text{где } \sigma_0^* = \left(0,75 + 2 \frac{r}{d} \frac{0,417}{0,89 \frac{r^3}{d^3} \frac{E_2^*}{E_1^*} + 1} \right) \times \left(20,9k_1H + \frac{190}{3+H} \right) + 206r, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \quad (4)$$

r – радиус стального футляра, м; d – толщина стенки стального футляра, м;

$E_1^* = 219780220 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ – приведенный к

условиям плоской деформации модуль деформации вмещающего грунта; E_2^* , μ_2 – соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона вмещающего грунта; H – глубина заложения стального футляра от шельги до земной поверхности, м; k_1 – коэффициент, характеризующий высоту «свода давления» в перекрывающем грунтовым массиве; L – длина расчетного участка продавливания от рассматриваемого поперечного сечения до грунтового забоя, м; q_1 – удельное начальное усилие внедрения проходческого комплекса в

грунтовой забой, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$; q_2 – удельное сопротивление трения боковой поверхности продавливаемой конструкции, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Расчет из условия потери устойчивости формы поперечного сечения стального футляра по предельному

состоянию первой группы сводится к проверке неравенства

$$p_{\text{кр}} > q, \quad (5)$$

где q – равномерная обжимающая нагрузка на стальной футляр ($\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$), ко-

торая представляет суммарную нагрузку от горного давления и от давления грунтовых вод при их максимально возможном уровне H_B (м):

$$q = 20,9(k_1H - H_B) + 12,1 H_B +$$

$$+ \frac{190}{3+H} + 11(H_B + r) \text{ при } k_1H > H_B,$$

$$q = 12,1 k_1H + \frac{190}{3+H} \text{ при } k_1H \leq H_B;$$

$p_{\text{кр}}$ – критическое давление ($\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$), при

котором происходит потеря устойчивости формы поперечного сечения, определяемое по формуле

$$p_{\text{кр}} = 0,5 \left(A - \sqrt{A^2 - 4B} \right); \quad (6)$$

B – параметр ($\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$), принимаемый по

табл. 1 в зависимости от величины геометрической характеристики $\frac{r}{d}$; A –

параметр ($\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$), принимаемый по табл.

2 в зависимости от величины геометрической характеристики $\frac{r}{d}$ и эллиптич-

ности $\frac{U_0}{d}$

$$\frac{U_0}{r} = \frac{4r^3 0,417 \left(12,1H + \frac{190}{3+H} \right) + 206 r^2}{3d^3 \left(0,89 \frac{r^3}{d^3} \frac{E_2^*}{E_1^*} + 1 \right) E_1^*} + \frac{206 r^2}{E_1^* d^2}. \quad (6)$$

Расчет из условия недопустимости появления прогиба в шельге стального футляра, приводящего к недопус-

Таблица 1

$\frac{r}{d}$	61	59	51	45	41	39,4	38	23,2
$B, \left(\frac{кН}{м^2}\right)^2$	832964	950253	1704852	2814201	4082234	4786340	5531526	39828800

Таблица 2

$\frac{r}{d}$	61	59	51	45	41	39,4	38	23,2	
Эллиптич- ность, U_0/r	0,001	3772	3921	4659	5433	6115	6440	6755	14064
	0,003	3950	4110	4912	5758	6507	6692	7212	15289
	0,005	4127	4299	6165	6084	6899	7289	7668	16514
	0,007	4304	4488	5419	6410	7291	7714	8124	17739

Таблица 3

Конструктивные особенности здания или сооружения	Категория состояния зданий	Предельная кривизна подошвы фундамента [K], 1/м
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	I	$4 \cdot 10^{-4}$
	II	$1 \cdot 10^{-4}$
	III	$8 \cdot 10^{-5}$
	IV	$5 \cdot 10^{-6}$
	V	0
Многоэтажные и одноэтажные здания исторической застройки или памятники истории, культуры и архитектуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	I	–
	II	$2 \cdot 10^{-4}$
	III	$4 \cdot 10^{-5}$
	IV	$2 \cdot 10^{-6}$
	V	0

тимому укороченного вертикального диаметра поперечного сечения, по предельному состоянию второй группы сводится к проверке неравенства

$$\Delta < [\Delta], \quad (7)$$

где $[\Delta]$ – предельное относительное укорочение вертикального диаметра поперечного сечения стальных футляров, принимаемое равным 0,006; Δ – расчетное относительное укорочение вертикального диаметра, определяемое в пред положении наиболее неблагоприятных условий нагружения («сухой» грунтовый массив) по формуле

$$\Delta = \left(\frac{r}{d}\right) \left\{ \left(0,75 + \frac{4r^2}{3d^2} \frac{0,417}{0,89 \frac{r^3}{d^3} \frac{E_2^*}{E_1^*} + 1} \right) \times \left(20,9k_1H + \frac{190}{3+H} \right) + 206r \right\}. \quad (8)$$

Расчет из условия недопустимости появления прогиба в шельге стального футляра, приводящего к предельным сдвигениям земной поверхности, по предельным состояниям второй группы сводится к проверке неравенства

$$K < [K], \quad (9)$$

Таблица 4

Категория состояния здания	Физический износ здания в целом, %
I нормально	до 10
II удовлетворительное	до 20
III неудовлетворительное	до 40
IV предаварийное	до 70
V аварийное	свыше 70

где $[K]$ – предельная кривизна земной поверхности, назначаемая из условия предельной кривизны подошвы фундаментов зданий в зависимости от категории их состояния по табл. 3; при этом категория состояния определяется по табл. 4 в зависимости от физического износа здания; K – расчетная максимальная кривизна земной поверхности на участке продавливания ($\frac{1}{m}$), которая определяется по ве-

личине прогибов стального футляра в шельге (8) с учетом рекомендаций [2]:

$$K = \frac{3\left(\frac{r}{d}\right)}{E_1^*} \left\{ \left[0,75 + \frac{4r^2}{3d^2} \frac{0,417}{0,89 \frac{r^3 E_2^*}{d^3 E_1^*} + 1} \right] \times \frac{r}{H^2} \right. \\ \left. \times \left(20,9k_1 H + \frac{190}{3+H} \right) + 206r \right\} \quad (10)$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 *Справочник* проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. М., Стройиздат, 1985.
- 2 *Инструкция* по наблюдениям за дви-

жениями земной поверхности и расположенными на ней объектами при строительстве в Москве подземных сооружений. РД-07-166-97, М., 1997. **ГИАВ**

Коротко об авторе

Ковнат-Лернер В.В. – аспирант кафедры «Строительство подземных сооружений и шахт», Московский государственный горный университет, Moscow state mining university, Russia, ud@msmu.ru

