

УДК 622.013.2

И.В. Баклашов, В.С. Малицкий, В.В. Ковнат-Лернер
НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА СТАЛЬНЫЕ
ФУТЛЯРЫ В ТЕХНОЛОГИИ
МИКРОТОННЕЛИРОВАНИЯ

Излагается классификация и методика определения нагрузок и воздействий на стальные футляры в технологии микротоннелирования.

Ключевые слова: нагрузки, воздействия, стальные футляры, микротоннелирование

**I.V. Baklashev, V.S. Malickiy,
V.V. Kovnat-Lerner**

**LOADINGS AND INFLUENCES ON
STEEL CASINGS IN TECHNOLOGY
MICROTUNNELING**

Classification and methodology of determination of loads and actions on steel casings in the technology of micro-tunneling is described.

Key words: loads, actions, steel casings, micro-tunneling

Нагрузки и воздействия по их значимости для эксплуатационного состояния футляров располагаются в такой последовательности:

- от горного давления;
- от воздействия домкратных установок при продавливании;
- от транспорта на земной поверхности или «колёсные»;
- от собственного веса стальных футляров;
- от воздействия грунтовых вод;
- от воздействия наполнителя и технологического оборудования внутри.

По направлению действия нагрузки подразделяются на продольные или монтажные, к которым относятся нагрузки от воздействия домкратных установок, и поперечные или экс-

плуатационные, к которым относятся все остальные нагрузки.

По длительности действия нагрузки подразделяются следующим образом [1]:

- постоянные, имеющие действия в течении всего периода эксплуатации тоннеля – от горного давления, от собственного веса и от веса постоянного технологического оборудования внутри;
- временные длительные – от воздействия грунтовых вод и «колёсные»;
- временные кратковременные – монтажные от воздействия домкратных установок;
- особые нагрузки – нагрузки, связанные с внештатными аварийными ситуациями технического или природного происхождения (например, оползневые процессы в грунтовом массиве).

Нагрузка от горного давления на стальные футляры (ее вертикальная составляющая), продавливание которых выполняется при заполнении строительного зазора бентонитовым раствором, может реализоваться в виде:

- нагрузки от веса полного стола грунта высотой H (м) от шельги до земной поверхности, если $H < 2D$,

$$p_r = k\gamma H, \frac{kH}{m^2}, \quad (1)$$

Таблица 1

№ п/п	Тип грунтов	Угол внутреннего трения φ , град	Модуль деформации E , МПа	k_1 при $D > 500$ мм	k_1 при $D < 500$ мм	$\frac{\gamma_{взв}}{M^3} \frac{kH}{M^3}$
1	Песок гравелистый	35	35	0,55	0,50	10,06
2	Песок крупный	35	30	0,55	0,50	10,06
3	Песок средней крупности	32	26	0,60	0,50	10,06
4	Песок мелкий	29	20	0,65	0,55	10,06
5	Песок пылеватый	25	11	0,70	0,60	9,76
6	Супесь пластичная	21	15	0,80	0,65	10,30
7	Супесь текучая	14	10	0,90	0,75	10,30
8	Суглинок полутвердый	22	35	0,80	0,70	11,03
9	Суглинок тугопластичный	20	25	0,85	0,70	11,03
10	Суглинок мягкопластичный	17	14	0,90	0,70	11,03
11	Глина твердая	25	30	0,75	0,65	11,22
12	Глина пластичная	15	25	0,95	0,80	11,22

где $k=1,1$ – коэффициент надежности при определении нагрузки; γ – расчетный осредненный объемный вес перекрывающего грунта, равный $19 \frac{kH}{M^3}$ для необводнённого массива; D – диаметр стального футляра;

- нагрузки от веса грунта в пределах «свода давления», если $H \geq 2D$,

$$p_r = k_1 k \gamma H, \frac{kH}{M^2}, \quad (2)$$

где k_1 – коэффициент, характеризующий высоту «свода давления» и определяемый как отношение высоты «свода давления» h к глубине заложения стального футляра H , т.е.

$$k_1 = \frac{h}{H}.$$

Для стальных футляров, продавливаемых по технологии микротоннелирования, высоту «свода давления» h следует определять из условия предельного равновесия перекрывающего грунтового массива, находящегося под воздействием объемных сил от веса грунта и противодействия кон-

струкции стального футляра [2]. Такая постановка задачи отличается от определения высоты «свода обрушения», который обычно реализуется при шитовой проходке. Ниже в таблице 1 приведены вычисленные таким образом величины коэффициента k_1 для грунтовых массивов, характерных для горно-геологических условий г. Москвы, применительно к диаметрам D наиболее часто применяемых стальных футляров.

По результатам исследований высоты «свода давления» и анализа табл. 1 можно сделать следующие выводы:

1) с увеличением жесткости стальных футляров, что характеризуется уменьшением отношения их диаметра D к толщине d и характерно для футляров с $D > 500$ мм, высота «свода давления» и соответственно величина коэффициента k_1 уменьшается;

2) высота «свода давления» увеличивается с уменьшением угла внутреннего трения φ , т.е. с уменьшением прочностных свойств грунтов, и с уменьшением модуля деформации E , т.е. с уменьшением «жесткости» грунтового массива;

3) высота «свода давления» зависит от прочностных свойств грунтов в большей степени, чем от его деформационных свойств;

4) в супесях, суглинках и глинах высота «свода давления» больше, чем в песках;

5) наибольшая высота «свода давления» в текучих песках и пластичных глинах.

Высота «свода давления» и соответственно величина коэффициента k_1 в слоистых грунтовых массивах определяется по формуле

$$h = \sum_1^{n-1} h_i + k_{1n} \left(H - \sum_1^{n-1} h_i \right) \quad \text{при усло-}$$

$$\text{вии } k_{1n} \left(H - \sum_1^{n-1} h_i \right) \leq h_n, \quad (3)$$

где h_i – толщина i -го слоя, считая от шельги тоннеля, $i=1, 2, 3, \dots, n$; k_{1n} – коэффициент k_1 для последнего слоя n , в котором заканчивается «свод давления»; $\sum_1^{n-1} h_i$ – сумма толщин слоев

перекрывающего массива, которые вошли составной частью в общую высоту «свода давления» h , за исключением последнего слоя n .

Нагрузка от транспорта на земной поверхности или «колесная нагрузка» НК-80 имеет вертикальный вектор и определяется согласно нормативным рекомендациям [3] следующим образом в зависимости от глубины заложения H (м) стальных футляров:

$$p_T = \frac{190}{3+H}, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (4)$$

т.е. нелинейно убывает с глубиной заложения H .

Сравнивая «колесную» нагрузку с нагрузкой от горного давления, можно сделать следующие выводы:

1) «колесная» нагрузка по сравнению с нагрузкой от горного давления значительно меньше только при глубинах заложения $H > 10$ м;

2) при глубинах заложения $H \approx 3$ м «колесная» нагрузка практически равна нагрузке от горного давления в гравелистых и крупных песках и составляет почти 50 % этой нагрузки в пластичных глинах;

3) для стальных футляров малого диаметра ($D < 500$ мм) сравнительный уровень «колесной» нагрузки выше, чем для футляров большего диаметра ($D > 500$ мм).

Грунтовые воды оказывают двойное воздействие на стальные футляры:

- взвешивающее на скелет грунтов, что изменяет величину объемного веса «обводнённых» грунтов, т.е. объемный вес «обводненных» грунтов $\gamma_{взв}$ будет меньше объемного веса «сухих» грунтов γ , и в конечном итоге изменяет величину нагрузки от горного давления;

- грунтовые воды оказывают всестороннее радиальное давление на стальные футляры, что увеличивает напряжения сжатия и вызывает соответствующие деформации стальных футляров.

Вертикальная составляющая суммарной нагрузки от горного давления в «обводнённом» грунтовом массиве и «колесной» нагрузки может быть определена следующим образом:

- если высота уровня грунтовых вод над шельгой тоннеля H_B (м) меньше высоты «свода давления» h ,

$$p = k\gamma(k_1 H - H_B) + k\gamma_{взв} H_B + \frac{190}{3+H}, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (5)$$

- если $H_B \geq h$,

$$p = k\gamma_{взв} k_1 H + \frac{190}{3+H}, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (6)$$

где $h=k_1H$; $\gamma_{взв}$ – объемный вес «обводнённого» грунта, равный

$$\gamma_{взв} = \frac{\gamma_0 - 10}{1 + e}, \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \quad (7)$$

γ_0 – удельный вес скелета грунта, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$; e – коэффициент пористости грунта.

В табл. 1 приведены вычисленные по формуле (7) объемные веса «обводнённых» грунтов. Для расчетов можно рекомендовать осредненное

$$\text{значение } \gamma_{взв} = 11 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}.$$

Всестороннее радиальное давление грунтовых вод, если уровень грунтовых вод $H_B \geq 0,5D$, вызывает напряжение сжатия в продольных сечениях стальных футляров

$$\sigma_\theta = -k \frac{5(H_B + 0,5D)D}{d}, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (8)$$

и радиальные смещения в шельге стальных футляров

$$U = -k \frac{5(H_B + 0,5D)D^2}{E_1^* d}, \text{ м}, \quad (9)$$

где приведенный модуль деформации стали $E_1^* = 219780220 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$.

Выполненные сопоставления нагрузок и деформирования стальных футляров в «сухом» и «обводнённом» грунтовом массиве позволяют сделать следующие выводы:

1) при наличии грунтовых вод определение напряжений и деформаций в незаполненных стальных футлярах может быть выполнено с определенным завышением в предположении отсутствия грунтовых вод, т.е. для «сухого» грунтового массива;

2) воздействие грунтовых вод в прочностных и деформационных рас-

четах незаполненных стальных футляров можно учитывать только в том случае, если известен постоянный минимальный уровень грунтовых вод над шельгой тоннеля;

3) проверку устойчивости незаполненных стальных футляров следует выполнять с учетом максимально возможного уровня грунтовых вод.

Для определения нагрузки от собственного веса стальных футляров можно воспользоваться соответствующими расчетными выражениями для изгибающего момента M и нормальной силы N в шельге конструкции обделки кругового поперечного сечения из работы [4]:

$$M = 0,11 \frac{GD}{\pi}, \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = 0,2 \frac{D}{\pi}, \text{ кН},$$

где $D = \pi D d \gamma_e$, γ_e – объемный вес стали, равный $78 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

В конечном итоге для тонкостенных стальных футляров можно записать расчетные выражения:

напряжений сжатия в шельге

$$\sigma_\theta = -51,5 \frac{D^2}{d}, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (10)$$

радиальных смещений

$$U = -0,33 \frac{\gamma_e D^3}{E_1^* d}, \text{ м}, \quad (11)$$

Анализ воздействия собственного веса по сравнению с другими нагрузками показывает:

1) напряжения сжатия и радиальные смещения в шельге футляров от воздействия их собственного веса являются малыми величинами по сравнению с напряжениями и смещениями от воздействия горного давления;

2) напряжения сжатия и радиальные смещения для больших диаметров

Таблица 2

Н ₀ , м	Удельное начальное усилие внедрения q_1 ($\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$) для типа грунтовых массивов			
	Гравелистые	Песчаные	Супесчаные	Суглинистые и глинистые
3	353,1	204,7	209,4	212,5
6	365,1	218,2	227,6	233,8
10	384,8	240,0	255,7	266,1

фуэляров значительно больше, чем для малых диаметров;

3) радиальные смещения в шельге в большой степени зависят от диаметра фуэляров, чем напряжения сжатия.

Нагрузки от веса технологического оборудования и наполнителя внутри стальных фуэляров действуют в монтажном состоянии незаполненных стальных фуэляров. Поэтому нагрузки от веса технологического оборудования и наполнения в расчетах при эксплуатационном состоянии можно не учитывать.

Продольные монтажные нагрузки на стальные фуэляры возникают при их продавливании в грунтовом массиве под воздействием домкратных установок и складываются из двух составляющих: P_1 – начальное усилие внедрения проходческого комплекса в грунтовой забой; P_2 – усилие сопротивления трения и сцепления по боковой поверхности фуэляров при их продавливании в грунтовом массиве [5].

Начальное усилие внедрения определяется выражением

$$P_1 = q_1 \pi \left(\frac{D}{2} \right)^2, \text{ кН}, \quad (12)$$

где q_1 – удельное начальное сопротивление внедрения в расчете на 1 м^2 площади грунтового забоя, равное

для песчано-глинистых грунтовых массивов

$$q_1 = 0,5 \left(k \cdot k_1 \gamma H_0 + \frac{190}{3 + H_0} \right) + 170, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (13)$$

для гравелистых грунтовых массивов

$$q_1 = 0,5 \left(k \cdot k_1 \gamma H_0 + \frac{190}{3 + H_0} \right) + 320, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (14)$$

H_0 – глубина заложения тоннеля от его продольной оси до земной поверхности, м.

В табл. 2 приведены величины q_1 , вычисленные по формулам (13) и (14) для глубин заложения $H_0=3, 6, 10$ м и обобщенных типов грунтовых массивов, для которых приняты осредненные значения коэффициента k_1 по данным таблицы 1: гравелистые $k_1=0,55$; песчаные $k_1=0,6$; супесчаные $k_1=0,75$; суглинистые и глинистые $k_1=0,85$.

Обобщая данные табл. 2 можно рекомендовать:

- для всех типов песчано-глинистых грунтовых массивов $q_1=220 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ до глубины $H_0=5$ м и $q_1=260 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ до глубин $H_0=5 \div 10$ м;

- для гравелистых массивов $q_1=360 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ до глубин $H_0=5$ м и $q_1=380 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ до глубины $H_0=5 \div 10$ м.

Усилие сопротивления трения, если пренебречь малой величиной сцепления, определяется выражением

Таблица 3

Но, м	Удельное начальное усилие внедрения q_1 ($\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$) для типа грунтовых массивов			
	Гравелистые	Песчаные	Супесчаные	Суглинистые и глинистые
3	3,6	2,8	3,1	2,6
4	3,9	3,1	3,5	2,9
5	4,3	3,4	3,9	3,3
6	4,7	3,7	4,3	3,7
7	5,1	4,0	4,8	4,1
8	5,5	4,4	5,3	4,5
9	6,0	4,8	5,8	4,9
10	6,5	5,2	6,3	5,3

$$P_2 = \pi D L q_2, \text{ кН}, \quad (15)$$

где q_2 – удельное сопротивление трения в расчете на 1 м^2 площади боковой поверхности продавливаемой конструкции стальных футляров, равное $q_2 = 0,1\beta \times$

$$\times \left[0,75 \left(k \cdot k_1 \gamma H + \frac{190}{3+H} \right) + d\gamma_c \right], \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (16)$$

β – понижающий коэффициент усилий продавливания, рекомендуемый

для глинистых грунтов 0,35, для песчаных 0,45, для гравия 0,6.

Ниже в табл. 3 приведены величины q_2 , вычисленные по формуле (16) для различных глубин заложения и типов грунтовых массивов

Анализируя расчетные выражения (12) и (15), можно сделать выводы: монтажные нагрузки $P=P_1+P_2$ в значительной степени зависят от диаметра стальных футляров, длины участка продавливания и относительно мало зависят от глубины заложения футляров.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
2. Ресслер У. Геомеханическое обоснование нагрузок на обделку тоннелей в технологии микротоннелирования. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Фонды МГТУ, 2004.
3. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы.
4. Баклашов И.В., Картозия Б.А. Механика подземных сооружений и конструкции крепей. М., Недра, 1982.
5. TORU OSUMI. Расчет усилия продавливания труб. М., ТИМП, РОБТ, №8, 2000. **ГИАБ**

Коротко об авторах

Баклашов И.В. – доктор технических наук, профессор кафедры «Физика горных пород и процессов»,
Ковнат-Лернер В.В. – аспирант кафедры «Строительство подземных сооружений и шахт»,
 Московский государственный горный университет,
 Moscow state mining university, Russia, ud@msmu.ru

Малицкий В.С. – генеральный директор ООО «Институт Каналстройпроект»,
 ksp@ksp.ru