Государственный Комитет по топливной промышленности
при Госплане СССР

ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ГОРНОЙ ГЕОМЕХАНИКИ И МАРКШЕЙДЕРСКОГО ДЕЛА
В Н И М И

УТВЕРЖДАЮ:
Зам. председателя Гос. Комитета по топливн. промышленности при Госплане СССР
А. КУЗЬМИЧ
27 июля 1964 г.

ВРЕМЕННАЯ ИНСТРУКЦИЯ
ПО РАСЧЁТУ КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШАХТНЫХ СТВОЛОВ ВНЕ ЗОНЫ СУЩЕСТВЕННОГО ВЛИЯНИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К УСЛОВИЯМ ТИПА ДОНБАССА

Ленинград
1964

gost.e-ecolog.ru

Государственный Комитет по топливной промышленности
при Госплане СССР

ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ГОРНОЙ ГЕОМЕХАНИКИ И МАРКШЕЙДЕРСКОГО ДЕЛА
В Н И М И

У Т В Е Р Ж Д А Ю:
Зам.председателя Гос.Комитета по топливн.промышленности при Госплане СССР
А.КУЗЬМИЧ
27 июля 1964 г.

В Р Е М Е Н Н А Я И Н С Т Р У К Ц И Я
ПО РАСЧЁТУ КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШАХТНЫХ СТВОЛОВ ВНЕ ЗОНЫ СУЩЕСТВЕННОГО ВЛИЯНИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ ПРИМЕНИТЕЛЬНО К УСЛОВИЯМ ТИПА ДОНБАССА

Ленинград
1964

Условные обозначения

Наименование величин	Обозначение	Единицы измерения	
		В системе СИ	Внесистемные технич.
1	2	3	4
Радиус сечения ствола в свету	r_o	м	м
Внешний радиус крепи ствола	r	м	м
Приведенный внешний радиус крепи ($r^* = r_o + \frac{d}{m}$)	r^*	м	м
Толщина крепи	d	м	м
Глубина от земной поверхности	H	м	м
Предельная глубина, начиная с которой породные слои в стенке ствола теряют стойкость	$H_{пр}$	м	м
Удаление участка ствола от сопряжений с другими выработками	z_c	м	м
Расстояние от контура ствола до наиболее удалённой точки здания или сооружения	b	м	м
Расстояние от контура ствола до наиболее удалённой точки i-того здания или сооружения ($i = 1, 2, 3, \ldots, n$)	b_i	м	м
Средний тангенциальный размер здания или сооружения	l	м	м
Средний тангенциальный размер i-того здания (сооружения) ($i = 1, 2, \ldots, n$)	l_i	м	м
Нормативная средняя нагрузка на крепь ствола диаметром 6 м в свету	p_o	$н/м^2$	$т/м^2$
Средняя нагрузка на крепь ствола диаметром $2r_o \leqslant 6$ м в свету (средняя арифметическая измеренных нагрузок)	p	$н/м^2$	$т/м^2$
Средняя нагрузка на крепь ствола в районе сопряжений с другими выработками (на участке сопряжений и на расстоянии до 20 м выше или ниже этого участка)	p_c	$н/м^2$	$т/м^2$
Полная средняя нагрузка на крепь ствола в водоносных породах	$p_п$	$н/м^2$	$т/м^2$
Гидростатическое давление в водоносных породах	$q_г$	$н/м^2$	$т/м^2$
Расчетная максимальная нагрузка на крепь ствола	$p_{макс}$	$н/м^2$	$т/м^2$
Наибольшая дополнительная нагрузка на крепь устья ствола, вызванная весом зданий и сооружений на поверхности	$q_{макс}$	$н/м^2$	$т/м^2$

1	2	3	4
Наибольшая дополнительная нагрузка на крепь устья ствола на данной глубине от действия i-того здания (сооружения) на поверхности (i= 1, 2, 3, . . .,n)	q_i	н/м^2	т/м^2
Вес здания или сооружения	Q	н	т
Вес i -того здания или сооружения (i = 1, 2, 3, . . ., n)	Q_i	н	т
Расчётное сопротивление материала крепи на сжатие при изгибе (принимается по СНиП П-В.1-62, п.3.3, табл.2)	$R_и$	н/м^2	т/м^2
Предел прочности породы в куске на одноосное сжатие	$\sigma_{сж.}$	н/м^2	т/м^2
Объёмный вес породы	γ	н/м^3	т/м^3
Угол внутреннего трения грунта или горной породы	φ	рад	град
Безразмерный параметр $a_\varphi = 2tg\varphi\, tg\,(\frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{2})$	a_φ	1	1
Статистический коэффициент неравномерности (вариации) нагрузок, устанавливаемый на основании измерений нагрузок на крепь и вычисляемый по формуле $v=\frac{1}{p}\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(p-p_i)^2}{n-1}}$	v	1	1
Число измерений	n	1	1
Результаты отдельных измерений нагрузок на крепь (i = 1, 2, 3, . ., n)	p_i	н/м^2	т/м^2
Безразмерный коэффициент, учитывающий неравномерность распределения нагрузок на крепь ствола в зависимости от близости данного участка к сопряжению ствола с другими выработками	v_y	1	1
Безразмерный коэффициент условий работы крепи	m	1	1
Безразмерный коэффициент условий работы бетона	$m_б$	1	1
Безразмерный коэффициент концентрации напряжений в крепи	ρ	1	1
Безразмерный коэффициент концентрации напряжений в породах на контуре ствола	η	1	1
Безразмерный коэффициент структурного ослабления горных пород в массиве (отношение предела прочности породы на сжатие в массиве к пределу прочности той же породы в куске)	k	1	1
Угол, составленный линией, соединяющей центр ствола с центром i -того сооружения, и линией, соединяющей центр ствола с центром первого сооружения (i = 1, 2, 3, . . . , n)	θ_i	рад	град

П. Общие положения

3. Настоящая инструкция предусматривает определение толщины крепи стволов по нагрузкам со стороны горных пород на протяжённых участках, в устьях и на сопряжениях в коренных породах и наносах.

4. Влияние нагрузки на крепь ствола через армировку при гибких проводниках и анкерном креплении расстрелов не учитывается. При жёсткой армировке, в случае, если принятая толщина крепи недостаточна для заделки расстрелов, последние заделываются в породных лунках.

5. Для проектирования крепи стволов геологоразведочные организации должны представлять следующие данные:

а) механические свойства пересекаемых стволом пород, на основании испытания их по кернам скважин, расположенных в районе возможного заложения стволов; механические свойства, как минимум, должны быть представлены пределами прочности на одноосное сжатие коренных пород для каждой из литологических разностей пересекаемой толщи, а для наносов - углами внутреннего трения и коэффициентами сцепления[x].

б) геологическое и гидрогеологическое заключения, содержащие, соответственно, оценку степени нарушенности и характера трещиноватости пород и примерного коэффициента структурного ослабления в соответствии с табл.1, оценку размокаемости и набухаемости пород, характеристики напоров, притоков и фильтрации подземных вод и сообщаемости водоносных горизонтов, а также результаты химических анализов подземных вод.

6. При пользовании данной инструкцией необходимо иметь в виду следующее:

а) несущая способность крепи должна сохраняться неизменной в течение всего срока службы ствола; если анализы подземных вод при бурении скважин показывают их агрессивность, крепление ствола должно производиться материалом, не подвергающимся коррозии.

---

x) Предел прочности на одноосное сжатие определяется испытанием на прессе керновых цилиндрических образцов, высота которых равна их удвоенному диаметру. Сцепление и угол внутреннего трения определяются на срезном приборе Маслова. При отсутствии оборудования допускается замена этих методов испытаний любыми сопоставимыми с ними, с соответствующим пересчётом. Отбор проб производится согласно "Инструкции по отбору проб горных пород для проведения лабораторных испытаний пород" (изд.ВНИМИ, Ленинград, 1960).

б) при проектировании, строительстве и эксплуатации стволов должны точно соблюдаться требования инструкции в части прочности и долговечности применяемого материала, недопущения толщины крепи меньше расчётной, обеспечения принятых при расчёте способа и схемы проходки, крепления, гидроизоляции и армировки стволов.

Ш. Проверка стойкости породных стенок ствола

7. Стойкими породами называются такие, которые не испытывают существенных неупругих деформаций в стенках ствола на данной глубине (не разрушаются, не деформируются пластически, не выдавливаются внутрь ствола) и не оказывают существенного закономерного давления на крепь.

8. Глубина $H_{пр}$, начиная с которой породы переходят в нестойкое состояние, определяется по формуле

$$H_{пр} = \frac{k\sigma_{сж}}{\eta\gamma}. \qquad (1)$$

Для коэффициента k следует принимать следующие значения:

на протяжённом участке ствола (при $z_c > 20$ м) $\eta = 3$;

на сопряжении (при $z_c = 0$) $\eta = 6$;

при z_c от 0 до 20 м значение η принимается $(6 - 0{,}15z_c)$;

при бурении стволов на протяжённых участках $\eta = 2$.

Величина коэффициента структурного ослабления пород в массиве k принимается в соответствии с табл.1.

Таблица 1

Степень ослабления пород	Характерные классификационные признаки	Коэффициент k
1	2	3
Неослабленные	а) вполне монолитные слои мощностью более 1 м; б) слои мощностью более 1 м, имеющие не более одной системы трещин, расположенных друг от друга на расстоянии, большем радиуса ствола.	1,0
Умеренно ослабленные	а) слои мощностью от 0,5 до 1,0 м; б) имеется не более двух систем трещин отстоящих друг от друга на расстоянии не менее 0,5 радиуса ствола.	0,7

1	2	3
Существенно ослабленные	а) слои мощностью менее 0,5 м; б) имеется три системы трещин, отстоящих друг от друга на расстоянии не менее 0,5 радиуса ствола.	0,3
Весьма ослабленные	а) наносы; б) районы геологич.нарушений; в) прочие массивы, имеющие три и более систем трещин, с расстояниями между трещинами менее 0,5 радиуса ствола; г) районы старых работ (до 10 м над пластами и до 4 м под ними).	На стойкость не проверяется на любых глубинах

Примечание: Данные о степени ослабления пород получаются в соответствии с п.5 инструкции.

IУ. Расчётные нагрузки

А. Участки в коренных породах

9. На участках, где породы относятся к категории нестойких, нагрузка на крепь принимается в зависимости от способа проходки и крепления, глубины рассматриваемого участка и угла падения пород. Нормативные, статистически обобщенные средние радиальные нагрузки p_0 на крепь протяжённых участков ствола в нестойких породах (для диаметра ствола 6 м в свету) приведены в табл.2.

Таблица 2

Глубина, м	Средняя радиальная нагрузка, $н/м^2 . 10^{-4}$ ($т/м^2$)			
	Монолитная бетонная или тюбинговая крепь при последовательном и параллельном способах проходки, при углах падения:		Монолитная крепь из быстротвердеющего бетона при совмещённом способе проходки со створчатой опалубкой, при углах падения:	
	до 30^0	более 30^0	до 30^0	более 30^0
до 400 (исключая наносы)	5	6	7	9
400-800	7	9	11	13
800-1200	8	10	13	15

10. Средняя радиальная нагрузка p для стволов диам.$2r_0 \leq 6$ м соответственно увеличивается или уменьшается по сравнению с нагрузкой p_0 на 5% на каждый метр приращения диаметра ствола:

$$p = /1 + 0,1(r_0 - 3)/ p_0 \qquad (2)$$

11. В районах сопряжений стволов с другими выработками (до 20 м выше и ниже сопряжения) средняя нагрузка p_c на крепь ствола принимается в 1,5 раза больше, чем на протяжённых участках ствола в тех же условиях, т.е.

$$p_c = 1{,}5\ p \qquad (3)$$

12. При проходке ствола в водоносных породах, имеющих напор $q_г$ н/м^2 (т/м^2), полная средняя нагрузка $p_п$ на крепь принимается равной сумме нагрузки p со стороны породного скелета и нагрузки $q_г$ напорных вод:

$$p_п = p + q_г \qquad (4)$$

Взвешивающее действие воды в расчёт не принимается.

13. При тампонаже затюбингового пространства под давлением средняя нагрузка на тюбинговую крепь принимается равной максимальному давлению, применяемому при нагнетании тампонажного раствора. Давление раствора при проведении тампонажных работ не должно превышать несущей способности крепи.

14. При пересечении стволами трещиноватых глинистых пород, омываемых водой до или после закрепления ствола, а также угольных пластов, средние нагрузки удваиваются по сравнению с исходными данными табл.2 и поправками, указанными в пп.10, 11, 12 и 13.

15. Расчётные максимальные нагрузки $p_{макс}$ на крепь ствола определяются по средним нагрузкам (пп.9–15) и коэффициентам неравномерности распределения нагрузки v по контуру крепи:

$$p_{макс} = p\ (1 + 3v) \qquad (5)$$

Значения коэффициентов неравномерности принимаются по табл.3:

Таблица 3

Угол падения α в радианах (градусах)	Местоположение участка ствола	
	На расстоянии более 20 м от сопряжения	На расстоянии менее 20 м от сопряжения
$0 \leqslant \alpha < \frac{\pi}{18}$ $(0^0 < \alpha \leqslant 10^0)$	0,4	0,8
$\frac{\pi}{18} \leqslant \alpha \leqslant \frac{\pi}{6}$ $(10^0 \leqslant \alpha \leqslant 30^0)$	0,6	0,8
$\alpha > \frac{\pi}{6}$ $(\alpha > 30^0)$	0,7	0,9

При наличии напорных вод коэффициент неравномерности умножается на величину $p:(p + q)$. При тампонаже затюбингового пространства под давлением коэффициент неравномерности уменьшается на 25%.

Б. Участки в наносах или выветрелых коренных породах

16. Расчётная максимальная нагрузка на крепь устья ствола $P_{макс}$ определяется по формуле

$$p_{макс.} = 1{,}1 v_y \left\{ \gamma r \frac{tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{a_\varphi - 1} \left[1 - \left(\frac{r}{r + Htg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \right)^{a_\varphi - 1} \right] + q_{макс} \right\} \quad (6)$$

здесь

$$a_\varphi = 2 tg\varphi\, tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Коэффициент v_y при расстоянии рассматриваемого участка ствола от сопряжения более 20 м принимается равным 2,0, а при расстоянии менее 20 м - равным 3,4. Наибольшая дополнительная нагрузка $q_{макс}$ на крепь, вызываемая весом наземных зданий и сооружений, учитывается в соответствии с п.17. Расчёт производится отдельно для характерных участков устья. При этом обязательно определение $q_{макс}$ для участков: H = 0, максимальной глубины устья в наносах или выветрелых породах и для района сопряжений.

17. Наибольшая дополнительная нагрузка $q_{макс}$ на крепь устья, зависящая от веса наземных зданий и сооружений, учитывается, если здание (сооружение) отстоит от контура ствола не дальше, чем на $5r$ ($b_o \leq 5r$) (рис.1), в соответствии с пп.18 и 19 x).

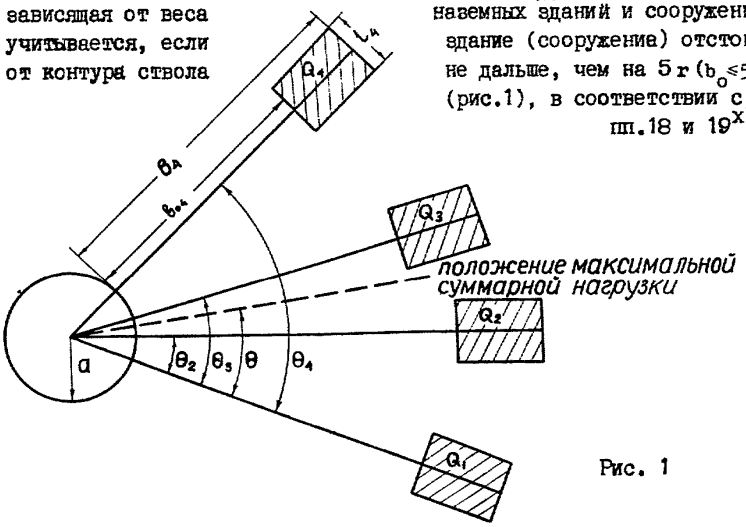


Рис. 1

x) Учёт нагрузки на устье ствола от наземных сооружений при использовании верхнего торца крепи в качестве опоры для этих сооружений производится отдельно по существующим методам

18. Если пригрузка создаётся одним или несколькими зданиями и сооружениями, центры тяжести которых одинаково уделены от ствола и лежат на перпендикулярных друг другу осях, то наибольшая дополнительная нагрузка на крепь определяется по формуле:

$$q_{макс} = \frac{2(r+b)Q}{lb(2r+b)} \left[\frac{r}{r + H tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \right]^{a\varphi} tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (7)$$

Если сооружения имеют одинаковый вес, но находятся на различных расстояниях b от контура ствола, в эту формулу подставляется меньшее из двух значений b. Если же сооружения имеют различный вес Q, в формулу подставляется большее из значений Q. Если сооружения имеют различный вес и расположены на различных расстояниях от контура ствола, расчёт по формуле (7) производится для каждого объекта в отдельности и принимается наибольшее из полученных значений $q_{макс}$.

19. Если оси ствола, проходящие (рис.1) через центры тяжести зданий (сооружений), пересекаются под углами, меньшими $\pi/2$ (90^0) и составляют, соответственно, углы θ_i ($i = 1, 2, 3, \ldots, n$), то наибольшая дополнительная нагрузка $q_{макс}$ определяется по формуле

$$q_{макс} = q_1 \cos^2\theta + q_2 \cos^2(\theta - \theta_2) + \ldots + q_n \cos^2(\theta - \theta_n), \qquad (8)$$

где q_1, q_2, . . . , q_n – наибольшие дополнительные нагрузки на данной глубине, соответствующие нагрузкам Q_i:

$$q_i = \frac{2(r+b_i)\,Q_i}{l_i b_i (2r+b_i)} \left[\frac{r}{r + H tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \right]^{a\varphi} tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (9)$$

Здесь Q_i, b_i, l_i – соответствующие параметры каждого из нагружающих объектов ($i = 1, 2, 3, \ldots, n$ – порядковые номера зданий или сооружений). Угол θ, соответствующий расчётному направлению приложения наибольшей равнодействующей нагрузки, определяется по формуле

$$\theta = 0{,}5 \, arc\, tg \frac{\sum_{i=2}^{n} q_i \sin 2\theta_i}{q_i + \sum_{i=2}^{n} q_i \cos 2\theta_i} \qquad (10)$$

У. Определение толщины крепи

20. Расчёт крепи производится раздельно для следующих участков ствола: а) устья, б) протяжённой части и в) сопряжений с другими выработками.

21. Порядок определения толщины крепи следующий:

а) анализ механических свойств пород по данным геологоразведочных работ и отнесение их к стойким или нестойким в соответствии с пп.7 и 8 (стр.8);

б) группировка пород по этим данным и составление расчётной схемы;

в) в стойких породах нагрузки на крепь невелики и имеют местный характер; крепь в этих породах не рассчитывается, и толщина крепи из монолитного бетона марки 150 принимается равной 0,2 м;

г) в нестойких породах производится расчёт крепи; расчётные нагрузки определяются по соответствующим нормативным значениям согласно разделу IУ;

д) толщина крепи рассчитывается в соответствии с п.24 разд.У.

22. Минимальная толщина крепи на протяжённых участках стволов из бетона марки 150 в нестойких породах, в стволах диаметром до 9 м, на основании выполненных расчётов и в соответствии с конструктивными соображениями принимается равной следующим величинам:

На пологом и наклонном падении на глубине до 500 м	0,2 м
На пологом и наклонном падении на глубине от 500 м до 1200 м и на крутом падении на глубине до 500 м	0,25 м
На крутом падении на глубине от 500 до 1200 м	0,3 м.

В случае, если толщина крепи по расчёту (п.24 настоящей инструкции) превышает указанные выше величины, в проекте предусматривается толщина крепи, полученная по расчёту.

23. Если толщина монолитной бетонной крепи в коренных породах по расчёту оказывается больше 0,4 м, желательно уменьшить её путём применения более прочных материалов (бетон более высоких марок или железобетон); этот вопрос решается технико-экономическим расчётом. Прочность материала крепи при заданной её толщине определяется по следующим формулам:

а) для протяженных участков ствола и устьев:

$$R_и = \frac{2p_{макс.}}{m_б\left[1-\left(\frac{r_0}{r^*}\right)^2\right]}\ ; \qquad (11)$$

б) для участков сопряжений с другими выработками и каналами:

$$R_и = \frac{2\rho p_{макс.}}{m_б\left[1-\left(\frac{r_0}{r^*}\right)^2\right]}\ . \qquad (12)$$

Здесь

$$r^* = r_0 + \frac{d}{m}\ .$$

Коэффициент ρ непосредственно на сопряжении принимается равным 2 вблизи сводовых частей и 3 в угловых точках проёмов. Следует по возможности избегать острых углов в проёмах или конструктивно усиливать крепь в этих местах.

Коэффициент m для монолитной крепи принимается равным 1,5, а для тюбинговой - 1,0.

Коэффициенты условий работы бетона $m_б$ принимаются в соответствии с п.3.2 СНиП В.1-62 и п.1.21 СНиП П М.4-62. Если значения $R_и$ берутся непосредственно из табл.2 п.3.3 СНиП П.В.1-62, то $m_б$ принимается равным 0,88 для протяжённых участков ствола, и 0,77 для мест сопряжений и устьев.

24. В нестойких породах расчёт толщины крепи производится по расчётному сопротивлению на сжатие при изгибе материала крепи $R_и$ и по максимальным расчётным нагрузкам $p_{макс}$ по формулам:

а) для протяжённых участков стволов и устьев вне сопряжений с примыкающими каналами

$$d = mr_0\left(\sqrt{\frac{m_б R_и}{m_б R_и - 2p_{макс}}} - 1\right)\ ; \qquad (13)$$

б) для участков сопряжений стволов с другими выработками и сопряжений устья стволов с каналами

$$d = mr_0\left(\sqrt{\frac{m_б R_и}{m_б R_и - 2\rho p_{макс.}}} - 1\right)\ . \qquad (14)$$

Непосредственно на сопряжениях с другими выработками коэффициент концентрации напряжений ρ принимается равным 2 при закруглённых проёмах и 3 в угловых точках проёмов. Коэффициент m для монолитной крепи принимается равным 1,5. и для тюбинговой - 1,0.

Приложение 1

Проверка стойкости породных стенок

Пример 1

Слой умеренно ослабленного аргиллита имеет предел прочности в куске $\sigma_{сж} = 3 \cdot 10^7$ н/м^2 (300 кг/см^2). Средневзвешенный объёмный вес покрывающих пород $\gamma = 25 \cdot 10^3$ н/м^3 (2,5 т/м^3). Требуется определить глубину потери стойкости этих пород при буровзрывной проходке для трёх случаев:

а) на протяжённом участке ствола;

б) на сопряжении ствола с горизонтальной выработкой ($z_c = 0$);

в) на расстоянии 10 м от сопряжения ($z_c = 10$ м).

Решение:

Находим по табл.1 значение $k = 0,7$; далее, по формуле (1), получаем, соответственно:

а) $$H_{пр} = \frac{0,7 \cdot 3 \cdot 10^7}{3 \cdot 25 \cdot 10^3} = 280 \text{ м};$$

б) $$H_{пр} = \frac{0,7 \cdot 3 \cdot 10^7}{6 \cdot 25 \cdot 10^3} = 140 \text{ м};$$

в) $$H_{пр} = \frac{0,7 \cdot 3 \cdot 10^7}{(6 - 0,15.10).25 \cdot 10^3} = 187 \text{ м}.$$

Таким образом, на протяжённых участках ствола (случай "а") крепь будет закономерно нагружаться (т.е. её необходимо рассчитывать) только на глубинах, превышающих 280 м; на сопряжениях ствола с горизонтальными выработками (случай "б") крепь будет закономерно нагружаться, если эти сопряжения располагаются ниже 140 м.

Пример 2

Проверить на стойкость породные стенки протяжённого участка ствола, пройденного буровзрывным способом, на глубине $H = 300$ м, в слое существенно ослабленного аргиллита, имеющего прочность в куске $\sigma_{сж} = 4 \cdot 10^7$ н/м^2 (400 кг/см^2), а также определить предельную глубину, до которой породные стенки сохранят стойкость. Средневзвешенный объёмный вес покрывающих пород равен $\gamma = 25.10^3$ н/м^3 (2,5 т/м^3).

Р е ш е н и е:

По табл.1 находим коэффициент ослабления $k = 0{,}3$; далее по формуле (1) получаем $H_{пр} = \frac{0{,}3 \cdot 4 \cdot 10^7}{3 \cdot 25 \cdot 10^3} = 160$ м < 300 м.

Таким образом, на указанной глубине в данном слое породные стенки будут нестойкими и крепь будет закономерно нагружаться, из чего следует, что её нужно рассчитывать. До глубины 160 м крепь можно не рассчитывать, принимая её толщину по нормативу, т.к. до этой глубины породные стенки будут сохранять стойкость.

П р и м е р 3

Определить, до какой глубины остаются стойкими породные стенки протяжённого участка ствола, пройденного обычным способом через ненарушенный алевролит с $\sigma_{сж} = 6 \cdot 10^7$ н/м^2 (600 кг/см^2) при объёмном весе $\gamma = 25 \cdot 10^3$ н/м^3 (2,5 т/м^3).

Р е ш е н и е:

Принимая $k = 1$, по формуле (1) получаем

$$H_{пр} = \frac{1{,}0 \cdot 6 \cdot 10^7}{3 \cdot 25 \cdot 10^3} = 800 \text{ м}.$$

П р и м е р 4

Для пород предыдущего примера определить наименьшую глубину, на которой теряют стойкость породные стенки ствола у сопряжения с околоствольной выработкой.

Р е ш е н и е:

Принимая значение коэффициента $\eta = 6$ (см.п.10), по формуле (1) получаем $H_{пр} = \frac{1{,}0 \cdot 6 \cdot 10^7}{6 \cdot 25 \cdot 10^3} = 400$ м.

П р и м е р 5

Определить наименьшую глубину, на которой слабый ненарушенный в массиве аргиллит с $\sigma_{сж} = 15 \cdot 10^6$ н/м^2 (150 кг/см^2) и объёмным весом $\gamma = 25 \cdot 10^3$ н/м^3 (2,5 т/м^3) теряет стойкость в стенках протяжённых участков ствола при обычной проходке и на сопряжении с горизонтальной выработкой.

Р е ш е н и е:

Принимая по п.8 для протяжённого участка $\eta = 3$, а для сопряжения $\eta = 6$, по формуле (1) получаем:

а) на протяжённом участке $H_{пр} = \frac{1{,}0 \cdot 15 \cdot 10^6}{3 \cdot 25 \cdot 10^8} = 200$ м;

б) на сопряжении $H_{пр} = \frac{1{,}0 \cdot 15 \cdot 10^6}{6 \cdot 25 \cdot 10^8} = 100$ м.

Выбор средних и максимальных расчётных нагрузок

Пример 6

Определить среднюю нагрузку на монолитную бетонную крепь ствола диаметром 4 м для участка, расположенного вдали от сопряжений на глубине 900 м в нестойких породах, при совмещённом способе проходки, для $\alpha < \pi/6$ ($\alpha < 30^0$) и $\alpha > \pi/6$ ($\alpha > 30^0$).

Решение:

а) по табл.2 для заданных условий для ствола диаметром 6 м находим нормативную среднюю нагрузку $p_0 = 13.10^4$ н/м^2 (13 т/м^2). Затем, в соответствии с п.10, по формуле (2) определяем среднюю нагрузку для заданных условий

$$p = [1 + 0{,}1(2-3)]13.10^4 = 0{,}9.13.10^4 = 117.10^3 \text{ н/м}^2 \quad (11{,}7 \text{ т/м}^2);$$

б) по табл.2 находим нормативную среднюю нагрузку $p_0 = 15.10^4$ н/м^2 (15 т/м^2) и по формуле (2) определяем среднюю нагрузку с поправкой на диаметр

$$p = [1 + 0{,}1(2-3)].15.10^4 = 0{,}9.15.10^4 = 135.10^3 \text{ н/м}^2 \quad (13{,}5 \text{ т/м}^2).$$

Пример 7

Определить среднюю нагрузку на крепь ствола диаметром 8 м при прочих условиях примера 6 и при $\alpha < \pi/6$ ($\alpha < 30^0$).

Решение:

По нормативной средней нагрузке $p_0 = 13.10^4$ н/м^2 (13 т/м^2) по формуле (2) получаем

$$p = [1 + 0{,}1(4-3)].13.10^4 = 143.10^3 \text{ н/м}^2 \quad (14{,}3 \text{ т/м}^2).$$

Пример 8

Определить среднюю нагрузку для условий предыдущего примера, но в районе сопряжения.

Решение:

В соответствии с п.11 увеличиваем в 1,5 раза нагрузку, полученную в примере 7 для протяжённого участка ствола:

$p_c = 143 \cdot 10^8 \cdot 1{,}5 = 214{,}5 \cdot 10^8$ н/м^2 (21,45 т/м^2).

Пример 9

Определить полную среднюю нагрузку для условий примера 7, если напор воды на участке равен $3 \cdot 10^5$ н/м^2 (30 т/м^2).

Решение:

К величине средней нагрузки, определённой в примере 7, в соответствии с п.12 (формула 4) прибавляем величину напора:

$p_п = 143 \cdot 10^8 + 3 \cdot 10^5 = 443 \cdot 10^8$ н/м^2 (44,3 т/м^2).

Пример 10

Выбрать среднюю нагрузку для условий примера 7, если участок находится в глинистых трещиноватых породах, омываемых водой.

Решение:

В соответствии с п.14, удваиваем среднюю нагрузку, полученную в примере 7:

$p = 143 \cdot 10^8 \cdot 2 = 286 \cdot 10^8$ н/м^2 (28,6 т/м^2).

Пример 11

Определить максимальную расчётную нагрузку для условий примера 6 на протяжённых участках ствола при $\alpha = 2\pi/45$ (8^0) и при $\alpha = 23\pi/90$ (46^0).

Решение:

а) по табл.3 (п.15) находим значение статистического коэффициента неравномерности $v = 0{,}4$, после чего по формуле (5) определяем максимальную расчётную нагрузку при средней нагрузке, полученной в примере 6:

$p_{макс} = (1 + 3.0{,}4).117.10^8 = 257{,}4.10^8$ н/м^2 (25,74 т/м^2);

б) по табл.3 (п.15) находим значение статистического коэффициента неравномерности $v = 0{,}7$, после чего по формуле (5) определяем максимальную расчётную нагрузку по средней нагрузке, равной $p = 135 \cdot 10^8$ н/м^2 (13,5 т/м^2):

$p_{макс} = (1 + 3.0{,}7).135.10^8 = 418{,}5.10^8$ н/м^2 (41,85 т/м^2).

Пример 12

Определить максимальную расчётную нагрузку для условий примера 7 при $\alpha = 2\pi/45$ (8^0).

Решение:

По табл.3 находим значение $v = 0{,}4$. Затем, в соответствии с п.15 по средней нагрузке 143.10^8 н/м^2 (14,3 т/м^2) получаем

расчётную максимальную нагрузку

$$P_{макс} = (1 + 3.0{,}4).143.10^3 = 314{,}6.10^3 \text{ н/м}^2 \ (31{,}46 \text{ т/м}^2).$$

Пример 13

Определить расчётную максимальную нагрузку по условиям примера 11, но для мест сопряжений.

Решение:

а) при $\alpha = 2\pi/45$ (8^0). По табл.3 находим значение статистического коэффициента неравномерности для сопряжений $v = 0{,}8$. В соответствии с п.11, находим среднюю нагрузку на крепь для мест сопряжений по средней нагрузке для протяжённого участка ствола, равной 117.10^3 н/м^2 (11,7 т/м^2) (см.пример 6), умножив последнюю на 1,5 (формула 3, п.11). Тогда расчётная максимальная нагрузка составит

$$P_{макс} = (1 + 3.0{,}8).117.10^3.1{,}5 = 596{,}7.10^3 \text{ н/м}^2 \ (59{,}67 \text{ т/м}^2).$$

б) при $\alpha = 28\pi/90$ (46^0). По табл.3 находим $v = 0{,}9$. Среднюю нагрузку на крепь, в соответствии с п.11, для мест сопряжений находим по средней нагрузке для протяжённого участка, равной 135.10^3 н/м^2 (13,5 т/м^2) (см.пример 6), умножив её на 1,5 (формула 3, п.11). Тогда расчётная максимальная нагрузка составит

$$P_{макс} = (1 + 3.0{,}9).135.10^3.1{,}5 = 749.10^3 \text{ н/м}^2 \ (74{,}9 \text{ т/м}^2).$$

Пример 14

Определить расчётную максимальную нагрузку на крепь ствола диаметром 6 м для участка вблизи сопряжения, лежащего на глубине 700 м, при угле падения $\alpha = \pi/15$ (12^0) и напоре воды, равном $1{,}0.10^5$ н/м^2 (10 т/м^2) при тюбинговой крепи и тампонаже под давлением.

Решение:

По табл.2 находим нормативную среднюю нагрузку на участке сопряжения $p_0 = 7{,}0 \cdot 10^4$ н/м^2 (7,0 т/м^2). По формуле (3) находим среднюю нагрузку

$$p_c = 7{,}0 \cdot 10^4 \cdot 1{,}5 = 105 \cdot 10^3 \text{ н/м}^2 \ (10{,}5 \text{ т/м}^2).$$

Величину полной средней нагрузки с поправкой на напор, в соответствии с п.12, определяем по формуле (4):

$$p_п = 105 \cdot 10^3 + 1{,}0 \cdot 10^5 = 205 \cdot 10^3 \text{ н/м}^2 \ (20{,}5 \text{ т/м}^2).$$

Статистический коэффициент неравномерности для заданных условий без учёта напорных вод равен (по табл.3) $v = 0{,}8$.

Это значение коэффициента, в соответствии с п.15, должно быть умножено на величину $p_c:(p_c + p_r)$. Тогда получим

$$\nu = 0{,}8\ (105.10^8 : 205.10^8) = 0{,}8 \cdot 0{,}51 = 0{,}4.$$

Вводя поправку, учитывающую плотность тампонажа, получаем

$$\nu = 0{,}4 \cdot 0{,}75 = 0{,}3.$$

Теперь можно определить расчётную максимальную нагрузку по формуле (5):

$$p_{макс} = (1 + 3.0{,}3).205.10^8 = 389{,}5.10^8\ н/м^2\ (38{,}95\ т/м^2).$$

Пример 15

Определить расчётную максимальную нагрузку на крепь устья ствола диаметром 6 м в свету на глубине 20 м вдали от проёмов и без нагрузки на поверхности, если наименьший угол внутреннего трения грунта равен $\pi/10$ (18^0), а средневзвешенный объёмный вес $\gamma = 23 \cdot 10^8\ н/м^2$ (2,3 т/м^3).

Решение:

Находим величины, входящие в формулу (6) (п.16):

$$a\varphi = 2tg\frac{\pi}{10}\cdot tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{20}\right) = 2\times 0{,}3249 \times 1{,}3764 = 0{,}9; \qquad \nu_y = 2.$$

Определяем по формуле (6) расчётную максимальную нагрузку

$$p_{макс} = 1{,}1\times 2\times\left\{23\times 10^3\times 3\,\frac{tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{20}\right)}{0{,}9 - 1{,}0}\left[1 - \left(\frac{3}{3 + 20tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{20}\right)}\right)^{0{,}9-1{,}0}\right]\right\} =$$

$$= 2{,}2\left\{69\times 10^3\times\frac{0{,}7265}{-0{,}1}\left[1 - \left(\frac{3}{3 + 20\times 0{,}7265}\right)^{-0{,}1}\right]\right\} =$$

$$= 215\times 10^3\ н/м^2 \quad (21{,}5\ т/м^2).$$

Пример 16

Определить наибольшую дополнительную нагрузку на крепь устья ствола радиуса $r = 4$ м на глубинах 0, 10 и 20 м в массиве с наименьшим углом внутреннего трения $\varphi = 4\pi/45$ (16^0), пригруженного вблизи устья фундаментами под укосину копра и зданием подъёмной машины (рис.2). Расчётная нагрузка на один фундамент укосины $Q_1 = Q_3 = 105 \cdot 10^4$ н (105 т). Расчётная нагрузка на фундаменты под зданием подъёмной машины $Q_2 = 740.10^4$ н (740 т).

Расстояние от ствола до наиболее удалённой точки фундаментов укосины $b_1 = b_3 = 15$ м. Расстояние от ствола до наиболее удалённой точки здания подъёмных машин $b_2 = 38{,}4$ м, а до ближайшей точки – 18 м $< 5r$, поэтому пригрузку от здания и копра в расчёте необходимо учитывать.

Наибольший тангенциальный размер фундаментов укосин $l_1 = l_3 = 2{,}6$ м; наибольший тангенциальный размер здания подъёмных машин $l_2 = 18$ м. Углы пересечения радиусов-векторов центров тяжести загруженных площадей равны $\theta_2 = \pi/12$ (15^0) и $\theta_3 = \pi/6$ (30^0).

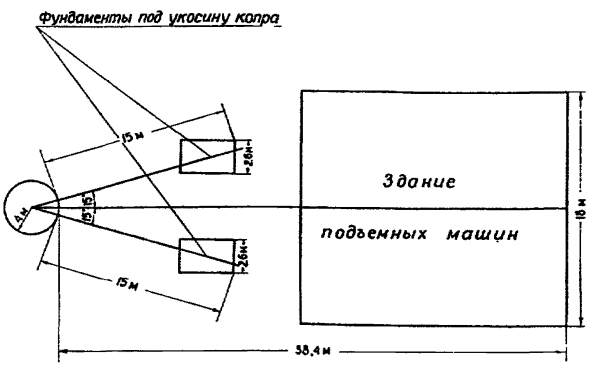


Рис.2

Р е ш е н и е:

Определяем максимальные дополнительные нагрузки на крепь от каждой из поверхностных нагрузок, по формуле (9):

$$q_1 = q_3 = \frac{2\times(4+15)\times 105\times 10^4}{2{,}6\times 15\times(2\times 4+15)}\left[\frac{4}{4+H\operatorname{tg}(\frac{\pi}{4}-\frac{2\pi}{45})}\right]^{0{,}76}\times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4}-\frac{2\pi}{45});$$

$$q_2 = \frac{2\times(4+38{,}4)\times 74\times 10^5}{18\times 38{,}4\times(2\times 4+38{,}4)}\left[\frac{4}{4+H\operatorname{tg}(\frac{\pi}{4}-\frac{2\pi}{45})}\right]^{0{,}76}\times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4}-\frac{2\pi}{45}).$$

Вычисление по этим формулам даст для различных значений H следующие значения q_1 и q_2 :

При H = 0 $q_1 = 25{,}1 \cdot 10^8$ н/м^2 (2,51 т/м^2)
$q_2 = 11{,}2 \cdot 10^8$ н/м^2 (1,12 т/м^2)

При H = 10 м $q_1 = 11{,}2 \cdot 10^8$ н/м^2 (1,12 т/м^2)
$q_2 = 5{,}0 \cdot 10^8$ н/м^2 (0,5 т/м^2)

При H = 20 м $q_1 = 7{,}6 \cdot 10^8$ н/м^2 (0,76 т/м^2)
$q_2 = 8{,}4 \cdot 10^8$ н/м^2 (0,84 т/м^2)

Теперь найдём точку приложения максимальной суммарной пригрузки, по формуле (10):

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{q_2 \sin\frac{\pi}{6} + q_3 \sin\frac{\pi}{3}}{q_1 + q_2\cos\frac{\pi}{6} + q_3\cos\frac{\pi}{3}} = 0{,}577,$$

Наибольшая суммарная (общая) дополнительная нагрузка определится по формуле (8):

$$q_{макс.} = q_1\cos^2\frac{\pi}{12} + q_2\cos^2\left(\frac{\pi}{12} - \frac{\pi}{12}\right) + q_3\cos^2\left(\frac{\pi}{12} - \frac{\pi}{6}\right).$$

При H = 0 $q_{макс} = 58{,}0 \cdot 10^8$ н/м^2 (5,8 т/м^2)
При H = 10 м $q_{макс} = 26{,}3 \cdot 10^8$ н/м^2 (2,63 т/м^2)
При H = 20 м $q_{макс} = 17{,}6 \cdot 10^8$ н/м^2 (1,76 т/м^2)

Определение толщины крепи

Пример 17

Определить толщину крепи из монолитного бетона марки 150 для ствола диаметром 8 м в свету при $p_{макс} = 22 \cdot 10^4$ н/м^2 (22 т/м^2) на глубине 900 м на протяжённом участке для наклонного падения.

Решение:

По табл.2 СНиП П В.1-62 находим значение $R_и = 7{,}0 \cdot 10^6$ н/м^2 (70 кг/см^2). Учитывая, что в табл.2 СНиП П В.1-62 уже входит значение $m_б$, равное 0,9, получаем коэффициент условий работы для бетона $m_б = 0{,}88$. Принимая, согласно п.24, $m = 1{,}5$, определяем расчётную толщину крепи по формуле (18):

$$d = 1{,}5 \cdot 4 \left(\sqrt{\frac{0{,}88 \cdot 7 \cdot 10^6}{0{,}88 \cdot 7 \cdot 10^6 - 2 \cdot 22 \cdot 10^4}} - 1\right) =$$

$$= 1{,}5 \cdot 4 \cdot 0{,}0377 = 0{,}226 \text{ м } (226 \text{ мм})$$

В соответствии с п.22, окончательно принимаем толщину крепи равной $d = 0{,}25$ м (250 мм).

Пример 18

Определить толщину крепи из монолитного бетона для условий примера 17, но на сопряжении с околоствольным двором.

Решение:

Принимая, согласно п.24, $m = 1{,}5$ и $\rho = 2$, получаем расчётную толщину крепи из бетона марки 150 по формуле (14):

$$d = 1{,}5 \cdot 4 \left(\sqrt{\frac{0{,}77 \cdot 7 \cdot 10^6}{0{,}77 \cdot 7 \cdot 10^6 - 2 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 10^4}} - 1\right) =$$

$$= 1{,}5 \cdot 4 \cdot 0{,}093 = 0{,}558 \text{ м } (558 \text{ мм})$$

Толщина крепи в данном случае получилась больше, чем рекомендуемая в п.23. Принимая, в соответствии с п.23, толщину крепи равной 0,85 м (850 мм), находим по формуле (1) требующуюся марку крепёжного материала:

$$R_и = \frac{2 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 10^4}{0{,}77 \left(1 - \frac{4^2}{(r^*)^2}\right)}; \qquad r^* = 4 + \frac{0{,}850}{1{,}5} = 4{,}233;$$

$$R_и = \frac{2 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 10^4}{0{,}77 \left(1 - \frac{4^2}{4{,}233^2}\right)} = \frac{88 \cdot 10^4}{0{,}77 \left(1 - \frac{16}{17{,}918}\right)} = 1068 \cdot 10^4 \text{ н/м}^2$$

$(106{,}8 \text{ т/м}^2)$.

Это расчётное сопротивление соответствует бетону М-250.

Пример 19

Определить толщину крепи из монолитного быстротвердеющего бетона М-150 при совмещённом способе проходки и при применении створчатой опалубки для протяжённого участка ствола диам.6 м на глубине 500 м, в слоях умеренно ослабленных алевролитов, обладающих прочностью $\sigma_{сж} = 65 \cdot 10^6$ н/м^2 (650 кг/см^2), при угле падения $\alpha = 7\pi/90$ (14^0) и $\gamma = 25 \cdot 10^8$ н/м^8 (2,5 т/м^8).

Решение:

Определяем, будут-ли на данной глубине стенки ствола стойкими. Для этого по табл.1 находим $k = 0{,}7$. Для наших условий

η = 3.(п.8). Затем по формуле (1) находим предельную глубину

$$H_{пр} = \frac{0{,}7 \cdot 65 \cdot 10^6}{8 \cdot 25 \cdot 10^8} = 606 \text{ м} > 500 \text{ м}.$$

Отсюда следует, что крепь не будет закономерно нагружаться, и её толщину можно принять по нормативу (пп.21-в и 24) равной 0,2 м (200 мм).

Пример 20

Определить толщину крепи по условиям предыдущего примера, но для слоёв существенно ослабленного аргиллита, при $\gamma = 25.10^8$ н/м^2 (2,5 т/м^2).

Решение:

По табл.1 находим k = 0,8. Принимая, по п.8, η = 3, получаем по формуле (1) предельную глубину

$$H_{пр} = \frac{0{,}3 \cdot 65 \cdot 10^6}{3 \cdot 25 \cdot 10^8} = 260 \text{ м} < 500 \text{ м}.$$

В данном случае крепь будет закономерно нагружаться. По табл.2 находим нормативную среднюю нагрузку $p_0 = 11.10^4$ н/м^2 (11 т/м^2). Затем по табл.3 находим статистический коэффициент неравномерности v = 0,6 и, подставив его в формулу (5), получаем расчётную максимальную нагрузку

$$p_{макс} = (1 + 3.0{,}6).11.10^4 = 308.10^8 \text{ н/м}^2 \ (30{,}8 \text{ т/м}^2).$$

Наконец, по формуле (13) определяем толщину крепи, подставляя значение m = 1,5 (см.п.24):

$$d = 1{,}5.3\left(\sqrt{\frac{0{,}88 \cdot 7 \cdot 10^6}{0{,}88.7.10^6 - 2.308.10^8}} - 1\right) = 1{,}5 \cdot 3 \cdot 0{,}54 =$$

$$= 0{,}243 \text{ м (243 мм)}.$$

В соответствии с п.22 окончательно принимаем толщину крепи равной 0,25 м (250 мм).

Пример 21

Рассчитать наименьшую необходимую толщину крепи из железобетонных тюбингов (из бетона М 300) для протяжённого участка ствола диаметром 6 м в свету по расчётной максимальной нагрузке $p_{макс} = 45 \cdot 10^4$ н/м^2 (45 т/м^2).

Решение:

Толщину тюбинга вычисляем по формуле (13), принимая m = 1 (см.п.24) и $R_и = 16 \cdot 10^6 \cdot 1{,}1 = 176 \cdot 10^5$ н/м^2 (1760 т/м^2) (коэффициент условий работы бетона при заводском изготовлении, равный 1,1, взят в соответствии с п.3.3 СНиП П-В, 1-62):

$$d = 1{,}0 \cdot 3 \left(\sqrt{\frac{0{,}98 \cdot 176 \cdot 10^5}{0{,}88 \cdot 176 \cdot 10^5 - 2 \cdot 45 \cdot 10^4}} - 1\right) =$$

$$= 1{,}0 \cdot 3 \left(\sqrt{1{,}0616} - 1\right) = 3 \cdot 0{,}0303 = 0{,}091 \text{ м } (91 \text{ мм}).$$

Пример 22

Рассчитать толщину железобетонного тюбинга из бетона М 400 для участка ствола диаметром 7 м вблизи сопряжения (на расстоянии 10 м от сопряжения), проходимого в нестойких породах на глубине 850 м при угле падения $\alpha < \pi/6$ ($\alpha < 30^0$).

Решение

По табл.2 нормативная средняя нагрузка $p_0 = 8 \cdot 10^4$ н/м^2 (8 т/м^2). Вводим поправку на диаметр ствола по формуле (2):

$$p = [1 + 0{,}1 (3{,}5 - 3)] \cdot 8 \cdot 10^4 = (1 + 0{,}5 \cdot 0{,}1) \cdot 8 \cdot 10^4 =$$

$$= 1{,}05 \cdot 8 \cdot 10^4 = 84 \cdot 10^3 \text{ н/м}^2 \ (8{,}4 \text{ т/м}^2).$$

Поскольку участок ствола удалён от сопряжения менее, чем на 20 м, окончательную величину средней нагрузки находим по п.11:

$$p_c = 1{,}5 \cdot 84 \cdot 10^3 = 126 \cdot 10^3 \text{ н/м}^2 \ (12{,}6 \text{ т/м}^2).$$

По формуле (5) находим расчётную максимальную нагрузку при статистическом коэффициенте неравномерности $v = 0{,}8$ (табл.3):

$$p_{макс} = (1 + 3 \cdot 0{,}8) \cdot 126 \cdot 10^3 = 42{,}8 \cdot 10^3 \text{ н/м}^2 \ (42{,}8 \text{ т/м}^2).$$

Минимальную необходимую толщину стенки тюбинга находим по формуле (13), в которую, согласно п.24, подставляем $m = 1{,}0$, при $R_и = 21 \cdot 10^6 \cdot 1{,}1 = 231 \cdot 10^5$ н/м^2 (2310 т/м^2) (СНиП II-В. 1-62):

$$d = 1{,}0 \cdot 3{,}5 \left(\sqrt{\frac{0{,}98 \cdot 231 \cdot 10^5}{0{,}88 \cdot 231 \cdot 10^5 - 2 \cdot 428 \cdot 10^3}} - 1\right) =$$

$$= 1{,}0 \cdot 3{,}5 \left(\sqrt{1{,}0431} - 1\right) = 1{,}0 \cdot 3{,}5 \ (1{,}0213 - 1) =$$

$$= 3{,}5 \cdot 0{,}0213 = 0{,}0745 \text{ м } (\sim 74 \text{ мм}).$$

Для этих условий достаточно сечение тюбинга СТК и ВНИИОМШС'а.

Пример 23

Определить толщину бетонной крепи устья ствола глубиной 20 м, имеющего проёмы на глубине 5 м, при диаметре в свету 5 м, пройденного в наносах с наименьшим углом внутреннего трения, равным $\varphi = 4\pi/45$ (16^0). Расположение поверхностной пригрузки и её основные параметры те же, что в примере 16. $\gamma = 25 \cdot 10^3$ н/м^3 (2,5 т/м^3).

Решение:

Расчёт ведём по формуле (6). Сначала находим параметры по п.16

$$\alpha_\varphi = 2\operatorname{tg}\frac{4\pi}{45} \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{2\pi}{45}\right) = 2 \cdot 0{,}287 \cdot 1{,}827 = 0{,}76$$

Максимальные дополнительные нагрузки от каждого здания (сооружения) определяем по формуле (9):

$$q_1 = q_3 = \frac{2\times(2{,}5+15)\times 105\times 10^4}{2{,}6\times 15\times(2\times 2{,}5+15)}\left[\frac{2{,}5}{2{,}5+H\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}-\frac{2\pi}{45}\right)}\right]^{0{,}76} \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{2\pi}{45}\right) =$$

$$= 4{,}7\times 10^4\left[\frac{2{,}5}{2{,}5+H\times 0{,}754}\right]^{0{,}76} \times 0{,}568;$$

$$q_2 = \frac{2\times(2{,}5+38{,}4)\times 74\times 10^5}{18\times 38{,}4\times(2\times 2{,}5+38{,}4)}\left[\frac{2{,}5}{2{,}5+H\times 0{,}754}\right]^{0{,}76} \times 0{,}568 =$$

$$= 20178\times\left[\frac{2{,}5}{2{,}5+H\times 0{,}754}\right]^{0{,}76} \times 0{,}568$$

при H = 0 $q_1 = q_3 = 26{,}7 \cdot 10^3$ н/м^2 (2,67 т/м^2)
$q_2 = 11{,}5 \cdot 10^3$ н/м^2 (1,15 т/м^2)

при H = 5 м $q_1 = q_3 = 21{,}2 \cdot 10^3$ н/м^2 (2,12 т/м^2)
$q_2 = 9{,}1 \cdot 10^3$ н/м^2 (0,91 т/м^2)

при H = 20 м $q_1 = q_3 = 6{,}0 \cdot 10^3$ н/м^2 (0,60 т/м^2)
$q_2 = 2{,}6 \cdot 10^3$ н/м^2 (0,26 т/м^2)

Далее определяем общую максимальную нагрузку на крепь от зданий по формуле (8) при $\theta = \frac{\pi}{12}$ (15^0) (пример 16):

$$q_{\text{макс.}} = q_1\cos^2\frac{\pi}{12} + q_2\cos^2\left(\frac{\pi}{12}-\frac{\pi}{12}\right) + q_3\cos^2\left(\frac{\pi}{12}-\frac{\pi}{6}\right) =$$

$$= q_1 \times 0{,}9332 + q_2 \times 1{,}0 + q_3 \times 0{,}9332;$$

при H = 0 $q_{\text{макс.}} = 6\,1{,}3 \times 10^3$ н/м^2 (6,13 т/м^2);

при H = 5 $q_{\text{макс.}} = 4\,8{,}6 \times 10^3$ н/м^2 (4,86 т/м^2);

при H = 20 м $q_{\text{макс.}} = 1\,3{,}8 \times 10^3$ н/м^2 (1,38 т/м^2).

Подставляя значения α_φ и $q_{\text{макс.}}$ для разных глубин в формуле (6) и принимая, согласно п.18, $m = 3{,}4$, находим расчётные максимальные нагрузки:

$$p_{макс}=1,1\times3,4\left\{25\times10^{3}\times2,5\frac{tg\left(\frac{\pi}{4}-\frac{2\pi}{45}\right)}{0,76-1}\left[1-\left(\frac{2,5}{2,5+Htg\left(\frac{\pi}{4}-\frac{2\pi}{45}\right)}\right)^{0,76-1}\right]+q_{макс.}\right\};$$

при H = 0 $p_{макс}$ = 229 . 10^8 н/м^2 (22,9 т/м^2)

при H = 5 м $p_{макс}$ = 368 . 10^8 н/м^2 (36,3 т/м^2)

при H = 20 м $p_{макс}$ = 490 . 10^8 н/м^2 (49,0 т/м^2)

Расчёт толщины крепи ведём по формулам (13) и (14). На участке у поверхности (H = 0) при бетоне М 150 (см.п.24) получаем:

$$d = 1,5.2,5\left(\sqrt{\frac{0,77\ .\ 7\ .\ 10^{6}}{0,77.7.10^{6}-2.22,9.10^{8}}}-1\right)=1,5.2,5.0,0458=$$

$$=0,170\text{ м (170 мм)}.$$

Для участка сопряжения (H = 5 м) при ρ = 2 и бетоне М 150 получаем

$$d = 1,5.2,5\left(\sqrt{\frac{0,77\ .\ 7\ .\ 10^{6}}{0,77.7.10^{6}-2.2.368.10^{8}}}-1\right)=1,5.2,5.0,170=$$

$$=0,637\text{ м (637 мм)}.$$

Для участка на глубине 20 м при той же марке бетона получаем

$$d = 1,5.2,5\left(\sqrt{\frac{0,77\ .\ 7\ .\ 10^{6}}{0,77.7.10^{6}-2.49.10^{4}}}-1\right)=1,5\ .\ 2,5\ .\ 0,1055=$$

$$=0,395\text{ м (395 мм)}.$$

Пример 24

Рассчитать толщину тюбинговой и монолитной крепи из бетона М 150 для ствола диаметром 4 м в свету при нормативной средней нагрузке $p_c = 5.10^4$ н/м^2 (5,0 т/м^2) на протяжённых участках при $v = 0$ и $v = 0,4$, а также вблизи сопряжений с околоствольными выработками и на сопряжениях при $\alpha < \pi/6$ ($\alpha < 30^0$).

Решение:

Для протяжённого участка находим по формуле (5) расчётную максимальную нагрузку, которая при равномерно распределённой нагрузке ($v = 0$) равна средней. При $p_0 = 5\ .\ 10^4$ н/м^2 (5,0 т/м^2) и $v = 0,4$ расчётная максимальная нагрузка будет равна

$$p_{макс} = (1 + 3.0,4)\ .\ 5\ .\ 10^4 = 11\ .\ 10^4 \text{ н/м}^2\ (11,0 \text{ т/м}^2)$$

Толщина тюбинговой крепи определяется по формуле (13) при $m = 1$. При $r_0 = 2$ и $v = 0$ толщина крепи будет равна

$$d = 1,0\ .\ 2,0\left(\sqrt{\frac{0,88\ .\ 7\ .\ 10^{6}}{0,88\ .\ 7\ .\ 10^{6}-2\ .\ 5\ .\ 10^{4}}}-1\right)=$$

$$=2\left(\sqrt{1,0165}-1\right)=2\ .\ 0,0082=0,0164\text{ м (16 мм)}$$

при $\nu = 0{,}4$:

$$d = 1{,}0 \cdot 2{,}0 \left(\sqrt{\frac{0{,}88 \cdot 7 \cdot 10^6}{0{,}88 \cdot 7 \cdot 10^6 - 2 \cdot 11 \cdot 10^4}} - 1\right) =$$

$$= 2 \left(\sqrt{1{,}0370} - 1\right) = 2 \cdot 0{,}018 = 0{,}036 \text{ м } (36 \text{ мм});$$

при $\nu = 0{,}4$ и $m = 1{,}5$ (бетонная крепь):

$$d = 1{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}018 = 0{,}054 \text{ м } (54 \text{ мм}).$$

Толщину тюбинговой крепи вблизи сопряжений при нормативной средней нагрузке $p_c = 5.10^4$ н/м^2 (5 т/м^2) находим также по формуле (18).

$$p_{макс} = (1 + 8.0{,}8).5.10^4.1{,}5 = 255.10^3 \text{ н/м}^2 \ (25{,}5 \text{ т/м}^2);$$

$\nu = 0{,}8$ (по табл.8); $m = 1$.

$$d = 1{,}0 \cdot 2{,}0 \left(\sqrt{\frac{0{,}88 \cdot 7 \cdot 10^6}{0{,}88 \cdot 7 \cdot 10^6 - 2 \cdot 255 \cdot 10^3}} - 1\right) =$$

$$= 2 \left(\sqrt{1{,}0902} - 1\right) = 2 \cdot 0{,}0441 = 0{,}0882 \text{ м } (88 \text{ мм}).$$

при $m = 1{,}5$ (бетонная крепь):

$$d = 1{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}0441 = 0{,}1828 \text{ м } (\ \ 182 \text{ мм}).$$

Определяем толщину крепи на сопряжении, учитывая концентрацию напряжений в крепи ($\rho = 2$); при $m = 1$ (тюбинговая крепь):

$$d = 1{,}0 \cdot 2{,}0 \left(\sqrt{\frac{0{,}77 \cdot 7 \cdot 10^6}{0{,}77 \cdot 7 \cdot 10^6 - 2 \cdot 2 \cdot 255 \cdot 10^3}} - 1\right) =$$

$$= 2 \left(\sqrt{1{,}2339} - 1\right) = 2 \cdot 0{,}1108 = 0{,}2216 \text{ м } (\sim 222 \text{ мм}).$$

При $m = 1{,}5$ (бетонная крепь):

$$d = 1{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}1108 = 0{,}332 \text{ м } (332 \text{ мм})$$

Пример 25

Рассчитать толщину крепи из быстротвердеющего бетона при совмещённом способе проходки со створчатой опалубкой для ствола диаметром 6 м в свету на крутом падении в нестойких породах на глубинах 350 и 1200 м на протяжённых участках и на сопряжениях.

Решение:

а) глубина 350 м. По табл.2 находим нормативную среднюю нагрузку $p_0 = 9 \cdot 10^4$ н/м^2 (9 т/м^2). Для протяжённого участка находим по табл.8 значение коэффициента неравномерности $\nu = 0{,}7$. Расчётную максимальную нагрузку определяем по формуле (5):

$$p_{макс} = 9.10^4 \ (1 + 8.0{,}7) = 279.10^3 \text{ н/м}^2 \ (27{,}9 \text{ т/м}^2).$$

Принимая для бетона М 150 $m = 1,5$, по формуле (13) получаем толщину крепи

$$d = 1,5 \cdot 3 \left(\sqrt{\frac{0,88 \cdot 7 \cdot 10^6}{0,88 \cdot 7 \cdot 10^6 - 2 \cdot 279 \cdot 10^8}} - 1\right) =$$

$$= 1,5 \cdot 3 \cdot 0,048 = 0,216 \text{ м } (216 \text{ мм}).$$

Для участка на сопряжении по табл.3 находим коэффициент неравномерности $v = 0,9$; в соответствии с п.11 увеличиваем нормативную среднюю нагрузку в 1,5 раза:

$$p = 9 \cdot 10^4 \cdot 1,5 = 185 \cdot 10^8 \text{ н/м}^2 \ (13,5 \text{ т/м}^2).$$

Расчётная максимальная нагрузка составляет

$$p_{макс} = 185.10^8 \ (1 + 3.0,9) = 499,5.10^8 \text{ н/м}^2 \ (49,95 \text{ т/м}^2)$$

Принимая $m = 1,5$ и $\rho = 2$ (см.п.24), по формуле (14) получаем толщину крепи из железобетона с расчётным сопротивлением (по СНиП), равным $21 \cdot 10^6$ н/м^2 (210 т/м^2):

$$d = 1,5 \cdot 3 \left(\sqrt{\frac{21 \cdot 10^6 \cdot 0,77}{21 \cdot 10^6 \cdot 0,77 - 2 \cdot 2 \cdot 4995 \cdot 10^2}} - 1\right) =$$

$$= 1,5 \cdot 3 \cdot 0,098 = 0,418 \text{ м } (418 \text{ мм}).$$

б) глубина 1200 м. По табл.2 находим нормативную среднюю нагрузку $p_0 = 15 \cdot 10^4$ н/м^2 (15 т/м^2). Для протяжённого участка находим по табл.3 значение коэффициента неравномерности $v = 0,7$. Расчётную максимальную нагрузку определяем по формуле (5):

$$p_{макс} = 15.10^4 \ (1 + 3.0,7) = 465.10^8 \text{ н/м}^2 \ (46,5 \text{ т/м}^2).$$

Принимая $m = 1,5$ для бетона с расчётным сопротивлением сжатию при изгибе (по СНиП) $R_и = 9.10^6$ н/м^2 (90 кг/см^2), по формуле (13) получаем толщину крепи:

$$d = 1,5 \cdot 3 \left(\sqrt{\frac{0,88 \cdot 9 \cdot 10^6}{0,88 \cdot 9 \cdot 10^6 - 2 \cdot 465 \cdot 10^8}} - 1\right) =$$

$$= 4,5 \left(\sqrt{1,138} - 1\right) = 4,5 \ (1,064 - 1) = 4,5 \cdot 0,064 =$$
$$= 0,288 \text{ м } (288 \text{ мм}).$$

Для участка на сопряжении по табл.3 находим коэффициент неравномерности $v = 0,9$. Нормативную среднюю нагрузку увеличиваем в 1,5 раза (см.п.11):

$$p = 15 \cdot 10^4 \cdot 1,5 = 225 \cdot 10^8 \text{ н/м}^2 \ (22,5 \text{ т/м}^2).$$

Определяем расчётную максимальную нагрузку:

$$P_{макс} = 225.10^3 (1 + 3.0{,}9) = 882.10^3 \text{ н/м}^2 \ (88{,}2 \text{ т/м}^2).$$

Толщину крепи из железобетона с расчётным сопротивлением $R_и = 25.10^6$ н/м^2 (250 кг/см^2) получим по формуле (14), принимая $m = 1{,}5$ и $\rho = 2$ (см.п.24):

$$d = 1{,}5 \cdot 3 \left(\sqrt{\frac{0{,}77 \cdot 25 \cdot 10^6}{0{,}77 \cdot 25 \cdot 10^6 - 2 \cdot 2 \cdot 882 \cdot 10^3}} - 1\right) =$$

$$= 1{,}5 \cdot 3 \left(\sqrt{1{,}209} - 1\right) = 1{,}5 \cdot 3 \ (1{,}099 - 1) =$$

$$= 1{,}5 \cdot 3 \cdot 0{,}099 = 0{,}445 \text{ м } (445 \text{ мм}).$$

Приложение 2

ЛИТЕРАТУРА
по обоснованию принятых расчётов

1. Крупенников Г.А., Давыдович И.Л. Основные причины нарушений вертикальных шахтных стволов Донбасса. "Уголь Украины", 1957, № 3.

2. Временные технические требования к крепям вертикальных шахтных стволов на пологом падении, применительно к условиям типа Донбасса (проект). Издание ВНИМИ, Ленинград, 1962.

3. Крупенников Г.А., Филатов Н.А. Некоторые результаты лабораторного исследования проявлений горного давления в вертикальных выработках при пологом залегании пластов. "Шахтное строительство", 1960 , № 10 и 11.

4. Сурков А.И. Исследование влияния околоствольных выработок на распределение напряжений вокруг вертикальных стволов шахт. "Шахтное строительство", 1960, № 7.

5. Крупенников Г.А. Некоторые результаты натурных исследований проявлений горного давления в вертикальных выработках Донбасса. "Шахтное строительство", 1961, № 4.

6. Крупенников Г.А. О расчёте крепи вертикальных шахтных стволов на пологом падении, применительно к условиям типа Донбасса. Труды ВНИМИ, сборник 43, изд.ВНИМИ, Ленинград, 1961.

7. Сурков А.И., Иевлев Г.А., Беляков В.Д. Распределение напряжений в крепи ствола при неравномерной её толщине и неравномерной нагрузке. Труды ВНИМИ, сб.46, изд.ВНИМИ, Л., 1962.

8. Ко́зел А.М. Значение касательных сил на внешней поверхности кольцевой монолитной крепи и выбор толщины крепи по заданным неравномерным нагрузкам. Там-же.

9. Крупенников Г.А., Ко́зел А.М., Филатов Н.А. Приближенный расчёт нагрузок на крепи устьев стволов. Труды ВНИМИ, сборник 45, изд.ВНИМИ, Ленинград, 1962.

10. Баклашов И.В. Оценка влияния неровностей контура на распределение напряжений в окрестности выработки кругового поперечного сечения. "Основания, фундаменты и механика грунтов", 1963, № 5.

11. Единицы физических величин. Приложение к журналу "Известия ВУЗов. Горный журнал", 1964, № 1.

Содержание

Предисловие 3

Условные обозначения 4

1. Область применения инструкции 6

II. Общие положения 7

III. Проверка стойкости породных стенок ствола 8

IV. Расчетные нагрузки 9

А. Участки в коренных породах 9

Б. Участки в наносах или выветрелых коренных породах 11

V. Определение толщины крепи 13

Приложение 1. Примеры расчёта 15

Проверка стойкости породных стенок . . 15

Выбор средних и максимальных расчётных нагрузок 17

Определение толщины крепи 22

Приложение 2. Литература по обоснованию принятых расчётов . . . 31

Печатный цех ВНИИМИ Заказ № 43 Тираж 1000 5/IX-64 г.
М-24279 Цена 5 коп.

gost.e-ecolog.ru