МИНИСТЕРСТВО УГОЛЬНОЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ СССР
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ГОРНОЙ ГЕОМЕХАНИКИ И МАРКШЕЙДЕРСКОГО ДЕЛА
ВНИМИ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ КРЕПИ КАПИТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Ленинград
1973

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО УГОЛЬНОЙ ПРОМЫШЛЕННОСТИ СССР
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ГОРНОЙ ГЕОМЕХАНИКИ И МАРКШЕЙДЕРСКОГО ДЕЛА
ВНИМИ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ КРЕПИ КАПИТАЛЬНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК

Ленинград
1973

УДК [622.281 + 622.283] : 622.28 : 624.042

© Всесоюзный научно-исследовательский институт горной геомеханики и маркшейдерского дела (ВНИМИ). 1973

П Р Е Д И С Л О В И Е

Настоящие Методические указания являются дополнением к ранее изданному Методическому руководству по расчету крепи капитальных горных выработок (Л., ВНИМИ, 1972). Работа выполнена под руководством проф.,докт.техн.наук Г.А.Крупенникова и проф.,докт.техн.наук Н.С.Булычева.

"Указания" отредактированы комиссией, назначенной Техническим управлением Минуглепрома СССР (постановление от 12 мая 1971 г.).

Состав редакционной комиссии:
от ЛГИ - заслуженный деятель науки и техники РСФСР проф. Бокий Б.В. (председатель комиссии), доц.,канд.техн.наук Смирняков В.В.;
от ИГД им.А.А.Скочинского - канд.техн.наук Усан-Подгорнов Б.М.;
от ВНИИОМШС - инж.Харитонов И.И.;
от Центрогипрошахта - инж. Бойков Б.А.;
от Южгипрошахта - инж.Коптилов С.П., инж.Цейтлин Г.М.;
от ВНИМИ - канд.техн.наук Амусин Б.З.,докт.техн.наук проф. Ардашев К.А., докт.техн.наук Булычев Н.С., канд.техн. наук Давыдович И.Л., канд.техн.наук Козел А.М., докт.техн. наук, проф.Крупенников Г.А., докт.техн.наук, проф.Кузнецов Г.Н., инж.Оловянный А.Г., канд.техн.наук Филатов Н.А., докт. техн.наук,проф.Фисенко Г.Л.

В Указаниях приводятся рекомендации по определению нагрузок на крепи шахтных стволов и капитальных горизонтальных выработок, приводятся примеры расчета различных типов крепи, изложена методика расчета мелкоблочной крепи.

Раздел 1 составлен канд.техн.наук А.М.Козелом, § 1 раздела 2 -докт.техн.наук,проф.Г.А.Крупенниковым, § 2 раздела 2 - канд.техн.наук И.Л.Давыдовичем, разделы 3 и 5 -канд. техн.наук Б.З.Амусиным, раздел 4 -А.Г.Оловянным

РАЗДЕЛ 1

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗОК НА ЖЕСТКУЮ КРЕПЬ ВЕРТИКАЛЬНОГО СТВОЛА КРУГЛОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ВНЕ ЗОНЫ ВЛИЯНИЯ ОЧИСТНЫХ РАБОТ

Нагрузки на крепь стволов определяются в зависимости от геологических и гидрогеологических условий, которые можно разделить на обычные и сложные.

§ 1. О б ы ч н ы е у с л о в и я

Обычные условия характеризуются относительно спокойным залеганием твердых, слаборазмокаемых, малопластичных, нетекучих пород (с прочностью в массиве на одноосное сжатие более 50-80 кг/см^2) за исключением отдельных маломощных слоев. Пересекаемые стволом породы могут содержать напорные воды.

Прочность пород в массиве в соответствии с положениями СНиП-М.4-65 определяется по формуле

$$\sigma_{сж} = \eta \cdot \sigma^{к}_{сж}, \qquad (1.1)$$

где $\sigma^{к}_{сж}$ – временное сопротивление (предел прочности) породы на одноосное сжатие; η – безразмерный коэффициент структурного ослабления пород в массиве (табл.1.1).

Таблица 1.1

Характеристика пород	Характерные классификационные признаки пород	Коэффициент
1	2	3
Неослабленные	Вполне монолитные слои мощностью более 1 м. Слои мощностью более 1 м, имеющие не более одной системы трещин с расстоянием между трещинами более радиуса ствола	1
Умеренно ослабленные	Слои мощностью от 0,5 до 1 м. Слои мощностью от 0,5 до 1м, имеющие не более двух систем трещин с расстоянием между трещинами не менее 0,5 радиуса ствола	0,7
Существенно ослабленные	Слои мощностью менее 0,5 м. Слои мощностью менее 0,5 м, имеющие три и более системы трещин с расстоянием между трещинами не менее 0,5 радиуса ствола	0,3

1	2	3
Весьма ослабленные	Наносы. Районы геологических нарушений. Прочие массивы, имеющие три и более системы трещин с расстоянием между трещинами менее 0,5 радиуса ствола. Районы старых работ (до 10 м над выработанным пространством и до 4 м под ним)	Относятся к сложным условиям. Стенки ствола на устойчивость не проверяются

Порядок определения нагрузок на крепь в стволах до глубины 700 м следующий.

1. Определяется глубина $H_{пр}$, начиная с которой породы переходят в неустойчивое состояние, по формуле

$$H_{пр} = \frac{\eta \cdot \sigma_{сж}^{к}}{\beta \gamma}, \qquad (1.2)$$

где $\sigma_{сж}^{к}$ – временное сопротивление (предел прочности) породы на одноосное сжатие в т/м^2; γ – объемный вес пород в т/м^3; β – безразмерный коэффициент концентрации напряжений на контуре ствола, принимаемый на протяженном участке ствола при проходке с применением буровзрывных работ $\beta = 3$, а при бурении (гладкое оконтуривание стенок) $\beta = 2$; на сопряжениях $\beta = 6$; на расстоянии от 0 до 20 м от сопряжения $\beta = 6 - 0{,}15 Z_c$ при буро-взрывной проходке и $\beta = 6 - 0{,}2 Z_c$ – при бурении; Z_c – удаление участка ствола от сопряжения с другими выработками; η – безразмерный коэффициент структурного ослабления пород в массиве (см. табл.1.1).

2. В прочных и устойчивых породах на глубине, меньшей чем глубина $H_{пр}$, нагрузка не определяется и толщина крепи не рассчитывается, а принимается равной минимальной (из бетона проектной марки не ниже 150) в соответствии с приложением к СНиП II М.4-65.

3. Для глубин более предельной ($H > H_{пр}$) расчетная максимальная нагрузка p_{max} определяется по формуле

$$p_{max} = \rho n_1 p^{н} [1 + 0{,}1 (R_1 - 3)](1 + 3v), \qquad (1.3)$$

где ρ – коэффициент перегрузки от горного давления, принимаемый равным 1,5 в в соответствии с п.1.12 СНиП II М. 4-65; n_1 – безразмерный коэффициент, принимаемый в обычных горногеологических условиях на протяженных участках стволов равным 0,67; на сопряжениях в сводовых частях – 1 [x],

x) В сопряжениях следует предусматривать только плавные переходы.

а на протяженных участках в глинистых, склонных к пучению, породах – 1,34 [x]; $p^{н}$ – нормативная нагрузка на крепь протяженного участка ствола для обычных горногеологических условий (табл.1.2); R_1 – радиус сечения ствола в свету в м;

v – безразмерный коэффициент неравномерности распределения

Таблица 1.2

Глубина ствола, м	Средняя нагрузка в т/м^2			
	при последовательном и параллельном способах проходки		при совмещенном способе проходки с передвижной опалубкой и крепью из быстротвердеющего бетона	
	Углы падения, град.			
	до 30	более 30	до 30	более 30
До 400 (исключая наносы)	5	6	7	9
400–700	7	9	11	13

нагрузок по контуру крепи ствола (табл.1.3).

Таблица 1.3

Угол падения α, град.	Коэффициент неравномерности v			
	При последовательном и параллельном способах проходки		При совмещенном способе проходки с передвижной опалубкой и крепью из быстротвердеющего бетона	
	А	Б	А	Б
$0 \leq \alpha \leq 10$	0,4	0,8	0,3	0,6
$10 < \alpha \leq 30$	0,6	0,8	0,4	0,6
$\alpha > 30$	0,7	0,9	0,5	0,7

Примечание: А – на протяженном участке ствола (на расстоянии более 20 м от сопряжений); Б – на расстоянии менее 20 м от сопряжения.

x) Сопряжения в слабых и пучащих породах не закладываются.

4. При подводном креплении ствола (проходка способом бурения) давление на крепь вызывается упругими деформациями пород вследствие разгрузки при откачке промывочного раствора и может быть определено по формуле

$$p^{н} = \frac{\gamma_{р} h_{р}}{\frac{R_1 E_{п}}{d E (1+\mu_{п})} + 1}, \qquad (1.4)$$

где $\gamma_{р}$ – объемный вес раствора, в т/м^3; $h_{р}$ – высота столба промывочного раствора в момент крепления в м; $E_{п}$ и E – модуль упругости пород (определяемый по результатам испытаний при разгрузке) и крепи соответственно в т/м^2; μ – коэффициент Пуассона пород; d – толщина крепи в м.

5. Гидростатические напоры временно рекомендуется учитывать в нагрузках путем прибавления величины остаточного напора $p_{ост}$ к средней нагрузке $p^{н}$. При этом значение коэффициента неравномерности, взятое из табл.1.3, умножается на

$$\xi = \frac{1 + 0{,}1\,(R_1 - 3)}{1 + 0{,}1\,(R_1 - 3) + \frac{p_{ост}}{p^{н}}}. \qquad (1.5)$$

Остаточный напор за крепью, меньший напоров подземных вод в нетронутом массиве вследствие дренирования воды через крепь и другими путями, определяется гидрогеологическим расчетом.

Приближенно, при отсутствии специальных дренажных мероприятий и тампонажа пород, остаточный напор $H_{о}$ за монолитной крепью может быть подсчитан по формуле

$$H_{о} = \frac{H}{\frac{k_{кр}}{k_{п}} \left(\frac{\lg r_{д} - \lg R_2}{\lg R_2 - \lg R_1} \right) + 1}, \qquad (1.6)$$

где H – величина непониженного столба воды в м; $k_{кр}$ и $k_{п}$ – коэффициенты фильтрации соответственно крепи и пород в м/час, м/сутки, м/сек и т.п.; $r_{д}$ – расчетный радиус депрессии в м; R_2 – радиус ствола вчерне в м.

Радиус депрессии зависит от величины и расположения области питания, характера гидравлической связи разных участков пород и других факторов и определяется гидрогеологическим расчетом по данным откачек воды [x]. Грубо ориентировочно $r_{д}$ определяется по формуле Зихардта

$$r_{д} = 10\,S\sqrt{H \cdot k_{п}} + R_2, \qquad (1.7)$$

---

x) Могут быть использованы "Требования к гидрогеологическим исследованиям на месторождениях, осваиваемых открытым способом. Руководство по дренированию карьерных полей (разделы У и У1)". Л., ВНИМИ, 1970.

где S – понижение уровня воды в стволе в м; k_n – коэффициент фильтрации пород в м/сутки.

Для ориентировочных подсчетов можно принять коэффициент фильтрации монолитного бетона (без швов), по данным Института гидротехники им. Б.Е.Веденеева, равным 1.10^{-5}м/сутки.

6. В случае необходимости составляющие нагрузки p_0, p_2, p_{max}, p_{min} вычисляются по следующим соотношениям:

а) при коэффициенте неравномерности с учетом воды $v \leq 0{,}33$:

$$\begin{aligned} p_0 &= p_D^H + p_b , \\ p_2 &= 3v \cdot p_D^H , \\ p_{max} &= p_D^H (1+3v) + p_b , \\ p_{min} &= p_D^H (1-3v) + p_b ; \end{aligned} \qquad (1,8)$$

б) при коэффициенте неравномерности $v > 0{,}33$:

$$\begin{aligned} p_0 &= \left[p_D^H (1+3v) \right] \cdot 0{,}5 + p_b , \\ p_2 &= p_D^H (1+3v) \cdot 0{,}5 , \\ p_{max} &= p_D^H (1+3v) + p_b , \\ p_{min} &= 0 + p_b . \end{aligned} \qquad (1,9)$$

Здесь $$p_D^H = p^H \left[1 + 0{,}1 (R_1 - 3) \right] .$$

§ 2. Сложные условия

На месторождениях типа Западного, Южного и Восточного Донбасса, а также на подобных им месторождениях, характеризующихся наличием в геологическом разрезе двух разнородных по составу пород и гидрогеологическим условиям толщ, в которых стволы сооружаются (в верхней толще – способом замораживания; в нижней толще – обычным буро-взрывным способом) выбор расчетных радиальных нагрузок на крепь стволов следует производить в соответствии с "Техническими условиями и исходными данными для проектирования крепи стволов шахт в условиях Петропавловско-Павлоградского района Западного Донбасса" x), а именно:

1. Для участков стволов, сооружаемых способом замораживания:

а) в посткарбоновых породах и выветрелых породах карбона (за исключением песчаников с пределом прочности на сжатие свыше 300 кг/см^2) расчетная радиальная нагрузка на крепь p^H принимается равномерно распределенной по внешнему контуру крепи ($v = 0$; $p_0 = p^H + p_b = p$; $p_2 = 0$)

---

x) Фонды ВНИМИ, 1970.

и равной: до глубины 100 м – 100 т/м^2, с глубины 100 м до контакта с прочными породами карбона (150–175 м) – 150 т/м^2;

б) в обводненных песчаниках с пределом прочности на сжатие свыше 300 кг/см^2 с напорными водами расчетная нагрузка принимается равной величине гидростатического напора в рассматриваемом пласте.

2. Для участков стволов, сооружаемых обычным способом с глубины 150–175 м до 700 м расчет и определение толщины крепи производится в соответствие со СНиП II-М.4-65 и рекомендациями § 1 настоящего раздела.

РАЗДЕЛ 2

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОРИЕНТИРОВОЧНОЙ ОЦЕНКЕ НАГРУЗОК НА КРЕПЬ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КАПИТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК УГОЛЬНЫХ И СЛАНЦЕВЫХ ШАХТ

§ 1. Общие положения

1. Нагрузки на крепь капитальных выработок (в массивах, не испытывающих существенного влияния очистных работ) определяются рядом факторов, важнейшими из которых являются:

Физико-механические свойства пород массива: прочностные свойства (пределы прочности на сжатие, сцепление, углы внутреннего трения) при кратковременном и при длительном действии нагрузки, сцепление и углы трения на контактах разнородных тел; структурные характеристики массивов; показатели анизотропии и неоднородности прочностных свойств.

Деформационные кратковременные и длительные характеристики массива: показатели его упругого, пластического и ползучего деформирования – модули продольной упругости и коэффициенты Пуассона; коэффициенты бокового распора; показатели анизотропии и неоднородности деформационных свойств; релаксационные характеристики.

Геологические факторы: глубина заложения выработки; падение и сложение пород; рельеф поверхности; объемные веса покрывающих пород; степень нарушенности массива; наличие сближенных пластов.

Гидрогеологические характеристики массива: степень обводненности, пьезометрические уровни, коэффициенты фильтрации, притоки вод; характеристики воздействия шахтных вод на массивы горных пород, снижение прочности и изменение деформационных свойств пород при увлажнении (размокание, набухание, скольжение блоков друг относительно друга).

Горные факторы: формы и размеры выработок, способы охраны и их параметры, механические характеристики крепи (несущая способность, распор и деформируемость под нагрузкой; связь крепи с породой).

Технологические факторы: способы проходки и крепления выработок; особенности эксплуатации выработок.

2. Нагрузки на крепь обязательно уравновешены. Если в исходных положениях оказывается, что главный вектор или главный момент эпюры нагрузок не равны нулю, то это значит, что в задании не учтены все обстоятельства взаимодействия пород с крепью или элементов крепи между собой.

3. В зависимости как от естественных условий, так и от принятых проектных решений, каждая из перечисленных групп факторов может либо иметь решающее значение при формировании нагрузок на крепь капитальных выработок, либо, наоборот, превратиться во второстепенную. Так, например, перенапряженные участки массивов могут быть предварительно разгружены, неравномерность распределения нагрузок - уменьшена; обводненные поля - осушены; трещиноватые породы - превращены в связные (за счет предварительной цементации) и т.п.

Какие из этих или подобных мероприятий целесообразно применить - решает проектная организация, на основании технико-экономических сравнений и консультаций с соответствующими НИИ.

Большое значение для устойчивости капитальных выработок нагруженности крепи имеет влияние других (параллельных, особенно пересекающихся под острыми углами, и т.п.) выработок и, разумеется, очистных работ. Поэтому, при анализе данных наблюдений и при проектировании новых выработок необходимо предусматривать исключение (или резкое уменьшение) вредного и, по возможности, максимальное использование полезного действия других выработок на данную. Целики между параллельными выработками должны быть достаточной (не менее 2-3-х пролетов выработок) ширины; углы на сопряжениях - приближены к прямым, сопряжения - тщательно пройдены и закреплены усиленной крепью и т.п.

Наибольшее внимание проектировщиков рекомендуется обращать на так называемые "тяжелые" или "сложные" условия (большие глубины, слабые породы). Здесь важно не переоблегчить крепь, чтобы не вызвать разрушения выработок и чрезмерных расходов на ремонт, но также и не переутяжелять ее, чтобы не допустить излишних расходов на ее возведение. Именно в этих условиях должны быть наиболее обоснованно составлены, тщательно проанализированы и учтены заключения научно-исследовательских институтов. Последним следует, при обнаружении тяжелых условий, максимально использовать как теоретические положения, так и, особенно, экспериментальные данные, если они имеются для рассматриваемых или сходных с ними условий. Если экспериментальные данные для рассматриваемых условий полностью отсутствуют - необходимо их

получить, например, путем размещения в скважинах специальных динамометрических снарядов, лабораторного моделирования условий работы крепи, а в отдельных, особо трудных случаях – специальной проходки экспериментальных выработок, закрепленных динамометрической крепью.

Нагрузки на крепь существенно (практически, пропорционально глубине) зависят от глубины заложения выработки:

в условиях вполне устойчивых упругих пород, при установке крепи нарастающего сопротивления на достаточно малом расстоянии от движущегося забоя выработки;

в условиях существенно-ползучих, особенно вязких, а также жидких пород (например, в вязких обводненных глинах и в плывунах).

Нагрузки на крепь не зависят (или несущественно зависят) от глубины заложения выработки в условиях:

применения податливой крепи постоянного ($P=const$) сопротивления;

работы крепи в режиме заданной нагрузки от веса блоков или других элементов, потерявших связь с массивом (например, "свод обрушения" Протодьяконова);

установки постоянной крепи в упругих устойчивых породах на достаточно большом [x] расстоянии от движущегося забоя проходимой выработки (примерно 30–40 м).

Нагрузки на крепь существенно зависят от механической характеристики [xx] крепи в условиях работы крепи в режимах "взаимовлияющей деформации" и "заданной деформации" и не зависят от нее в режиме "заданной нагрузки" /1/.

Неравномерность распределения нагрузок на крепь является важной отличительной чертой работы многих подземных выработок. Она зависит от свойств массива, технологии проходки и крепления выработки, от механической характеристики крепи.

Неравномерность нагрузок, как правило, увеличивается при:

хрупких (невязких, непластичных, неползучих) породах массива;

неоднородных массивах (в том числе слоистых);

применении жестких крепей и забутовки;

буро-взрывном способе проходки выработок;

малой (особенно при случайной) нагруженности крепи.

---

x) Где несущественно сказывается сдерживающее смещение пород влияние забоя.

xx) Зависимость между сопротивлением P и податливостью U крепи (например, $P=kU$ –механическая характеристика крепи "линейно-нарастающего сопротивления").

Соответственно, неравномерность нагружения крепи уменьшается, а иногда и вовсе не проявляется при пластичных (особенно вязких) породах, при однородных массивах, податливых крепях, при увеличении нагрузок.

Так, если нагрузка на круглоцилиндрическую крепь выработки в однородном релаксирующем (коэффициент бокового распора $\lambda \simeq 1$) распределена почти равномерно и небольшие колебания ее распределены неупорядоченно по контуру сечения крепи, то в слоистом массиве нагрузки на крепь по нормали к напластованию, как правило, в 1,3–1,6 раза больше, чем в направлениях перпендикулярных к нормали.

4. Нагрузка на крепь нарастающего сопротивления[x] в капитальных выработках в достаточно общем случае может быть представлена в виде суммы

$$P = P_0 + P_1 , \qquad (2.1)$$

где P_0 – составляющая нагрузки, определяемая прочностными свойствами пород (могущая, в простейшем случае быть отождествлена с "весом отслоившихся и сползающих пород");

P_1 – составляющая нагрузки, определяемая в основном, деформационными свойствами пород и механической характеристикой крепи.

В частности, в выработке круглого поперечного сечения радиуса r (м), пройденной в упругом ($E = E_1$, $\nu = \nu_1$) массиве с объемным весом γ (в т/м^3) на глубине H и закрепленной сплошной бетонной крепью внутреннего радиуса $r = r_0$ с механической характеристикой $P_1 = kU$ линейно-нарастающего сопротивления, устанавливаемой на расстоянии x (м) от движущегося забоя /1/:

$$P_1 = \frac{\gamma H l^{-\alpha x}}{1 + \dfrac{E_1}{E}\left(\dfrac{c^2+1}{c^2-1} + \nu\right)} \cdot \qquad (2.2)$$

В промежутке $0 \le x \le \infty$ нагрузка P_1 может принимать значения $0 \le P_1 \le \gamma H$, которые легко вычисляются при известном α. Для определения α достаточно иметь хотя бы одну экспериментальную точку на кривой $U = U(x)$. Например, зная, что при расстоянии $x = 30$ м $U_\infty - U_x \le 0{,}05\, U_\infty$, легко определить, что $\alpha \cong 0{,}1$. Тогда

$$P_1 \simeq \frac{\gamma H l^{-0{,}1x}}{1 + \dfrac{E_1}{E(1+\nu_1)}\left(\dfrac{c^2+1}{c^2-1} + \nu\right)} \cdot \qquad (2.3)$$

---

x) Такая крепь преимущественно применяется в капитальных выработках.

В случае, если породы обладают выраженной ползучестью,но не являются вполне вязкими или текучими, значение установившейся нагрузки на крепь можно приближенно оценить, заменив в (2.3) кратковременные характеристики массива E_1 и ν_1 длительными E_1' и ν_1'

Если деформации пород носят вязкопластический характер, т.е. вязкое течение проявляется только начиная с напряжения $\sigma_{\delta\pi}$, то требуемое сопротивление крепи должно быть не меньше

$$P_1 = \gamma H - \sigma_{\delta\pi} \qquad (P_0 = 0).$$

В случае текучих или существенно вязких пород, соответственно, в (2.2) надо положить α и E_1 равными нулю, т.е.

$$P_1 = \gamma H \qquad (P_0 = 0). \tag{2.4}$$

Относительно первого слагаемого P_0 в выражении (2.1) следует на основании общих соображений, высказанных в пп. 1-3 настоящего параграфа, и в соответствии с экспериментальными данными /2-5 и др./ принять следующие диапазоны значений:

а) в случае надежно-устойчивого[x] упругого состояния массива, окружающего выработку, т.е. при

$$K_к \cdot \gamma H << \sigma_y, \tag{2.5}$$

где $K_к$ - коэффициент максимальной концентрации напряжений вблизи выработки, σ_y - предел упругости пород в массиве,

$$P_0 = 0. \tag{2.6}$$

б) при условии, если

$$\sigma_y < K_к \gamma H \leq \sigma_п. \tag{2.7}$$

где $\sigma_п$ - предел прочности пород в массиве, есть основание рассчитывать на возможные случайные отслоения небольших (порядка 1-2 м) блоков породы, для удержания которых требуется среднее сопротивление крепи около

$$P_0' \leq 5 \text{ т/м}^2,$$

причем неравномерность распределения нагрузок характеризуется коэффициентом вариации

$$\nu \leq 0{,}3.$$

Следовательно, расчетная нагрузка $P_0 = P_{0max}'$ будет равна (в запас)

$$P_0 = P_0' \ (1 + 3\nu) \cong 10 \text{ т/м}^2.$$

---

x) Это условие крайне редко для угольных шахт, но имеет сравнительно большое распространение в горнорудной промышленности.

в) в случае, когда

$$\sigma_п < K_к \gamma H < \sigma'_п ,$$

где $\sigma'_п$ – предел прочности породы в куске, нужно рассчитывать на значительные размеры закономерно разрушенной ("квазипластической") области вокруг выработки, порядка 1-2 ее поперечных линейных размеров, причем для ее равновесия потребуется средняя реакция крепи порядка

$$P'_o = 10 \text{ т/м}^2,$$

соответственно,

$$P_o \simeq 40 \text{ т/м}^2.$$

г) наконец, в редких отдельных случаях, когда породы массива относятся к категории вполне вязких или даже текучих сред, общую нагрузку P на крепь капитальной выработки необходимо оценивать особо, и она может достигать величины γH

5. Приведенные в § 2 настоящего приложения ориентировочные нагрузки на крепь горизонтальных капитальных выработок не исключают необходимости получения индивидуальных прогнозов НИИ о проявлениях горного давления для конкретных проектируемых объектов.

Материалы настоящего параграфа и данные /4,5,8/ могут служить лишь для ориентировочных расчетов на стадии технико-экономического обоснования проекта или для проектирования экспериментальных выработок.

§ 2. Основные расчетные параметры крепи капитальных выработок глубоких шахт Донбасса

1. Выбор основных расчетных параметров крепи горизонтальных капитальных выработок рекомендуется производить по результатам экспериментально-производственных исследований, обобщенных в работе /9/.

Этими исследованиями установлено, что нагрузки на крепь определяются величинами и характером деформаций пород в зоне влияния выработки, которые в свою очередь, в основном, зависят от устойчивости пород в выработках на глубине их проходки и поддержания, размеров сечения выработки, степени влияния смежных и сопрягающихся выработок и ряда других факторов.

По устойчивости в выработках следует различать породы устойчивые, средней устойчивости и неустойчивые. Ориентировочная оценка устойчивости пород в выработках производится

по пределу прочности на сжатие[x] и оценивается по табл.2.1 /9/.

Таблица 2.1

Глубина проходки выработок, м	Предел прочности пород на одноосное сжатие, кг/см^2		
	Неустойчивые породы	Породы средней устойчивости	Устойчивые породы
Пологое падение и при сооружении выработок в направлении простирания на пластах наклонного и крутого залегания			
до 300	< 400	400-500	> 500
300-600	< 500	500-700	> 700
600-800	< 600	600-800	> 800
800-1000	< 700	700-900	> 900
1000-1200	< 800	800-1000	>1000
При сооружении выработок вкрест простирания пород на пластах наклонного и крутого залегания			
до 300	< 200	200-400	> 400
300-600	< 300	300-500	> 500
600-800	< 400	400-700	> 700
800-1000	< 500	500-800	> 800
1000-1200	< 600	600-900	> 900

2. Крепь капитальных выработок должна создавать достаточный отпор давлению горных пород, в которых сооружаются выработки, обеспечивая рабочее состояние выработки в течение всего срока ее службы.

В зависимости от устойчивости пород, глубины сооружения и размеров сечения выработки в табл.2.2 приведены ориентировочные нагрузки на крепь капитальных выработок /9/.

3. Нагрузки на крепь капитальных выработок не будут превышать указанных в табл.2.2 только в том случае, когда при их проходке и поддержании будет соблюдаться комплекс меро-

x) Оценка устойчивости пород по пределу прочности на сжатие является временной мерой до изыскания более совершенного критерия. Правомерность оценки устойчивости пород по пределу прочности на сжатие оправдывается тем, что другие характеристики в большинстве случаев зависят от прочностных характеристик, а в ряде случаев и определяются ими.

Таблица 2.2

Направление нагрузки на крепь и сечение выработки	Величина расчетной нагрузки на крепь, т/м^2		
	Крепь без обратного свода	Замкнутые криволинейные крепи	
	Устойчивые породы	Породы средней устойчивости	Неустойчивые породы
Нагрузка по нормали к напластыванию: а) для выработок сечением 6 – 12 м^2;	до 5-20	20-30	30-40
б) для выработок сечением 12-18 м^2	до 10-30	30-40	40-60
Боковые нагрузки: а) для выработок сечением 6-12 м^2;	до 5-10	10-20	20-30
б) для выработок сечением 12-18 м^2	до 10-20	20-30	30-50

приятий по обеспечению наиболее благоприятных условий работы крепи, изложенных в "Указаниях. . ." /9/.

В тех случаях, когда при сооружении выработок не будут соблюдаться указанные мероприятия, нагрузки на крепь могут значительно превышать рекомендованные в табл.2.2 и достигать разрушающих значений.

4. Технологическая или конструктивная податливость крепи выбирается по табл.2.3 /9/.

Возведение бетонной крепи или бетонирование промежутков между жесткими рамами в выработках должны производиться за зоной интенсивных смещений пород.

Таблица 2.3

Сечение выработки в свету, м²	Размер зоны[x] интенсивных смещений пород (м) позади забоя выработок, проходимых		Средние величины относительных смещений пород по контуру сечения выработки вчерне зоны интенсивных смещений, мм			
	по устойчивым породам	по неустойчивым породам	Устойчивые породы		Неустойчивые породы	
			кровли-почвы	боков	кровли-почвы	боков
6-12	5-10	15-20	до 50	до 30	100-150	70-100
12-18	10-15	20-30	50-100	30-70	150-300	100-200

x) При средней скорости подвигания забоя 30 м/мес.

ЛИТЕРАТУРА

1. Крупенников Г.А. и др. Взаимодействие массивов горных пород с крепью вертикальных выработок. М., "Недра", 1966.

2. Строительные нормы и правила. Глава П-М,-4-65. "Подземные горные выработки предприятий по разработке полезных ископаемых". М., Госстройиздат, 1965.

3. Насочов Л.Н. Механика горных пород и крепление горных выработок. М., "Недра", 1969.

4. Либерман Ю.М. Давление на крепь капитальных выработок. М.,"Наука", 1969.

5. Глушко В.Т. Проявления горного давления в глубоких шахтах. Киев, "Наукова думка", 1971.

6. Общие методические положения комплексного исследования проблем горной геомеханики. Труды ВНИМИ, сб.81, Л.,1970.

7. Максимов А.П. Выдавливание горных пород и устойчивость подземных выработок. М., Госгортехиздат,1963.

8. Давыдович И.Л. Основные положения по выбору и расчету параметров крепи капитальных выработок глубоких шахт Донбасса.Изд.ВНИМИ, Л., 1969.

9. Указания по прогнозированию проявлений горного давления и выбору расчетных параметров крепи капитальных выработок на глубоких горизонтах шахт Донбасса.Изд.ВНИМИ,Л.,1970

РАЗДЕЛ 3

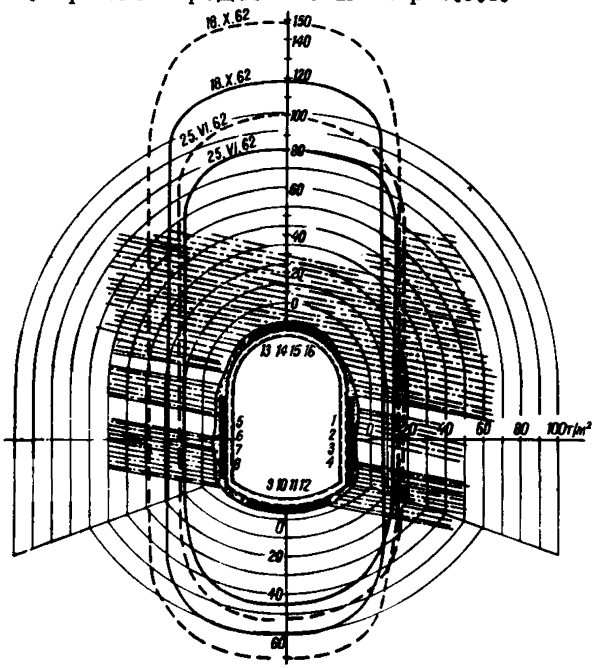
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КРЕПИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КАПИТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК НА ЭВМ "НАИРИ"

Первые два примера приведены для обоснования правильности нового подхода к расчету крепи, предложенного в Методическом руководстве.

Выполнены расчеты крепи на участках замерных станций, где проводились многолетние наблюдения по измерению нагрузок и исследованию свойств породы.

П р и м е р 1. Расчет крепи на участке замерной станции № 2 на шахте "Щегловка-Глубокая", гор.915 м.

Замерная станция оборудована в однопутевой обгонной выработке сечением 6,6 м^2. Крепь железобетонная толщина d=0,26м) с жесткой арматурой в виде двутавровых рам (двутавр № 20, ст.3) с шагом 0,25 м (n = 4). Бетон М200. В районе замерной станции кровля и частично бока обгонной выработки представлены песчанистым сланцем (E_n=2,71.10^6 т/м^2, ν_n=0,39), в почве залегают глинистые сланцы (E_n =1,35.10^6 т/м^2, ν_n = 0,33). Забутовка по контуру крепи 20 см. Результаты замера нагрузок во времени представлены на рис.3.1.



▨-песчан. сланец, ▭-глинист. сланец, —— -среднее давление, – – – – максимальное давление

Рис.3.1. Эпюра распределения нагрузок на крепь по данным замерной станции № 2 на шахте Щегловка-Глубокая, гор.915 м

Наблюдения на замерной станции показали, что первые трещины в крепи начали появляться 25.У1.1962 г. В октябре 1962г в своде и в боках появились зоны разрушения бетона и искривления двутавровых рам.

Для проверки методики расчет выполнялся на нагрузки соответствующие двум моментам времени: 25.У1.и 18.Х.1962 г.г. Исходная информация для расчета, рассчитанная по разделу У1 Методического руководства, представлена в табл.3.1. Рас-

Таблица 3.1

Номер систем координат	Номера элементов	$Z_{n,m}$	$l_{n,m}$ (м)	$E_{n,m}$ (т/м²)	$J_{n,m}$ (м⁴)	$F_{n,m}$ (м²)
I	I	I	0,75	3470000	0,00I45	0,26
	2	I	0,75	3470000	0,00I45	0,26
	3	I	0,75	3470000	0,00I45	0,26
	4	I	0,85	3470000	0,00I45	0,26
II	I	I	0,52	3470000	0,00I45	0,26
	2	I	0,52	3470000	0,00I45	0,26
	3	I	0,52	3470000	0,00I45	0,26
	4	I	0,85	3470000	0,00I45	0,26

Номер систем координат	Номера узлов	$\bar{T}_{n,m}$ (т)		$\bar{B}_{n,m}$ (т)		$\bar{K}_{n,m}$ (т/м)	$\alpha_{n,m}$ (град)	$\gamma_{n,m}$ (град)
		I	II	I	II			
I	0	30	53	0	0	0		0
	I	39	6I	-22,5	-35,5	22200	76	-30
	2	I7,5	20	-I0	-II,5	22200	44	-60
	3	0	0	-I2	-I6	23600	I5	-80
	4	0	0	- 6,5	- 8,5	4I500	0	-90
II	0	II,6	I5,5	0	0	0		I80
	I	23	30	5,3	- 7	9300	83	I68
	2	I9	25,6	92	-I2,5	9300	70	I55
	3	7,2	8,2	-I2	-I5	I2I00	59	90
	4	0	0	-6,5	-8,5	44500	0	90

$$\bar{K}^{x}_{o2} = 0 \quad ; \quad \bar{K}^{y}_{o2} = 0$$

четная схема приведена на рис.3.2. Расчетные эпюры нормальных нагрузок (p) приведены на рис.3.3. В столбцах нагрузок $\bar{T}_{n,m}$ и $\bar{B}_{n,m}$ представлена информация для I и II варианта нагрузок на 25.VI и 18.X 1962 г. соответственно. Результаты расчета представлены в табл.3.2 и 3.3, соответственно, до разрушения и после разрушения бетона в крепи.

Эпюры расчетных усилий в крепи построены на рис.3.4.Проверка прочности сечений железобетонной крепи с жесткой арматурой осуществляется по разделу IX (табл.17 и 18)"Методического руководства".

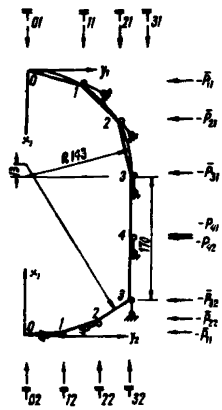


Рис..3.2. Расчетная схема крепи на замерной станции № 2

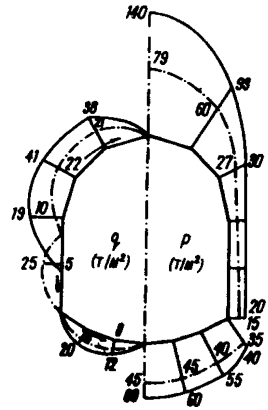


Рис.3.3. Эпюра распределения нормальных (заданных нагрузок p и касательных (полученных в результате расчета q) нагрузок на крепь замерной станции № 2

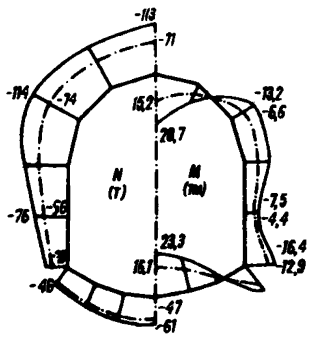


Рис.3.4. Эпюра изгибающих моментов M и нормальных сил N в крепи замерной станции № 2

Таблица 3.2

U	V	φ	N	R	M
0,001	0,000	0,000	-71,351	0,000	15,176
0,001	0,000	0,001	-64,092	-15,958	6,290
0,000	0,001	0,001	-73,870	-17,079	-6,601
0,000	0,001	0,000	-62,719	- 8,314	-7,025
- 0,000	0,001	-0,000	-55,829	10,715	-4,436
0,002	0,000	0,000	-47,141	0,000	16,129
0,002	0,000	0,001	-45,746	4,215	13,129
0,001	0,000	0,002	-44,831	7,243	3,359
0,000	0,000	0,001	-37,817	0,723	-12,896
0,000	0,001	0,000	-55,829	0,308	- 4,436

Решение системы

$x_1 = 0,00349146$
$x_2 = 112,56319904$
$x_3 = 28,73244571$
$x_4 = 0,00359514$
$x_5 = 60,57204675$
$x_6 = 23,26377058$

Таблица 3.3

U	V	φ	N	R	M
0,003	0,000	0,000	-112,563	0,000	28,732
0,002	0,000	0,002	-102,353	-28,831	10,586
0,000	0,001	0,002	-114,7	-30,779	-13,190
0,000	0,003	0,000	- 92,144	-15,519	-12,970
0,000	0,002	-0,000	- 75,563	- 2,082	- 7,436
0,003	0,000	0,000	- 60,572	0,000	23,263
0,003	0,000	0,002	- 58,717	6,143	19,102
0,001	0,000	0,003	- 56,828	10,561	5,952
0,000	0,001	0,002	- 46,877	0,228	-16,353
-0,000	0,002	0,000	- 75,563	-2,232	- 7,436

Решение системы

$x_1 = 0,00193637$
$x_2 = 71,35111141$
$x_3 = 15,17629146$
$x_4 = 0,00248354$
$x_5 = 47,14178419$
$x_6 = 16,12942314$

Результаты проверки приведены ниже:

Узел 01

I вариант			II вариант		
e_o 21,4	x = 13,4 см		e_o 25,4	x = 12,3	
n 4	N_{01} = 71351 кг		n 4	N_{01} = 112563 кг	
r 16	N = 83022 кг		r 16	N = 69623,9 кг	

Узел 02

I вариант			II вариант		
e_o 34,3	N_{02} = 47141 кг		e_o 38	N_{02} = 60572 кг	
n 4	N = 50771 кг		n 4	N = 45590 кг	
r 16			r 16		
x 10,8 см			x 10,4 см		

Узел 31

II вариант

e_o 11,5	x = 15,6 см	N_{31} = 92144 кг
n 4		N = 142906 кг
r 10		

Анализ полученных результатов свидетельствует о том, что при нагрузках, соответствующих I варианту, крепь не должна разрушаться. При нагрузках по II варианту, соответствующих разрушению крепи, расчет также свидетельствует о ее разрушении. В узле 01 условие прочности не выполняется на 61%, в узле 02 на 33%.

Полученные результаты подтверждаются данными натурных наблюдений.

Пример 2. Расчет бетонной сводчатой крепи на участке замерной станции № 2 шахты № 1-5 "Кочегарка", гор.970 м. Замерная станция оборудована в выработке сечением 6,1 $м^2$. Крепь бетонная, толщина в своде 0,17 м, в боковых стенах 0,2 м. Бетон М200. В районе замерной станции породы по всему сечению крепи глинистые сланцы, $E_н = 3{,}77 \cdot 10^6$ $т/м^2$, $\nu_н = 0{,}18$. Забутовка в своде и боках 0,15 м. Результаты замера нагрузок на момент 8.У.1970 г. представлены на рис.3.5. Расчет выполняется для правой половины эпюры нагрузок. Исходная информация и результаты расчета представлены соответственно в табл.3.4 и 3.5. Расчетная схема и расчетная эпюра нормальных нагрузок приведены соответственно на рис.3.6 и 3.7. По результатам расчета построены эпюры изгибающих моментов M и нормальных сил N (рис.3.8). Проверка прочности сечений производится по разделу IX Методического руководства.

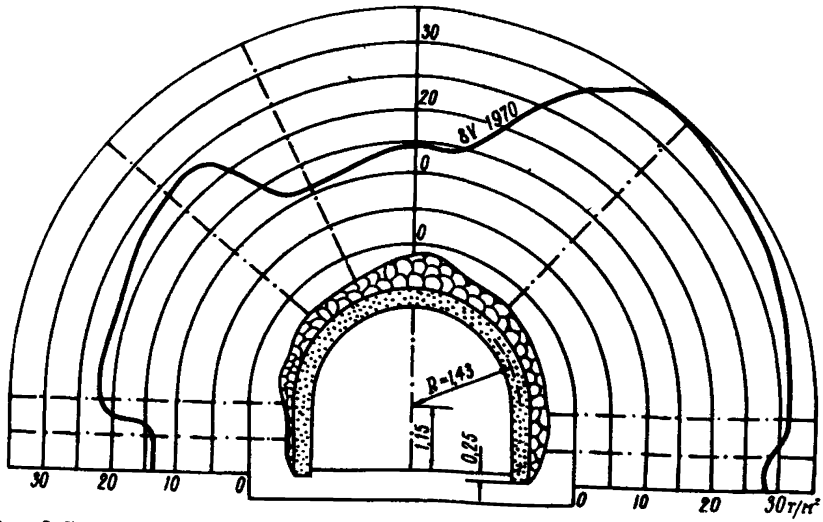


Рис.3.5. Эпюра распределения нагрузок на крепь замерной станции № 4 шахты № 1-5 "Кочегарка", гор.970 м

У з е л 01

$d = 17$ см, $e_0 = \frac{4,17.10^5}{33.10^3} = 12,6$ см, $\frac{e_0}{d} = 0,74$;

$m_p R_ц = 72$ кг/см^2. По номограмме (рис.21) находим

$$\frac{N}{m_p R_ц} = 550,$$

тогда предельная нормальная сила

$$N = 550.72 = 39600 \text{ кг} > N_{01} = 33000 \text{ кг}.$$

У з е л 22

$d = 20$ см, $e_0 = \frac{8,66.10^5}{36.10^3} = 24$ см, $\frac{e_0}{d} = 1,2$, $m_p R_ц = 72$ кг/см^2.

По номограмме (рис.21) находим

$$\frac{N}{m_p R_ц} = 480,$$

допустимая нормальная сила

$$N = 480.72 = 34600 \text{ кг} < N_{22} = 36000 \text{ кг}.$$

Действующее усилие в крепи на 4% превышает допустимое, но если учесть принимаемые коэффициенты запаса и то, что расчетные нагрузки приняты максимальными, то разрушения крепи не должно быть. Трещин на участке замерной станции не обнаружено.

Таблица 3.4

Номера систем координат	Номера элементов	$Z_{n,m}$	$l_{n,m}$ (м)	$E_{n,m}$ (т/м²)	$J_{n,m}$ ($м^4$)	$F_{n,m}$ ($м^2$)
I	I	I	0,45	2650000	0,0004I	0,I7
	2	I	0,45	2650000	0,0004I	0,I7
	3	I	0,45	2650000	0,0004I	0,I7
	4	I	0,45	2650000	0,0004I	0,I7
II	I	I	0,35	2650000	0,00067	0,2
	2	I	0,4	2650000	0,00067	0,2
	3	I	0,4	2650000	0,00067	0,2
	4	I	0,43	2650000	0,0004I	0,I7

Номера систем координат	Номера узлов	$\bar{T}_{n,m}$ (т)	$\bar{B}_{n,m}$ (т)	$\bar{K}_{n,m}$ (т/м)	$\alpha_{n,m}$ (град)	$\gamma_{n,m}$ (град)
I	0	3,2	0	0		0
	I	9,8	-3,2	I5500	80	-I8
	2	II,8	-8,9	I5500	63	-35
	3	8,7	-I2,6	I5500	45	-55
	4	4	-7	7800	27	-73
II	0	4,9	0	9I00		I80
	I	I0,5	0	I9500	90	I80
	2	I2	0	20800	90	I80
	3	I3,2	0	22000	90	I75
	4	7	0	7800	80	I63

$\bar{K}^{x}_{02} = -336007/м$ $\bar{K}^{y}_{02} = -3360007/м$

Таблица 3.5

U	V	φ	N	R	M
-0,001	0,000	0,000	-33,420	0,000	-4,170
-0,001	-0,000	-0,001	-32,018	8,167	-2,976
-0,000	-0,000	-0,002	-38,322	12,475	-1,440
0,000	-0,001	-0,002	-49,417	10,516	0,095
0,000	-0,002	-0,002	-62,408	1,025	2,641
0,000	-0,000	-0,003	-19,358	-5,242	0,000
0,001	-0,000	-0,003	-24,601	-11,551	5,999
0,002	-0,000	-0,001	-36,153	-12,889	8,656
0,002	-0,000	0,000	-49,042	- 8,658	6,513
0,002	-0,000	0,002	-60,433	0,934	2,641

Решение системы

x_1 = - 0,00175629

x_2 = 33,42057943

x_3 = -4,17021024

x_4 = 0,00065602

x_5 =-0,00057615

x_6 =-0,00365658

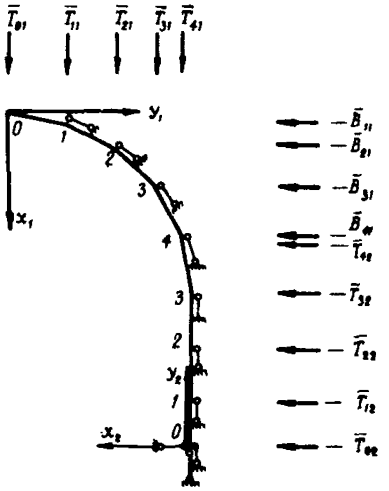


Рис. 3.6. Расчетная схема крепи на замерной станции 4

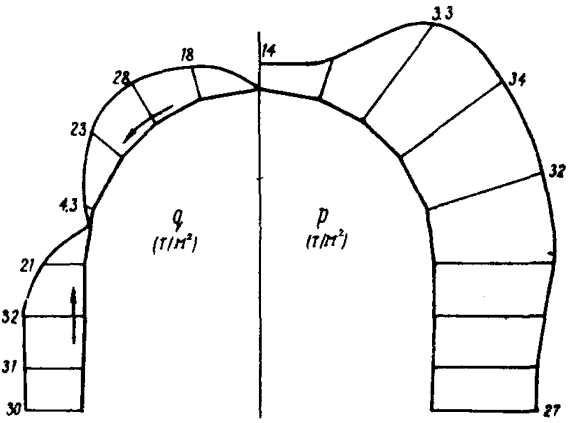


Рис. 3.7. Эпюра распределения нормальных (заданных нагрузок p) и касательных (полученных в результате расчета q) нагрузок на крепь замерной станции № 4

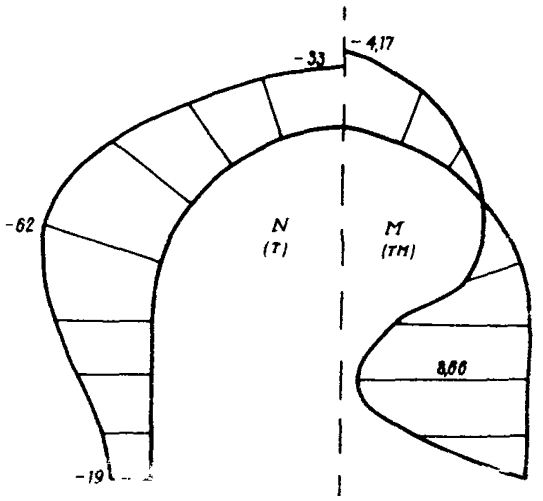


Рис. 3.8. Эпюра изгибающих моментов M и нормальных сил N в крепи замерной станции № 4

П р и м е р 3. Определение несущей способности сборной 4-блочной крепи[x].

Крепь расположена в породах со следующими характеристиками: $E_n = 0{,}5 \cdot 10^5$ т/м^2, $\nu_n = 0{,}25$. Геометрические характеристики крепи приведены на рис.3.9. Расчет производится на единичную вертикальную нагрузку $p = 1000$ т/м^2. Принято, что шаг рам сборной железобетонной крепи равен 0,25 м, т.е. на 1 пог.м 4 рамы ($n = 4$). Расчетная схема крепи приведена на рис.3.10.

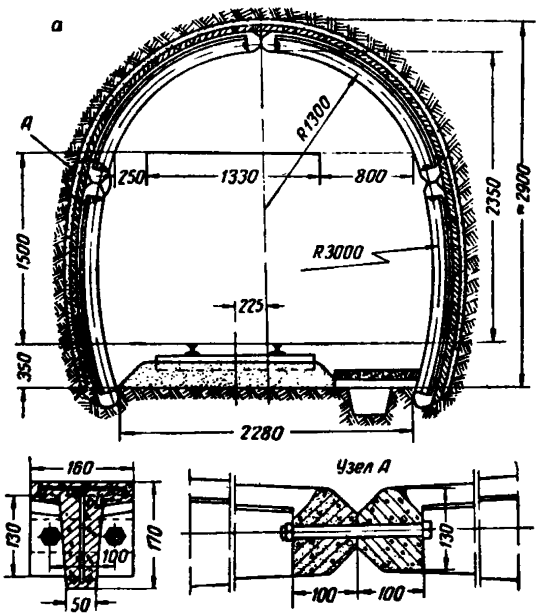


Рис.3.9. Геометрические характеристики 4-х блочной крепи

Исходная информация для расчета приведена в табл.3.6. Для сравнения несущей способности сборной крепи с монолитной выполнен расчет монолитной крепи при тех же исходных данных. Результаты расчета приведены соответственно в табл. 3.7 и 3.8. По данным расчета построены эпюры изгибающих моментов (М) и нормальных сил (N) для монолитной и сборной крепи (рис.3.11).

Проверка прочности производится для наиболее опасных сечений:

для монолитной крепи это узел 01:

$M_{01} = 92$ тм, $N_{01} = 700$ т, $e_0 = 13{,}1$ см;

для шарнирной крепи – узел 31:

$M_{01} = 109$ тм, $N_{01} = 1337$ т, $e_0 = 8{,}2$ см.

Геометрические характеристики расчетных сечений представлены на рис.3.12.

Для монолитной крепи расчетным является тавровое сечение, так как полка находится в сжатой зоне бетона. Для шарнирной – прямоугольное сечение, так как в полке будет растянутая зона бетона.

---

x) Насонов Л.Н. Крепление горных выработок. Углетехиздат, 1959.

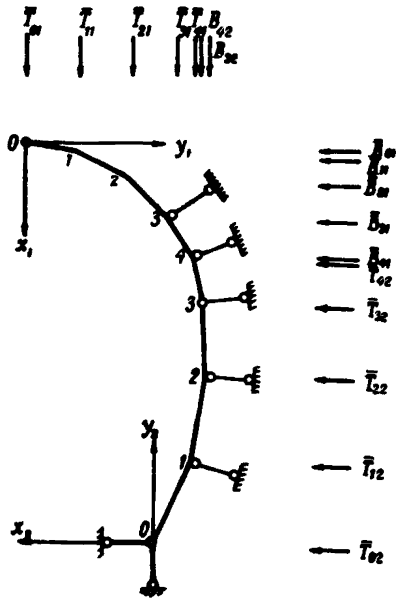


Рис.3.10. Расчетная схема 4-х блочной крепи

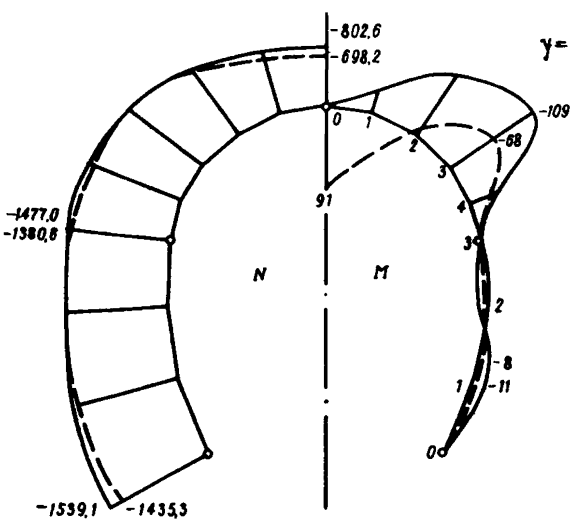


Рис.3.11. Эпюры изгибающих моментов (M) и нормальных сил (N) в монолитной и сборной крепи. ---- монолитная крепь; ——— 4-х блочная крепь

Для расчета монолитной крепи принимаем следующие характеристики сечений: $\delta_н$ = 16 см, δ = 5,5 см, h = 17 см, $h_н$ = 5 см, h_o = 16 см, n = 4. Сжатая арматура 4 ϕ 10 F'_a = 2,54 см^2, растянутая арматура 2 ϕ 10 F_a = 1,27 см^2. Бетон М300, R_u = 160 кг/см^2; сталь А-Ш, R_a =3400 кг/см^2, m_a = 0,8.

Для расчета шарнирной крепи: δ =5,5 см, h =17 см, n =4, F_a=1,27 см^2, F'_a = 2,54 см^2.

Проверка прочности монолитной крепи:

$$x = 0{,}55$$

$$N \le \frac{n}{e}\left\{\left[(\delta_н - \delta)\left(h_o - \frac{h_н}{2}\right)h_н + 0{,}5\delta h_o^2\right]0{,}8R_u + m_a R_a F'_a (h_o - a')\right\};$$

$$e = e_o + y - a \qquad e = 23{,}3 \text{ см}$$

$$y = h - \frac{\delta_н h_н^2 + \delta(h - h_н)\left(h + \frac{h_н}{2}\right)}{2\left[\delta_н h_н + \delta(h - h_н)\right]}$$

y = 11,2 см

$N \le$ 48,6 т

По расчету на нагрузку P = 1000 т/м^2 величина нормальной силы составляет N = 700 т, следовательно, расчетная нагрузка

$$P_p \le \frac{1000 \cdot 48{,}6}{700} =$$

= 70 т/м^2.

Проверка прочности шарнирной крепи:

$$x > 0{,}55h$$

$$N \le \frac{n}{e}\left[0{,}4\,R_u\,b\,h_o^2 + m_a\,R_a\,F_a'\,(h_o - a')\right];$$

$$e = e_o + \frac{h}{2} - a\ ;\quad e = 15{,}7\ \text{см}$$

$$N \le 36\ \text{т}$$

Таблица 3.6

Номер системы координат	Номера элементов	$Z_{n,m}$	$l_{n,m}$ (м)	$E_{n,m}$ (т/м²)	$J_{n,m}$ ($м^4$)	$F_{n,m}$ (м²)
I	I	I	0,38	2 500 000	0,000I44	0,0584
	2	I	0,38	2 500 000	0,000I44	0,0584
	3	I	0,38	2 500 000	0,000I44	0,0584
	4	I	0,38	2 500 000	0,000I44	0,0584
II	I	I	0,64	2 500 000	0,000I44	0,0584
	2	I	0,62	2 500 000	0,000I44	0,0584
	3	0	0,53	2 500 000	0,000I44	0,0584
	4	I	0,38	2 500 000	0,000I44	0,0584

Номер системы координат	Номера узлов	$\bar{T}_{n,m}$ (т)	$\bar{B}_{n,m}$ (т)	$\bar{K}_{n,m}$ (т/м)	$\alpha_{n,m}$ (град)	$\gamma_{n,m}$ (град)
I	0	I90	0	0		90
	I	360	0	0	8I	90
	2	3I0	0	0	64	56
	3	240	0	5700	47	40
	4	I00	0	5700	3I	24
II	0	0	0	9600		90
	I	0	0	I8800	I07	I00
	2	0	-30	I7200	95	88
	3	0	-90	I3600	82	83
	4	0	-60	5700	7I	66

$$\bar{K}_{o2}^{x} = -9600 \qquad \bar{K}_{o2}^{y} = -250000$$

По расчету на нагрузку 1000 т/м^2 величина нормальной силы составляет $N_{3I} = 1336$ т, следовательно, расчетная нагрузка на шарнирную крепь

$$p_p \le \frac{1000 \cdot 36}{1336} = 27\ \text{т/м}^2$$

Таблица 3.7

U	V	φ	N	R	M
0,I67	0,000	0,000	- 698,200	0,000	9I,6405
0,I5I	0,000	0,08I	- 775,643	0,000	6I,834
0,II5	0,0I5	0,I08	-I004,537	0,000	- 9,707
0,088	0,037	0,067	-I260,829	0,000	-67,768
0,078	0,046	0,002	-I380,6I7	-62,22I	-55,633
0,022	-0,057	0,046	-I435,38I	2I2,447	0,000
-0,002	-0,07I	0,038	-I496,889	-286,905	- 8,534
-0,023	-0,080	0,030	-I462,07I	-348,577	- 0,870
-0,039	-0,083	0,028	-I368,54I	-394,002	- 2,555
-0,046	-0,084	-0,002	-I367,356	- 48,465	-55,633

Решение системы

x_1 = 0,I6788058
x_2 =698,200I7242
x_3 = 9I,64054489
x_4 = 0,02212994
x_5 = - 0,0574I526
x_6 = 0,04642534

Таблица 3.8

U	V	φ	N	R	M
0,257	0,000	0,2I4	-802,626	0,000	0,000
0,I78	0,0I0	0,202	-878,784	0,000	-23,598
0,II6	0,038	0,I48	-I098,395	0,000	-77,744
0,085	0,062	0,050	-I337,202	4I,033	-I08,742
0,08I	0,06I	-0,032	-I4I9,489	-I3I,9I2	- 47,I93
0,022	-0,059	0,046	-I477,044	2I6,657	0,000
-0,002	-0,073	0,036	-I539,I93	-279,7I8	- II,I77
-0,02I	-0,08I	0,030	-I503,683	-3I3,23I	3,874
-0,043	-0,084	0,057	-I402,7II	-44I,I58	0,000
-0,06I	-0,08I	0,032	-I392,723	-I3I,889	-47,I93

Решение системы

x_1 = 0,2579073
x_2 =802,62683I05
x_3 = 0,2I4570I9
x_4 = 0,02256846
x_5 =-0,05908I79
x_6 = 0,04686642

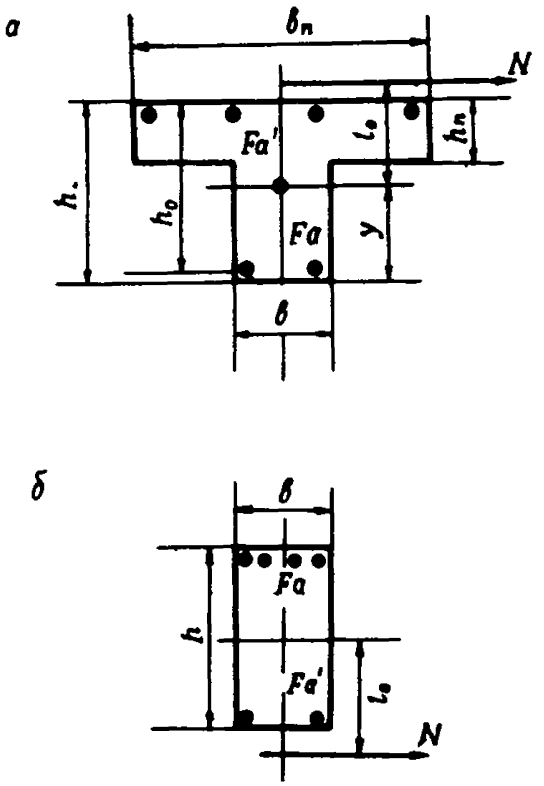


Рис.3.12. Геометрические характеристики расчетных сечений: а-тавровое сечение; б-прямоугольное сечение

Таким образом, монолитная крепь оказалась даже более грузонесущей, чем шарнирная, т.е. принятое расположение шарниров в конструкции оказалось неудачным.

РАЗДЕЛ 4

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШАХТНЫХ СТВОЛОВ

Однослойная бетонная крепь [x]

Пример 1. По заданной нагрузке $p_0 = 35$ т/м^2, $p_2 = 2$ т/м^2 определить толщину монолитной бетонной крепи (бетон М200, $R_u = 900$ т/м^2), радиус ствола в свету 285 см.

Согласно п.14 Методического руководства принимаем коэффициент перегрузки $\rho = 1{,}5$; согласно п.19 коэффициент условий работы – $m_p = 0{,}8$, тогда $\rho p_0 + 2 p_2 = 1{,}5 \cdot 35 + 4 = 56{,}5$ т/м^2,

$$m_p R_u = 0{,}8 \cdot 900 = 720 \text{ т/м}^2.$$

Толщина крепи определяется по номограмме, приведенной на рис.5 Методического руководства.

Прикладывая линейку так, чтобы она соединяла точки $m_p R_u = 720$ т/м^2 и $\rho p_0 + 2p_2 = 56{,}5$ т/м^2, найдем $c = \frac{R_2}{R_1} = 1{,}095$.

Отсюда

$$R_2 = R_1 \cdot c = 285 \cdot 1{,}095 = 312 \text{ см}.$$

Таким образом, необходимая толщина крепи

$$d = R_2 - R_1 = 27 \text{ см}.$$

Пример 2. По заданной нагрузке на крепь и ее толщине определить из какого материала следует изготовлять крепь (однослойную), радиус ствола в свету 285 см.

Дано: $p_0 = 35$ т/м^2, $p_2 = 2$ т/м^2, толщина крепи $d = 30$ см, $\rho = 1{,}5$ $m_p = 0{,}8$.

Величина

$$c = \frac{R_2}{R_1} = \frac{R_1 + d}{R_1} = 1 + \frac{30}{285} = 1{,}105.$$

По величинам

$$\rho p_0 + 2p_2 = 56{,}5 \text{ т/м}^2 \text{ и } c = 1{,}105$$

по номограмме, приведенной на рис.5 Методического руководства, определим $m_p R_u = 620$ т/м^2.

Отсюда

$$R_u = \frac{620}{m_p} = \frac{620}{0{,}8} = 775 \text{ т/м}^2.$$

Согласно п.18 Методического руководства можно принять в качестве материала бетон М200:

$$R_u = 900 \text{ т/м}^2 > 775 \text{ т/м}^2.$$

Пример 3. По заданным размерам и материалу крепи определить ее несущую способность. Радиус ствола в свету 285 см, толщина крепи $d = 30$ см ($c = \frac{R_1 + d}{R_1} = 1{,}105$). Материал крепи бетон М200, $\rho = 1{,}5$, $m_p = 0{,}8$.

---

x) Расчеты при $\nu > 0{,}33$ производятся по СНиП II-М. 4-65 и в виду простоты пояснений не требуют.

По номограмме, приведенной на рис.5 Методического руководства, найдем

$$\rho p_o + 2p_2 = 61 \text{ т/м}^2.$$

Для построения паспорта несущей способности крепи на осях p_o и p_2 откладываются их предельные значения:

при $p_o = 0$ $p_2 = 30{,}5$ т/м^2;

при $p_2 = 0$ $p_o = 40{,}7$ т/м^2.

Полученные точки соединяются (рис.4.1).

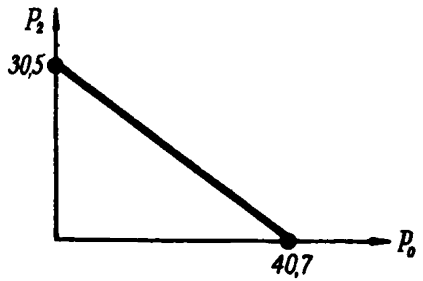


Рис.4.1. Паспорт несущей способности

Двухслойная комбинированная крепь состоящая из чугунных тюбингов с бетонным заполнением затюбингового пространства

Пример 4. Для ствола радиусом в свету 375 см подобрать тюбинги и определить толщину бетонного заполнения при нагрузках со стороны породы $p_o = 50$ т/м^2, $p_2 = 5$ т/м^2. Через бетонный слой фильтруется вода под давлением $p_б = 70$ т/м^2.

В соответствии с п.57 Методического руководства

$$\bar{p}_o = p_o + \frac{0{,}95}{\rho} p_б = 50 + \frac{0{,}95 \cdot 70}{1{,}5} = 94{,}3 \text{ т/м}^2.$$

Для чугуна $R_ц = 6000$ т/м^2, тогда при $\rho = 1{,}5$ и $m_р = 0{,}8$

$$\frac{\rho \bar{p}_o}{m_р R_ц} = \frac{1{,}5 \cdot 94{,}3}{0{,}8 \cdot 6000} = 0{,}03,$$

$$\frac{p_2}{m_р R_ц} = \frac{5}{0{,}8 \cdot 6000} = 0{,}001.$$

По номограмме, приведенной на рис.14 Методического руководства, соединяя точки $\frac{\bar{p}_o}{m_р R_ц} = 0{,}03$ и $\frac{p_2}{m_р R_ц} = 0{,}001$, получим множество значений $\frac{F}{R}$ чугунных тюбингов и относительной толщины бетонного заполнения m_2

Например, для тюбингов диаметром 7,5 м и высотой спинки 30 мм

$$\frac{F}{R} = \frac{442}{390} = 1{,}13.$$

По номограмме для этих значений находим $m_2 = 0{,}09$. Таким образом, толщина бетонного слоя

$$d = m_2 R = 390 \cdot 0{,}09 = 35 \text{ см};$$

Двухслойная сталебетонная крепь, состоящая из бетона и внутренней стальной оболочки

Пример 5. По заданной нагрузке на крепь ствола с радиусом в свету 180 см определить толщину крепи. Внутренняя стальная оболочка из ст.3, наружный слой из бетона М300, $R_ц = 1400$ т/м^2.

Нагрузка на крепь:

$$p_0 = 50 \text{ т/м}^2, \qquad p_2 = 5 \text{ т/м}^2, \qquad p_б = 70 \text{ т/м}^2.$$

Согласно п.64в Методического руководства

$$\hat{p}_0 = p_0 + \frac{\alpha}{\rho} p_б$$

При неопределенных толщинах крепи, величина α не определена. Принимаем сначала $\alpha = 1{,}5$. При этом значении

$$\frac{\rho \hat{p}_0}{m_p R_ц} = \frac{1{,}5\ (50 + 70)}{0{,}8 \cdot 1400} = \frac{180}{0{,}8 \cdot 1400} = 0{,}16;$$

$$\frac{p_2}{m_p R_ц} = \frac{5}{0{,}8 \cdot 1400} = 0{,}0045.$$

Принимая толщину внутренней оболочки 1 см ($m_1 = 1 - \frac{180}{181} =$ $= 0{,}0055$), по номограмме (рис.13) найдем $m_2 = 0{,}145$, по номограммам (рис.9) и (рис.9,а) найдем W, а затем α

$\frac{E_{ст}}{E_б} = 6$ $W = 1{,}25$, $\alpha = 1{,}65$, для этого значения найдем

$$\rho \hat{p}_0 = 1{,}5 \left(p_0 + \frac{1{,}65}{1{,}5} p_б \right) = 190{,}5 \text{ т/м}^2,$$

$$\frac{\rho \hat{p}_0}{m_p R_ц} = \frac{190{,}5}{0{,}8\ 1400} = 0{,}17.$$

По номограмме снова определяем

$$m_2 = 0.155.$$

Таким образом, следует принять в этом случае толщину бетонного слоя

$$d = 0{,}155 \cdot 188 = 28 \text{ см}.$$

Трехслойная сталебетонная крепь

Пример 6. Определить несущую способность трехслойной крепи, состоящей из бетонного слоя (бетон М300) толщиной 10,4 см, наружной стальной оболочки толщиной 0,8 см и внутренней стальной оболочки толщиной 0,8 см.

$R_1 = 79$ см, $R_3' = 79{,}8$ см, $R_3'' = 90{,}2$ см, $R_2 = 91$ см.

$$m_1 = 1 - \frac{79}{79{,}8} = 0{,}01$$

$$m_2 = \frac{90{,}2}{79{,}8} - 1 = 0{,}13$$

$$m_3 = \frac{91}{90{,}2} - 1 = 0{,}009$$

По формулам (84) Методического руководства найдем

$$p_0 = \frac{m_p R_u}{\rho}\left\{\left[(-4060\,m_1 - 2{,}7)\,m_2 + 1091\,m_1 + 4{,}84\right]m_3 + (21{,}6\,m_1 + 0{,}695)\,m_2 + 8{,}97\,m_1 + 0{,}007\right\} =$$

$$= \frac{0{,}8 \cdot 1400}{1{,}5}\,(-4060 \cdot 0{,}01 - 2{,}7)\cdot 0{,}13 + 1091 \cdot 0{,}01 + 4{,}84\cdot 0{,}009 + (21{,}6 \cdot 0{,}01 + 0{,}695)\cdot 0{,}13 + 8{,}97 \cdot 0{,}01 + 0{,}007 = 228{,}5 \text{ т/м}^2,$$

$$p_2 = m_p R_u\left\{\left[(8160\,m_1 - 48{,}4)\,m_2 - 688\,m_1 + 7{,}56\right]m_3 + (-40{,}8\,m_1 + 0{,}584)\,m_2 + 2{,}045\,m_1 - 0{,}0104\right\} = 0{,}8 \cdot 1400 \cdot \left\{\left[(8160 \cdot 0{,}01 - 48{,}4)\cdot 0{,}13 - 688 \cdot 0{,}01 + 7{,}56\right]\cdot 0{,}009 + (-40{,}8 \cdot 0{,}01 + 0{,}584)\cdot 0{,}13 + 2{,}045 \cdot 0{,}01 - 0{,}0104\right\} = 87 \text{ т/см}^2.$$

Паспорт несущей способности для рассчитываемой крепи показан на рис.4.2.

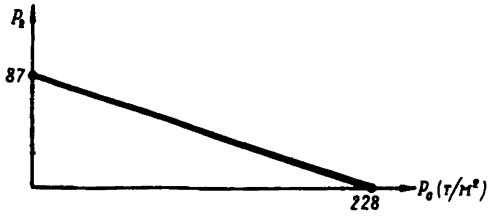


Рис.4.2. Паспорт несущей способности

РАЗДЕЛ 5

РАСЧЕТ МЕЛКОБЛОЧНОЙ ЗАМКНУТОЙ КРЕПИ С ПРОКЛАДКАМИ В СТЫКАХ

1. В приложении 5 рассматривается аналитический расчет мелкоблочной замкнутой кругового и некругового очертания крепи с прокладками в стыках.

Такой расчет позволяет получить простые конечные формулы расчетных усилий в элементах крепи.

2. Расчетные нагрузки предполагаются заданными и распределенными по контуру крепи либо в виде эпюры (аналитически или графически), либо в виде проекций распределенных нагрузок в направлении осей x_m и y_m.

3. Исходная информация составляется согласно Методическому руководству по расчету крепи капитальных горных выработок.

4. Расчет выполняется аналитически. Алгоритм расчета построен на матричной формуле метода начальных параметров без учета отпора породы.

$$P_{n,m} = \prod_{i=n+1}^{1} r_{i,m}\, P_{0,m} + \sum_{j=0}^{n-1} \left\| \prod_{\substack{i=n+1 \\ n>j}}^{j+1} r_{i,m}\, \bar{P}_{j,m} \right\|, \qquad (5.1)$$

где $P_{n,m}$ – матрица-столбец расчетных параметров в узле n; $P_{0,m}$ – матрица-столбец начальных параметров; $\bar{P}_{j,m}$ – матрица-столбец внешних нагрузок, соответственно в узле j ($j = 1,2, \ldots, n$);

$$P_{n,m} = \left\| \begin{matrix} U_{n,m} \\ V_{n,m} \\ \varphi_{n,m} \\ T_{n,m} \\ B_{n,m} \\ M_{n,m} \end{matrix} \right\|, \quad P_{0,m} = \left\| \begin{matrix} U_{0,m} \\ V_{0,m} \\ \varphi_{0,m} \\ T_{0,m} \\ B_{0,m} \\ M_{0,m} \end{matrix} \right\|, \quad \bar{P}_{j,m} = \left\| \begin{matrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \bar{T}_{j,m} \\ \bar{B}_{j,m} \\ 0 \end{matrix} \right\}; \qquad (5.2)$$

$r_{n,m}$ – матрица коэффициентов влияния в узле n

5. Для расчета сборной крепи с прокладками в стыках получены матрицы, учитывающие информацию и о монолитном участке, к которому относится матрица и об узле, в котором расположена прокладка (рис.5.1 и 5.2);

а) при расчете блочной крепи с прокладками и с шарнирами в стыках в зависимости от расположения шарнира слева или справа от рассматриваемого участка (рис.5.1,б) используются ма-

трицы соответственно $r^{(ш)\,лев}_{n,m}$ и $r^{(ш)\,прав}_{n,m}$ (см. матрицы $r^{(ш)\,лев}_{n,m}$ и $r^{(ш)\,прав}_{n,m}$).

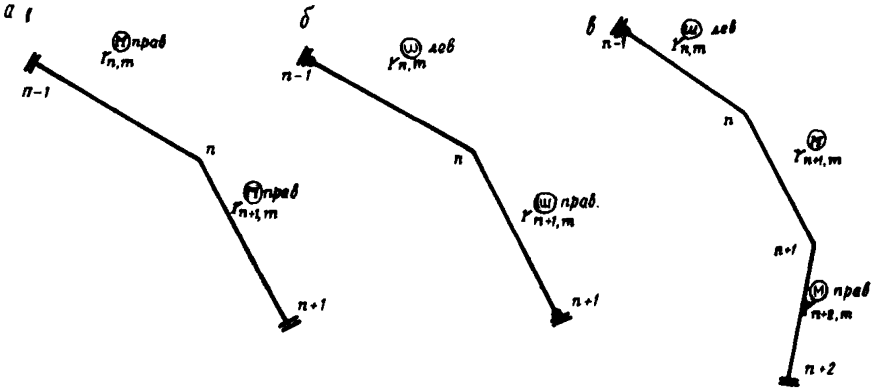


Рис. 5.1. Обозначение матриц коэффициентов влияния:
а -шарнирня крепь со связями растяжения в стыках;
б -шарнирная крепь без связей растяжения в стыках;
в -комбинированная крепь

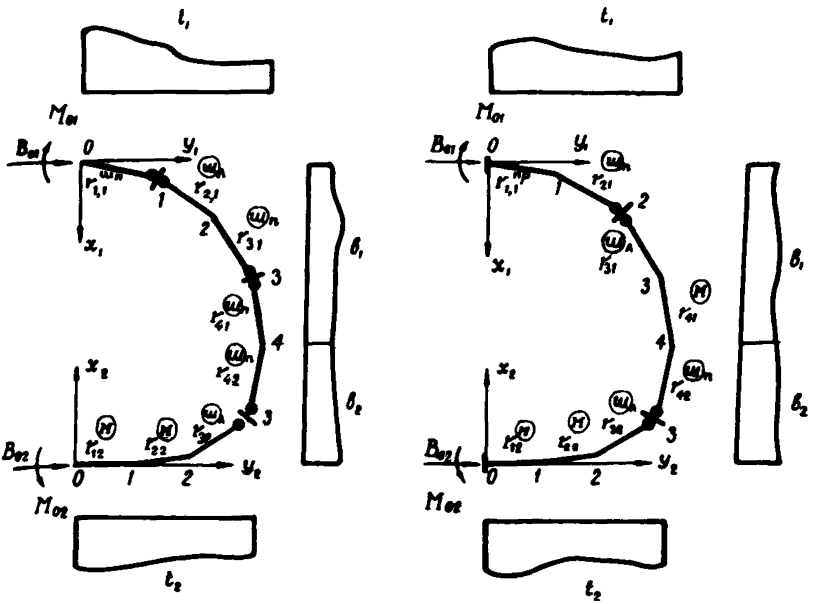


Рис. 5.2. Расчетные схемы сборной крепи с различными типами стыков

Матрица $r_n^{(ш)лев}$

	U_{n-1}	V_{n-1}	φ_{n-1}	T_{n-1}	P_{n-1}	M_{n-1}
U_n	1	0	$-l\sin\alpha_n$	$A\sin^2\alpha_n - B\cos^2\alpha_n$	$-\sin\alpha_n\cos\alpha_n(A+B)$	$-D\sin\alpha_n$
V_n	0	1	$l\cos\alpha_n$	$-\sin\alpha_n\cos\alpha_n(A+B)$	$A\cos^2\alpha_n - B\sin^2\alpha_n$	$D\cos\alpha_n$
φ_n	0	0	1	$-C\sin\alpha_n$	$C\cos\alpha_n$	L
T_n	0	0	0	1	0	0
P_n	0	0	0	0	1	0
M_n	0	0	0	$-l\sin\alpha_n$	$l\cos\alpha_n$	0

Матрица $r_{n,m}^{(ш)}$

	U_{n-1}	V_{n-1}	φ_{n-1}	T_{n-1}	B_{n-1}	M_{n-1}
U_n	1	0	$-l\sin\alpha_n$	$A''\sin^2\alpha_n - B''\cos^2\alpha_n$	$-\sin\alpha_n\cos\alpha_n(A''+B'')$	$-C''\sin\alpha_n$
V_n	0	1	$l\cos\alpha_n$	$-\sin\alpha_n\cos\alpha_n(A''+B'')$	$A''\cos^2\alpha_n - B''\sin^2\alpha_n$	$C''\cos\alpha_n$
φ_n	0	0	1	$-C''\sin\alpha_n$	$C''\cos\alpha_n$	G
T_n	0	0	0	1	0	0
B_n	0	0	0	0	1	0
M_n	0	0	0	$-l\sin\alpha_n$	$l\cos\alpha_n$	1

Матрица $r_n^{(ш)прав.}$

	U_{n-1}	V_{n-1}	φ_{n-1}	T_{n-1}	P_{n-1}	M_{n-1}
U_n	1	0	$-l\sin\alpha_n$	$K\sin^2\alpha_n - B\cos^2\alpha_n$	$-\sin\alpha_n\cos\alpha_n(K+B)$	$-N\sin\alpha_n$
V_n	0	1	$l\cos\alpha_n$	$-\sin\alpha_n\cos\alpha_n(K+B)$	$K\cos^2\alpha_n - B\sin^2\alpha_n$	$N\cos\alpha_n$
φ_n	0	0	1	$-C\sin\alpha_n$	$C\cos\alpha_n$	G
T_n	0	0	0	1	0	0
P_n	0	0	0	0	1	0
M_n	0	0	0	$-\delta\sin\alpha_n$	$\delta\cos\alpha_n$	0

Матрица $r_{n,m}^{(ш)пр}$

	U_{n-1}	V_{n-1}	φ_{n-1}	T_{n-1}	B_{n-1}	M_{n-1}
U_n	1	0	$-(l+\delta)\eta \times \sin\alpha_n$	$A'\sin^2\alpha_n - B'\cos^2\alpha_n$	$-\sin\alpha_n\cos\alpha_n(A'+B')$	$-D'\sin\alpha_n$
V_n	0	1	$(l+\delta)\cos\alpha_n$	$-\sin\alpha_n\cos\alpha_n(A'+B')$	$A'\cos^2\alpha_n - B'\sin^2\alpha_n$	$D'\cos\alpha_n$
φ_n	0	0	1	$-C'\sin\alpha_n$	$C'\cos\alpha_n$	L'
T_n	0	0	0	1	0	0
B_n	0	0	0	0	1	0
M_n	0	0	0	$-(l+\delta)\sin\alpha_n$	$(l+\delta)\cos\alpha_n$	1

В матрицах $r^{(ш)}_{n,m}$ введены следующие обозначения:

$$A = \frac{l^3 + k\delta^3 + 3kl\delta^2}{6EJ}; \qquad B = \frac{l + k\delta}{EJ};$$

$$C = \frac{l^2 + k\delta^2}{2EJ}; \qquad D = \frac{k\delta^2 + 2k\delta l}{2EJ}; \qquad (5.3)$$

$$G = \frac{l}{EJ}; \qquad K = \frac{l^3 + k\delta^3 + 3\delta l^2}{6EJ};$$

$$L = \frac{k\delta}{EJ}; \qquad N = \frac{l^2 + 2\delta l}{2EJ}.$$

Здесь в качестве δ принимается половина толщины прокладки в стыке;

б) при расчете крепи с прокладками и со связями растяжения в стыках (рис.5.1,а) /болтовые связи/ используются матрицы $r^{(м)прав}_{n,m}$ (см.матрицу $r^{(м)прав}_{n,m}$). В матрице $r^{(м)прав}_{n,m}$ введены следующие обозначения:

$$A' = A + \frac{\delta l^2}{2EJ}; \qquad D' = \frac{l^2 + \delta^2 k + 2\delta l}{2EJ}; \qquad (5.4)$$

$$C' = C + \frac{\delta l}{EJ}; \qquad L' = L + G.$$

в) при расположении концов отрезка на монолитных участках и при отсутствии прокладок в стыках (рис.5.1,в) используется матрица $r^{(м)}_{n,m}$ (см.матрицу $r^{(м)}_{n,m}$). В матрице $r^{(м)}_{n,m}$ введены следующие обозначения:

$$A'' = \frac{l^3}{6EJ}; \quad B'' = \frac{l}{EF}; \quad C = \frac{l^2}{2EJ}. \qquad (5.5)$$

6. При расчете замкнутой крепи и расположении начала координат на монолитном участке в 1 системе координат 3 неизвестных начальных параметра U_{01}, B_{01} и M_{01}. Неизвестные V_{01}, φ_{01}, T_{01} обращаются в нуль в силу симметрии.

Во II системе координат матрица начальных параметров имеет аналогичное строение,

$$P_{01} = \left\| \begin{matrix} U_{01} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ B_{01} \\ M_{01} \end{matrix} \right\|; \qquad P_{02} = \left\| \begin{matrix} U_{02} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ B_{02} \\ M_{02} \end{matrix} \right\| \qquad (5.6)$$

При расположении начала координат в шарнирном узле, матрицы начальных параметров соответственно имеют вид:

$$P_{01} = \begin{Vmatrix} U_{01} \\ 0 \\ \varphi_{01} \\ 0 \\ B_{01} \\ 0 \end{Vmatrix}; \qquad P_{02} = \begin{Vmatrix} U_{02} \\ 0 \\ \varphi_{02} \\ 0 \\ B_{02} \\ 0 \end{Vmatrix} \tag{5.7}$$

7. Неизвестные определяются из 3-х уравнений совместности деформадий:

$$\begin{aligned} U_{n1} + U_{n2} &= 0 \\ V_{n1} - V_{n2} &= 0 \\ \varphi_{n1} + \varphi_{n2} &= 0 \end{aligned} \tag{5.8}$$

и 3-х уравнений равновесия:

$$\begin{aligned} T_{n1} - T_{n2} &= 0 \\ B_{n1} + B_{n2} &= 0 \\ M_{n1} - M_{n2} &= 0 \end{aligned} \tag{5.9}$$

8. При расчете конструкции, симметричной относительно вертикальной и горизонтальной осей, неизвестных всего 3, так как для их определения составляется 3 уравнения:

$$\begin{aligned} U_n &= 0 \\ \varphi_n &= 0 \\ B_n &= 0 \end{aligned} \tag{5.10}$$

9. Коэффициенты при неизвестных начальных параметрах определяются первым слагаемым формулы (5.1), т.е. соответствующими элементами строк матрицы шестого порядка, равной произведению ($n+1$) матриц, где n - номер узла, для которого составляются уравнения.

10. Свободные члены определяются вторым слагаемым формулы (5.1), т.е. соответствующей строкой матрицы-столбца. При переносе свободных членов в правую часть уравнений (5.8) - (5.9) знак их меняется на противоположный.

11. После решения системы и определения начальных параметров (5.6), по формуле (5.1) вычисляются расчетные усилия для всех узлов конструкции. Дополнительно вычисляются нормальные силы по формуле

$$N_{n,m} = -\left(T_{n,m} \cos \alpha_{n+1,m} + B_{n,m} \cdot \sin \alpha_{n+1,m} \right). \tag{5.11}$$

12. Использование предлагаемой методики поясняется на примере расчета кольцевой восьмиблочной крепи, симметричной относительно вертикальной и горизонтальной осей.

Рассмотрим расчет восьмиблочной кольцевой крепи с прокладками в шарнирных стыках на радиальную нагрузку p, распределенную по закону

$$p = p_0 + p_2 \cos 2\theta . \tag{5.12}$$

При условии симметрии крепи и нагрузок относительно вертикальной и горизонтальной осей количество неизвестных и соответственно уравнений сокращается до 3.

Для расчетной схемы, изображенной на рис.5.3, матрица на-

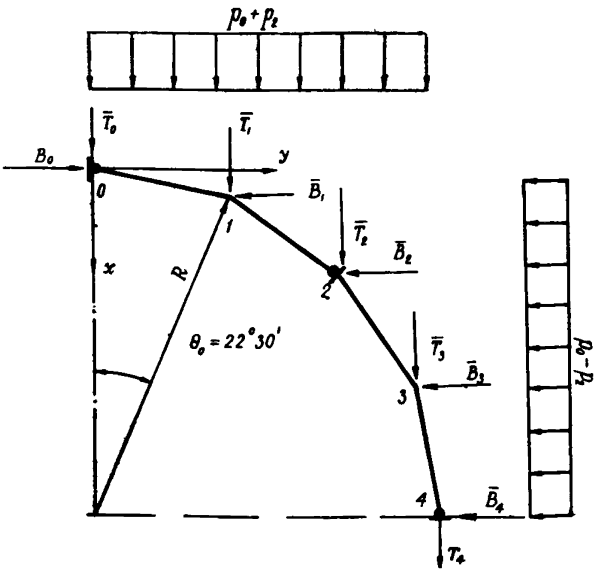


Рис.5.3. Расчетная схема восьмиблочной кольцевой крепи

чальных параметров имеет вид

$$P_0 = \begin{Vmatrix} U_0 \\ 0 \\ \varphi_0 \\ 0 \\ B_0 \\ 0 \end{Vmatrix},$$

а уравнения для определения неизвестных U_0, φ_0 и B_0 представлены в табл.5.1.

Нагрузка, заданная формулой (5.12), приводится к узловой в проекциях на оси Ox и Oy (табл.5.2).

Центральный угол отрезка ломаной $\theta = 22^{\circ}30'$. Угол наклона отрезков к оси Ox определяется по формуле

$$\alpha_n = 90 - \frac{2n-1}{2}\theta_0 .$$

Таблица 5.1

№ пп	Уравнения	Неизвестные			Свободные члены
		U_0	φ_0	B_0	
1	$U_4 = 0$	1	a_{13}	a_{15}	$\Sigma\Pi_4^U$
2	$\varphi_4 = 0$	0	1	a_{35}	$\Sigma\Pi_4^\varphi$
3	$B_4 = 0$	0	0	1	$\Sigma\Pi_4^B$

Таблица 5.2

n	$\bar{T}_n$	$\bar{B}_n$
0	$0{,}196p_0R \quad +0{,}196p_2R$	0
1	$0{,}362p_0R \quad +0{,}256p_2R$	$-0{,}150p_0R \quad -0{,}106p_2R$
2	$0{,}278p_0R$	$-0{,}278p_0R$
3	$0{,}150p_0R \quad -0{,}106p_2R$	$-0{,}362p_0R \quad +0{,}256p_2R$
4	0	$-0{,}196p_0R \quad +0{,}196p_2R$
Σ	$0{,}986p_0R \quad +0{,}346p_2R$	$-0{,}986p_0R \quad +0{,}346p_2R$

Согласно расчетной схеме (рис.5.3), для первого и третьего участка использованы матрицы $r_n^{(ш)лев}$, для второго и четвертого – $r_n^{(ш)прав}$. После подстановки в них значений соответствующих тригонометрических функций матрицы r_1, r_2, r_3 и r_4 примут вид:

$$r_1 = \begin{Vmatrix} 1 & 0 & -0{,}981l & 0{,}962A - 0{,}038B & -0{,}19I\ (A+B) & -0{,}98ID \\ 0 & 1 & 0{,}195l & -0{,}19I\ (A+B) & 0{,}038A - 0{,}962B & 0{,}195D \\ 0 & 0 & 1 & -0{,}98IC & 0{,}195C & L \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -0{,}98I\delta & 0{,}195\delta & 0 \end{Vmatrix}$$

$$r_2 = \begin{Vmatrix} 1 & 0 & -0{,}83I\delta & 0{,}69K - 0{,}30B & -0{,}46\ (K+B) & -0{,}83IN \\ 0 & 1 & 0{,}555\delta & -0{,}46\ (K+B) & 0{,}30B - 0{,}69K & 0{,}555N \\ 0 & 0 & 1 & -0{,}83IC & 0{,}555C & C \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -0{,}83I\delta & 0{,}555\delta & 0 \end{Vmatrix};$$

$r_3 =$

I	0	−0,555l	0,308A−0,69B	−0,46 (A+B)	−0,555D
0	I	0,831l	−0,46 (A+B)	0,69A−0,308B	0,831D
0	0	I	−0,555C	0,831C	L
0	0	0	I	0	0
0	0	0	0	I	0
0	0	0	−0,555l	0,831l	0

$r_4 =$

I	0	−0,195l	0,038K−0,962B	−0,191(K+B)	−0,195N
0	I	0,981l	−0,191 (K+B)	0,962K−0,038B	0,985N
0	0	I	−0,195C	0,981C	G
0	0	0	I	0	0
0	0	0	0	I	0
0	0	0	−0,195δ	0,981δ	0

По формуле (5.1.) определим

$$P_4 = r_4 r_3 r_2 r_1 P_0 + r_4 r_3 r_2 r_1 \bar{P}_0 + r_4 r_3 r_2 \bar{P}_1 + r_4 r_3 \bar{P}_2 + r_4 \bar{P}_3 + \bar{P}_4 , \qquad (5.13)$$

где

$$P_4 = \begin{Vmatrix} U_4 \\ V_4 \\ \varphi_4 \\ T_4 \\ B_4 \\ M_4 \end{Vmatrix} ; \quad \bar{P}_n = \begin{Vmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \bar{T}_n \\ \bar{B}_n \\ 0 \end{Vmatrix} ;$$

$r_4 r_3 =$

I	0	−0,75l	0,308A−I,65B + 0,038K + 0,108l (C+N)	−0,46A−0,65B− −0,191K − −0,162l (C +N)	−0,555D − −0,195lL
0	I	I,81l	−0,46A−0,65B− −0,191K− −0,545l (C+N)	0,69A−0,346B+ +0,962K+ +0,851l (C+N)	0,831D + +0,981lN
0	0	I	−0,75C−0,555lG	I,81C+0,831lG	L
0	0	0	I	0	0
0	0	0	0	I	0
0	0	0	−0,195δ	0,981δ	0

Элементы матрицы $r_4 r_3 r_2 r_1$, (a_{13}, a_{15}, a_{35}) определяют коэффициенты при неизвестных и в уравнениях табл.5.1. Остальные слагаемые формулы (5.13) определяют столбец свободных членов, из которого в уравнениях используются строки $\Sigma\Pi_4^U$, $\Sigma\Pi_4^\varphi$ и $\Sigma\Pi_4^B$. Приведем окончательный вид свободных членов:

$$\Sigma\Pi_4^U = p_0 R\,(0{,}843A - 1{,}19B + 0{,}843K + 0{,}873lC + 0{,}319lN + 0{,}3\delta D + 0{,}107\delta lL + 0{,}144l^2G) + p_2 R\,(0{,}377A - 0{,}721B + 0{,}346K + 0{,}695lC + 0{,}226lN + 0{,}24\delta D + 0{,}084\delta lL + 0{,}144l^2G); \quad (5.14)$$

$$\Sigma\Pi_4^\varphi = -p_0 R\,(2{,}52C + lG + 0{,}547\delta L) - p_2 R\,(0{,}884C + 0{,}532lG + 0{,}434\delta L);$$

$$\Sigma\Pi_4^B = -0{,}986 p_0 R + 0{,}346 p_2 R .$$

Поскольку знак свободных членов определен для левой части уравнений, то при переносе их в правую часть знак меняется.

$r_4 r_3 r_2 =$	I	0	$-I,58\iota$	$0,308A-I,96B+0,73K+0,732\,\iota\,C+$ $+0,I08\iota N+0,46\delta D+0,I62\delta\iota L$	$-0,46A-I,IIB-0,65K-0,577\,\iota\,C-$ $-0,I62\iota N-0,308\delta D-0,I08\delta\iota L$	$-0,83IN-$ $-0,75\iota G$
	0	I	$2,37\iota$	$-0,46A-I,IIB-0,65K-2,05\iota C-$ $-0,545\iota N-0,69\delta D-0,8I5\delta\iota L$	$0,69A-I,04B-I,27K+I,82\,\iota\,C+$ $+0,8I5\iota N+0,46\delta D+0,545\delta\iota L$	$0,555N+$ $+I,82\iota G$
	0	0	I	$-I,58C-0,555\iota G-0,83I\delta L$	$2,37C+0,83I\iota G+0,555\delta L$	G
	0	0	0	I	0	0
	0	0	0	0	I	0
	0	0	0	$-0,I95\delta$	$0,98I\delta$	0

$r_4 r_3 r_2 r_1 =$	I	0	$-2,57\iota$	$I,27A-2B+0,73K+2,28\,\iota\,C+$ $+0,923\iota N+0,46\delta D+0,I62\delta\iota L+$ $+0,735\iota^2 G$	$-0,65A-I,3B-0,65K-0,885\,\iota\,C-$ $-0,324\iota N-0,308\delta D-$ $-0,I08\delta\iota L-0,I46\iota^2 G$	$-0,98ID-$ $-I,58\iota L$
	0	I	$2,57\iota$	$-0,65A-I,3B-0,65K-4,37\iota C-$ $-0,69\delta D-0,8I5\delta\iota L-I,78\iota^2 G$	$0,73A-2B+I,27K+2,28\,\iota\,C+$ $+0,923\iota N+0,46\delta D+$ $+0,545\delta\iota L+0,353\iota^2 G$	$0,I95D+$ $+2,37\iota L$
	0	0	I	$-2,56C-I,54\iota G-0,83I\delta L$	$2,56C+I,03\iota G+0,555\delta L$	L
	0	0	0	I	0	0
	0	0	0	0	I	0
	0	0	0	$-0,I95\delta$	$0,98I\delta$	0

Решением 3-го уравнения (табл.5.1) будет:

$$B_0 = -\Sigma\Pi_4^B = 0{,}986\,p_0 R - 0{,}346\,p_2 R \qquad (5.15)$$

Проверкой правильности величины B_0 может быть условие

$$\Sigma y = 0\ ; \qquad B_0 - \Sigma \bar{B}_n = 0$$

Последнее уравнение, как видно из табл.5.1, удовлетворяется. Далее решается 2-ое уравнение

$$\varphi_0 = p_2 R(1{,}77C + 0{,}89\ell G + 0{,}626\delta L), \qquad (5.16)$$

и 1-е уравнение

$$U_0 = 2{,}5B\,p_0 R + p_2 R\,(-0{,}6A + 0{,}27B - 0{,}6K + 3{,}55\,\ell\,C - 0{,}388\ell N - 0{,}346\delta D + 1{,}49\delta\ell L + 1{,}09\ell^2 G\ .$$

После подстановки обозначений (5.3) получим

$$U_0 = 2{,}5 p_0 R + p_2 R\left[\frac{0{,}28\,(\ell + k\delta)}{EF} + \frac{2{,}35\ell^3 + 2{,}65k\ell\delta^2 - 0{,}37k\delta^3 - 0{,}64\delta\ell^2}{EJ}\right] \qquad (5.17)$$

Далее определим рациальное перемещение и нормальную силу в узле 4, радиальное перемещение в узле 2 и изгибающие моменты в узлах 1 и 3.

При свободном члене для перемещений $\Sigma\Pi_4^V$, определяемом второй строкой матрицы столбца (5.13)

$$\Sigma\Pi_4^V = -\,p_0 R\ (0{,}716A + 0{,}6B + 1{,}25K + 2{,}25\ell C + 0{,}911\ell N + 0{,}454\delta D + 0{,}537\delta\ell L + 0{,}35\,\ell^2 G\ ) - p_2 R\,(0{,}318A + 0{,}407B + 0{,}162K + 1{,}57\,\ell\,C + 0{,}44\ell N + 0{,}361\delta D + 0{,}427\delta\ell L + 0{,}35\ell^2 G).$$

Перемещение вдоль оси У после подстановки обозначений будет

$$V_4 = -2{,}5\,p_0 R\,\frac{\ell + \delta k}{EF} + p_2 R\left[\frac{0{,}28\,(\ell + k\delta)}{EF} + \frac{2{,}35\ell^3 + 2{,}65\,k\delta^2\ell - 0{,}37\,k\delta^3 - 0{,}64\,\delta\ell^2}{EJ}\right]. \qquad (5.18)$$

Аналогично определяется свободный член для нормальной силы в узле 4:

$$\Sigma\Pi_4^T = +\,0{,}986 p_0 R + 0{,}346 p_2 R\ ,$$

а нормальная сила равна ему с противоположным знаком:

$$T_4 = -\Sigma\Pi_4^T = -0{,}986\,p_0 R - 0{,}346\,p_2 R \qquad (5.19)$$

Проверкой является условие $\Sigma x = 0$. (5.20)

$$T_4 - \Sigma\bar{T}_n = 0$$

Условие (5.20), как следует из табл.5.1, выполняется.

Для нахождения перемещений в узле 2 вновь воспользуемся формулой (5.1).

$$P_2 = r_2 r_1 P_0 + r_2 r_1 \bar{P}_0 + r_2 \bar{P}_1 + P_2 \qquad (5.21)$$

В формуле (5.21) все величины известны, кроме матрицы $r_2 r_1$

$r_2 r_1 =$

I	0	$-1,81\ell$	$0,962A-0,346B+0,69K+0,815\ell(C+N)$	$-0,191A-0,651B-0,46K-0,162\ell(C+N)$	$-0,98ID-0,83I\ell L$
0	I	$0,75\ell$	$-0,191A-0,651B-0,46K-0,545\ell(C+N)$	$0,038A-1,65B+0,308K+0,108\ell(C+N)$	$0,195+0,555\ell L$
0	0	I	$-1,81C-0,981\ell G$	$0,75C+0,195\ell G$	L
0	0	0	I	0	0
0	0	0	0	I	0
0	0	0	$-0,83I\delta$	$0,555\delta$	0

Перемещение узла 2 в направлении оси x и y можно определить, используя формулу (5.21) и матрицу $r_2 r_1$:

$$U_2 = U_0 - 1,81\ell\varphi_0 + B_0 a_{15} \Sigma\Pi_2; \qquad V_2 = 0,75\ell\varphi_0 + B_0 a_{25} + \Sigma\Pi_2^V, \tag{5.22}$$

где φ_0, U_0, B_0 – начальные параметры, определяемые соответственно по формулам (5.15) – (5.17); a_{15}, a_{25} – элементы матрицы $r_2 r_1$.

После подстановки всех величин в формулу (5.22) и расшифровки обозначений, получим U_2 и V_2 :

$$U_2 = 1,75 p_0 R \frac{\ell + k\delta}{EF}; \quad V_2 = -1,82 p_0 R \frac{\ell + k\delta}{EF}.$$

Радиальное перемещение 2 узла $U_R^{45^\circ}$ определяется по формуле

$$U_R^{45^\circ} = U_2 \cos\theta - V_2 \sin\theta = 2,5 p_0 \frac{\ell + k\delta}{EF}. \tag{5.23}$$

Изгибающие моменты и нормальные силы находятся из условия равновесия блоков:

для узла 1

$$M_1 = -0,1 p_2 R^2; \quad N_1 = -p_0 R + 0,3 p_2 R, \tag{5.24}$$

для узла 3

$$M_3 = 0,1 p_0 R^2; \quad N_3 = -p_0 R - 0,3 p_2 R. \tag{5.25}$$

Для сравнения приведем моменты и нормальные силы для монолитной крепи:

для узла 1

$$M_1 = -0,236 p_2 R^2; \quad N_1 = -p_0 R + 0,236 p_2 R;$$

для узла 3

$$M_3 = 0,236 p_2 R^2; \quad N_3 = -p_0 R - 0,236 p_2 R.$$

13. Проверка прочности сечений крепи.

1. Случай малых эксцентриситетов нормальной силы:

$$e_0 < 0,225 d \tag{5.26}$$

Для нахождения опасного сечения при условии (5.26) определим предельную величину равномерной составляющей нагрузки, чтобы условие прочности по сжатию выполнялось:

для узла 1

$$p_0^{(1)} < m_p R_u (0,55m + 0,37m^2). \tag{5.27}$$

Здесь и далее в прилож.5 под m понимается отношение толщины крепи (d) к среднему радиусу (R).

для узла 3

$$p_o^{③} < m_p R_u (0{,}55m - 0{,}37m^2), \qquad (5.28)$$

т.е. $p_o^{③} < p_o^{①}$ и опасным сечением является узел 3.

Условие (5.26) для узла 3 записывается в виде

$$p_2 < p_o \frac{m}{0{,}445 - 0{,}3m} . \qquad (29)$$

Условие прочности конструкции крепи при малых эксцентриситетах может быть записано в зависимости от заданных параметров:

а) при заданном расчетном сопротивлении бетона ($m_p R_u$), относительной толщине крепи (m) и неравномерной составляющей нагрузки (p_2) определяется равномерная составляющая нагрузки

$$p_o < 0{,}8 m_p R_u m - p_2 \frac{0{,}2 + 0{,}3m}{m} ; \qquad (5.30)$$

б) при заданном расчетном сопротивлении бетона ($m_p R_u$), заданных нагрузках (p_o и p_2) определяется относительная толщина крепи

$$m > \frac{p_o + 0{,}31p_2 + \sqrt{p_o(p_o + 0{,}6p_2) + 0{,}64 p_2 m_p R_u}}{1{,}6 m_p R_u} ; \qquad (5.31)$$

в) при заданных нагрузках (p_o и p_2) и относительной толщине крепи определяется гребуемое расчетное сопротивление бетона

$$m_p R_u > \frac{1{,}25}{m} \left[p_o + p_2 \frac{0{,}2 + 0{,}3m}{m} \right] \qquad (5.32)$$

Для упрощения расчетов построена номограмма определения расчетных параметров (рис.5.4).

2.С л у ч а й б о л ь ш и х э к с ц е н т р и с и т е т о в:

$$e_o \geq 0{,}225d \qquad (5.33)$$

Для нахождения опасного сечения при условии (5.33) определим минимальную величину равномерной составляющей нагрузки, чтобы выполнялось условие прочности по растяжению:

для узла 1

$$p_o^{①} \geq m_p R_p (5m + 3{,}36m^2) ; \qquad (5.34)$$

для узла 3

$$p_o^{③} \geq m_p R_p (5m - 3{,}36m^2) , \qquad (5.35)$$

т.е. $p_o^{①} > p_o^{③}$ и опасным сечением является узел 1.

Условие (5.33) для узла 1 записывается в виде

$$p_2 \geq p_o \frac{m}{0{,}445 + 0{,}3m} . \qquad (5.36)$$

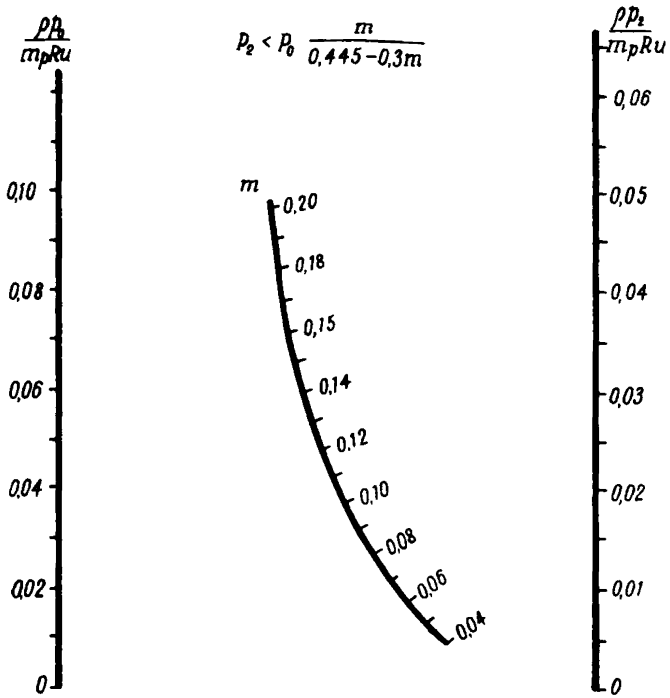


Рис.5.4. Номограмма для определения расчетных параметров восьмиблочной крепи в случае малых эксцентриситетов

Из условия прочности крепи в случае больших эксцентриситетов могут быть получены различные расчетные параметры:

а) равномерная составляющая нагрузки

$$p_0 \geq p_2 \frac{0,6 + 0,3m}{m} - 1,75 m_p R_p m ; \qquad (5.37)$$

б) относительная толщина крепи:

$$m \geq \frac{\sqrt{(p_0 - 0,3p_2)^2 + 4,2 p_2 m_p R_p} - p_0 + 0,3 p_2}{3,5 m_p R_p} ; \qquad (5.38)$$

в) расчетное сопротивление бетона

$$m_p R_p \geq \frac{p_2 \frac{0,6 + 0,3m}{m} - p_0}{1,75 m} . \qquad (5.39)$$

Для упрощения расчетов построена номограмма определения расчетных параметров (рис.5.5).

Далее из условий (5.26) и (5.33) строится паспорт несущей способности крепи (рис.5.6).

Координаты точек 1,2,3 на рис.5.6 в относительных величинах определяются по формулам:

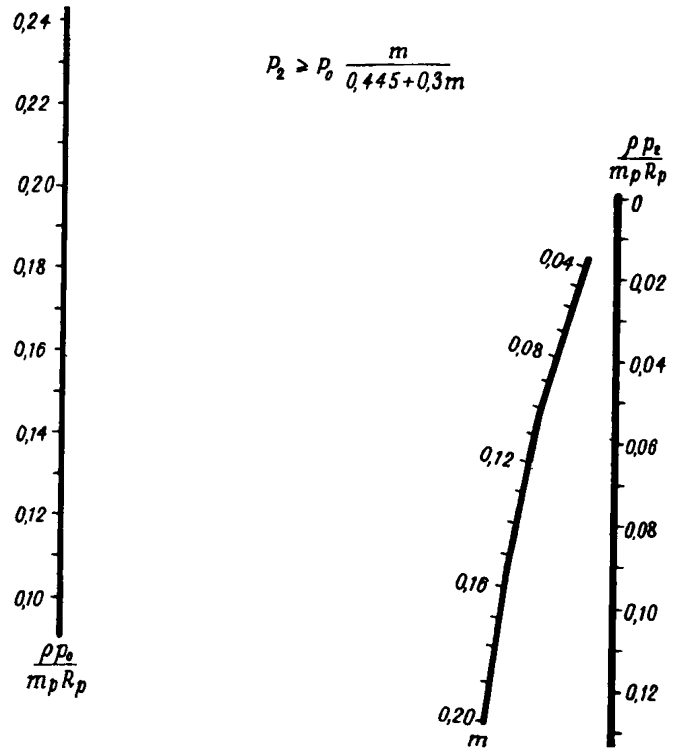


Рис.5.5. Номограмма для определения расчетных параметров восьмиблочной крепи в случае больших эксцентриситетов

точка 1 $$\frac{p^{①}_{max}}{m_p R_u} = \frac{p^{①}_{min}}{m_p R_u} = 0,8m;$$

точка 2 $$\frac{p^{②}_{max}}{m_p R_u} = \frac{m(0,245 + 0,22m - 0,259m^2)}{0,445 - 0,3m};$$

$$\frac{p^{②}_{min}}{m_p R_u} = \frac{m(0,245 - 0,88m + 0,48m^2)}{0,445 - 0,3m};$$

точка 3 $$\frac{p^{③}_{max}}{m_p R_p} = -\frac{p^{③}_{min}}{m_p R_p} = \frac{1,75m^2}{0,6 + 0,3m}$$

или по графику на рис.5.7.

Для построения паспорта несущей способности крепи (рис.5.6) в координатах p_{max} , p_{min} необходимо координаты характерных точек паспорта несущей способности умножить на соответствующие характеристики материала:

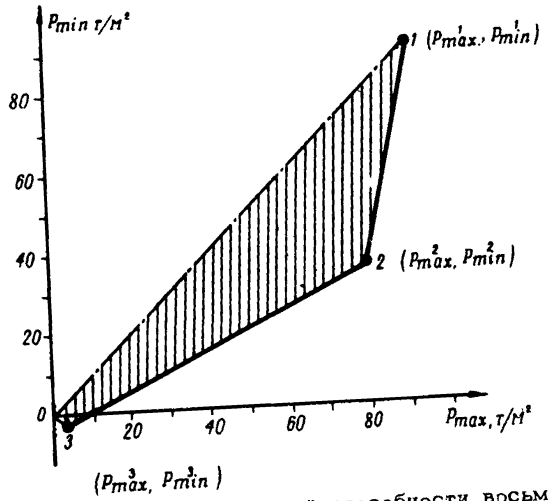


Рис.5.6. Паспорт несущей способности восьми-блочной крепи (при $m_p R_u$=720 т/м^2; $m_p R_p$=51 т/м^2, m = 0,16)

$$p^{①}_{max} = p^{①}_{min} = \frac{p_{max}}{m_p R_u} \cdot m_p R_u ;$$

$$p^{②}_{max} = \frac{p^{②}_{max}}{m_p R_u} \cdot m_p R_u ;$$

$$p^{②}_{min} = \frac{p^{②}_{min}}{m_p R_u} \cdot m_p R_u ;$$

$$p^{③}_{max} = \frac{p^{③}_{max}}{m_p R_p} \cdot m_p R_p ;$$

$$p^{③}_{min} = - p^{③}_{max} .$$

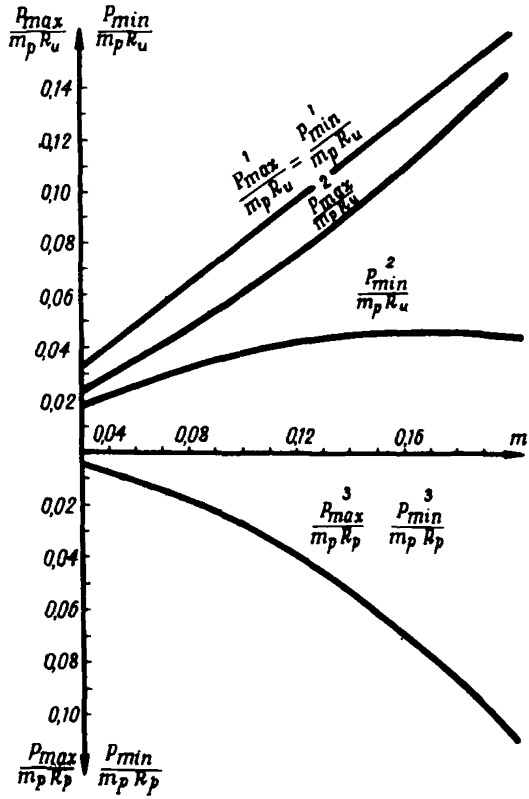


Рис.5.7. График определения координат характерных точек паспорта несущей способности крепи

СОДЕРЖАНИЕ

стр.

Предисловие 3

Раздел 1. Рекомендации по определению расчетных нагрузок на жесткую крепь вертикального ствола круглого поперечного сечения вне зоны влияния очистных работ

§ 1. Обычные условия 4
§ 2. Сложные условия 8

Раздел 2. Временные рекомендации по ориентировочной оценке нагрузок на крепь горизонтальных капитальных выработок угольных и сланцевых шахт

§ 1. Общие положения 10
§ 2. Основные расчетные параметры крепи капитальных выработок глубоких шахт Донбасса 15

Литература 18

Раздел 3. Примеры расчета крепи горизонтальных капитальных выработок на ЭВМ "Наири" 19

Раздел 4. Примеры расчета крепи вертикальных шахтных стволов 33

Раздел 5. Расчет мелкоблочной замкнутой крепи прокладками в стыках 37

Печатный цех ВНИМИ Заказ № 43 Тираж 500 21/У1-73
М-07445 Объем 3 п.л. Цена 43 коп.

gost.e-ecolog.ru