

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

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
ПО РАСЧЕТУ КРЕПИ КАПИТАЛЬНЫХ
ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК**

**Ленинград
1973**

**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

ПРЕДИСЛОВИЕ

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 Мянуглепрома 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. Обычные условия

Обычные условия характеризуются относительно спокойным залеганием твердых, слаборазмокаемых, малопластичных, нетекучих пород (с прочностью в массиве на одноосное сжатие более 50–80 кг/см²) 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

$$\sigma_{сж} = \eta \cdot \sigma_{сж}^к, \quad (1.1)$$

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

Таблица 1.1

Характеристика пород 1	Характерные классификационные признаки пород 2	Коэффициент 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 1 м, 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

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

где $\sigma_{сж}^к$ - временное сопротивление (предел прочности) породы на одноосное сжатие в т/м²; γ - объемный вес пород в т/м³; 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

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

где ρ - коэффициент перегрузки от горного давления, принимаемый равным 1,5 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^х).

х) В сопряжениях следует предусматривать только плавные переходы.

а на протяженных участках в глинистых, склонных к пучению, породах - $1,34 \times$); p^H - нормативная нагрузка на крепь протяженного участка ствола для обычных горногеологических условий (табл.1.2); R_1 - радиус сечения ствола в свету в м; γ - безразмерный коэффициент неравномерности распределения

Таблица 1.2

Глубина ствола, м	Средняя нагрузка в t/m^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 γ			
	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.

х) 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

$$p^H = \frac{\gamma_p h_p}{\frac{R_1 E_n}{dE(1+\mu_n)} + 1}, \quad (1.4)$$

где γ_p - объемный вес раствора, в т/м³; h_p - высота столба промывочного раствора в момент крепления в м; E_n и E - модуль упругости пород (определяемый по результатам испытаний при разгрузке) и крепи соответственно в т/м²; μ - коэффициент Пуассона пород; d - толщина крепи в м.

5. Гидростатические напоры временно рекомендуется учитывать в нагрузках путем прибавления величины остаточного напора p_g к средней нагрузке p^H . При этом значение коэффициента неравномерности, взятое из табл.1.3, умножается на

$$\xi = \frac{1 + 0,1 (R_1 - 3)}{1 + 0,1 (R_1 - 3) + \frac{p_g}{p^H}}. \quad (1.5)$$

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 темпонажа пород, остаточный напор H_0 за монолитной крепью может быть подсчитан по формуле

$$H_0 = \frac{H}{\frac{k_{кр}}{k_n} \left(\frac{\lg r_g - \lg R_2}{\lg R_2 - \lg R_1} \right) + 1}, \quad (1.6)$$

где H - величина непониженного столба воды в м; $k_{кр}$ и k_n - коэффициенты фильтрации соответственно крепи и пород в м/час, м/сутки, м/сек и т.п.; r_g - 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_g определяется по формуле Зихардта

$$r_g = 10 S \sqrt{H \cdot k_n} + R_2, \quad (1.7)$$

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 $1 \cdot 10^{-5}$ м/сутки.

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

а) при коэффициенте неравномерности с учетом воды $\nu \leq 0,33$:

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

б) при коэффициенте неравномерности $\nu > 0,33$:

$$\begin{aligned} p_0 &= [p_D^H (1 + 3\nu)] \cdot 0,5 + p_g, \\ p_2 &= p_D^H (1 + 3\nu) \cdot 0,5, \\ p_{max} &= p_D^H (1 + 3\nu) + p_g, \\ p_{min} &= 0 + p_g. \end{aligned} \quad (1,9)$$

Здесь

$$p_D^H = p^H [1 + 0,1 (R_1 - 3)].$$

§ 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" х), а именно:

1. Для участков стволов, сооружаемых способом замораживания:

а) в посткарбонных 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 внешней контуре крепи ($\nu = 0$; $p_0 = p^H + p_g = p$; $p_2 = 0$)

х) 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 соответствии со СНиП II-M,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 переутяжелить 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 пльвунах).

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

применения податливой крепи постоянного ($P = \text{const}$) сопротивления;

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

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;

бурь-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 $\lambda \approx 1$) 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^{х)} в капитальных выработках в достаточно общем случае может быть представлена в виде суммы

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

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]:

$$P_1 = \frac{\gamma H l^{-\alpha x}}{1 + \frac{E_1 \left(\frac{C^2+1}{C^2-1} + \nu \right)}{E(1+\nu_1)}}. \quad (2.2)$$

В промежутке $0 \leq x \leq \infty$ нагрузка P_1 может принимать значения $0 \leq P_1 \leq \gamma H$, 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 $U_\infty - U_x \approx 0,05 U_\infty$, легко определить, что $\alpha \approx 0,1$. Тогда

$$P_1 = \frac{\gamma H l^{-0,1x}}{1 + \frac{E_1}{E(1+\nu_1)} \left(\frac{C^2+1}{C^2-1} + \nu \right)}. \quad (2.3)$$

х) 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 $\sigma_{\text{п}}$, то требуемое сопротивление крепи должно быть не меньше

$$P_1 = \gamma H - \sigma_{\text{п}} \quad (P_0 = 0).$$

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

$$P_1 = \gamma H \quad (P_0 = 0). \quad (2.4)$$

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^{х)} упругого состояния массива, окружающего выработку, т.е. при

$$K_k \cdot \gamma H \ll \sigma_y, \quad (2.5)$$

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

$$P_0 = 0. \quad (2.6)$$

б) при условии, если

$$\sigma_y < K_k \gamma H \leq \sigma_{\text{п}}. \quad (2.7)$$

где $\sigma_{\text{п}}$ - 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

$$v \leq 0,3.$$

Следовательно, расчетная нагрузка $P_0 = P'_{0 \text{ max}}$ будет равна (в запас)

$$P_0 = P'_0 (1 + 3v) \approx 10 \text{ т/м}^2.$$

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

в) в случае, когда

$$\sigma_n < K_k \gamma H < \sigma_n^i,$$

где σ_n^i — 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

$$P_o^i = 10 \text{ т/м}^2,$$

соответственно,

$$P_o \approx 40 \text{ т/м}^2.$$

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 соотрягающихся 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^{х)} 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-

х) 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		
	Крепль без обратного свода	Замкнутые криволинейные крепи	
		Устойчивые породы	Породы средней устойчивости
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

приятней 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, м ²	Размер зоны ^{х)} интенсивных смещений по- род (м) поза- ди забоя вы- работок, про- ходимых		Средние величины относительных сме- щений пород по контуру сечения вы- работки в черне зоны интенсивных сме- щений, мм			
	по устойчи- вым породам	по неустой- чивым по- родам	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

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

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. К р у п е н и к о в Г.А. и др. Взаимодействие мас-
сивов горных пород с крепью вертикальных выработок. М.,
"Недра", 1966.

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

3. Н а с о ч о в Л.Н. Механика горных пород и крепле-
ние горных выработок. М., "Недра", 1969.

4. Л и б е р м а н Ю.М. Давление на крепь капитальных
выработок. М., "Наука", 1969.

5. Г л у ш к о В.Т. Проявления горного давления в глу-
боких шахтах. Киев, "Наукова думка", 1971.

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

7. М а к с и м о в А.П. Выдавливание горных пород и
устойчивость подземных выработок. М., Госгортехиздат, 1963.

8. Д а в ы д о в и ч И.Л. Основные положения по выбо-
ру и расчету параметров крепи капитальных выработок глубоких
шахт Донбасса. Изд. ВНИМИ, Л., 1969.

9. Указания по прогнозированию проявлений горного давле-
ния и выбору расчетных параметров крепи капитальных вырабо-
ток на глубоких горизонтах шахт Донбасса. Изд. ВНИМИ, Л., 1970

РАЗДЕЛ 3

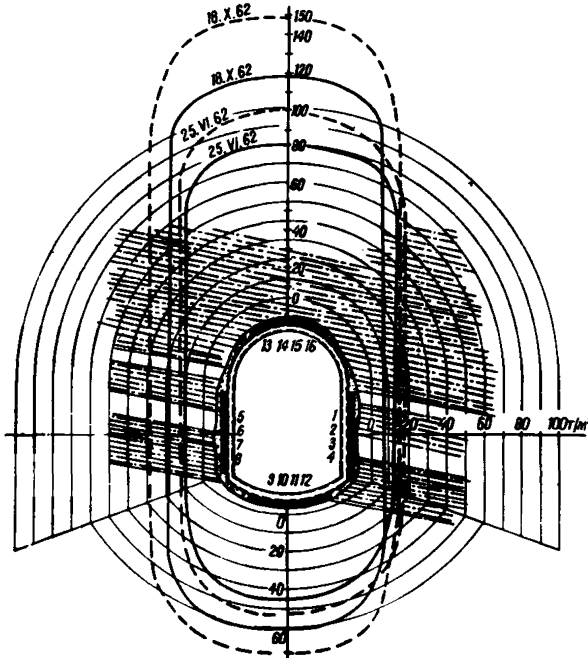
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КРЕПИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КАПИТАЛЬНЫХ ВЫРАБОТОК НА ЭВМ "НАИРИ"

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.

Пример 1. Расчет крепи на участке замерной станции № 2 на шахте "Щегловка-Глубокая", гор. 915 м.

Замерная станция оборудована в однопутевой обгонной выработке сечением $6,5 \text{ м}^2$. Крезь железобетонная толщина $d=0,26 \text{ м}$ с жесткой арматурой в виде двутавровых рам (двутавр № 20, ст. 3) с шагом $0,25 \text{ м}$ ($n=4$). Бетон М200. В районе замерной станции кровля и частично бока обгонной выработки представлены песчанистым сланцем ($E_n=2,71 \cdot 10^8 \text{ т/м}^2$, $\nu_n=0,39$), в почве залегают глинистые сланцы ($E_n=1,35 \cdot 10^8 \text{ т/м}^2$, $\nu_n=0,33$). 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 со-ответствующие 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/м ²)	$J_{n,m}$ (м ⁴)	$F_{n,m}$ (м ²)
I	I	I	0,75	3470000	0,00145	0,26
	2	I	0,75	3470000	0,00145	0,26
	3	I	0,75	3470000	0,00145	0,26
	4	I	0,85	3470000	0,00145	0,26
II	I	I	0,52	3470000	0,00145	0,26
	2	I	0,52	3470000	0,00145	0,26
	3	I	0,52	3470000	0,00145	0,26
	4	I	0,85	3470000	0,00145	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	61	-22,5	-35,5	22200	76	-30
	2	17,5	20	-10	-11,5	22200	44	-60
	3	0	0	-12	-16	23600	15	-80
	4	0	0	-6,5	-8,5	41500	0	-90
II	0	11,6	15,5	0	0	0		180
	I	23	30	5,3	-7	9300	83	168
	2	19	25,6	92	-12,5	9300	70	155
	3	7,2	8,2	-12	-15	12100	59	90
	4	0	0	-6,5	-8,5	44500	0	90

$$\bar{K}_{02}^x = 0 \quad ; \quad \bar{K}_{02}^y = 0$$

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.У1 и 18.Х 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 1Х (табл.17 и 18) "Методического руководства".

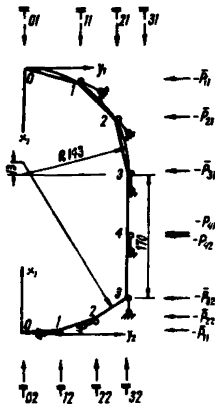


Рис.3.2. Расчетная схема крепи на замерной станции № 2

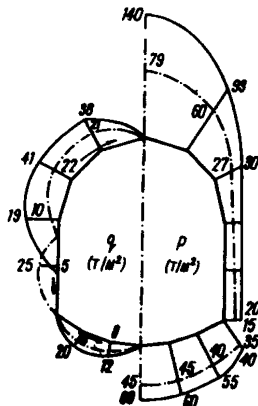


Рис.3.3. Эпюра распределения нормальных (заданных нагрузок p и касательных (полученных в результате расчета q) нагрузок на крепь замерной станции № 2

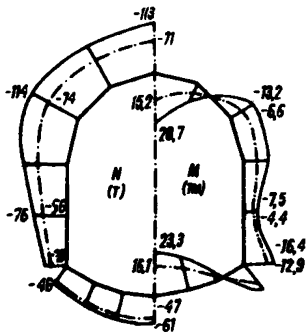


Рис.3.4. Эпюра изгибающих моментов M и нормальных сил N в крепи замерной станции № 2

Таблица 3.2

Решение системы

$$\begin{aligned}x_1 &= 0,00349146 \\x_2 &= 112,56319904 \\x_3 &= 28,73244571 \\x_4 &= 0,00359514 \\x_5 &= 60,57204675 \\x_6 &= 23,26377058\end{aligned}$$

U	V	γ	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

Таблица 3.3

Решение системы

$$\begin{aligned}x_1 &= 0,00193637 \\x_2 &= 71,35111141 \\x_3 &= 15,17629146 \\x_4 &= 0,00248354 \\x_5 &= 47,14178419 \\x_6 &= 16,12942314\end{aligned}$$

U	V	γ	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

Результаты проверки приведены ниже:

Узел 01

I вариант

е. 21,4 $x = 13,4$ см
н 4 $N_{01} = 71351$ кг
r 16 $N = 83022$ кг

II вариант

е. 25,4 $x = 12,3$
н 4 $N_{01} = 112563$ кг
r 16 $N = 69623,9$ кг

Узел 02

I вариант

е. 34,3 $N_{02} = 47141$ кг
н 4 $N = 50771$ кг
r 16
x 10,8 см

II вариант

е. 38 $N_{02} = 60572$ кг
н 4 $N = 45590$ кг
r 16
x 10,4 см

Узел 31

II вариант

е. 11,5 $x = 15,6$ см
н 4
r 10

$N_{31} = 92144$ кг
 $N = 142906$ кг

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.

П р и м е р 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 м². 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, $E_n = 3,77 \cdot 10^6$ т/м², $\nu_n = 0,18$. Забутовка в своде и боках 0,15 м. Результаты замера нагрузок на момент 8.V.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 М и нормальных сил N (рис.3.8). Проверка прочности сечений производится по разделу IX Методического руководства.

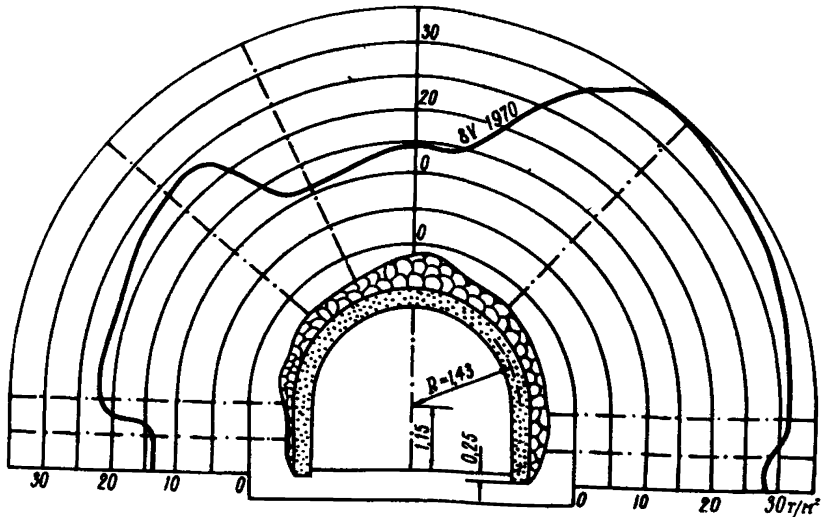


Рис.3.5. Эпюра распределения нагрузок на крепь замерной станции № 4 шахты № 1-5 "Кочегарка", гор.970 м

У з е л 01

$$d = 17 \text{ см}, \quad e_0 = \frac{4.17 \cdot 10^5}{33 \cdot 10^3} = 12,6 \text{ см}, \quad \frac{e_0}{d} = 0,74;$$

$m_p R_u = 72 \text{ кг/см}^2$. По номограмме (рис.21) находим

$$\frac{N}{m_p R_u} = 550,$$

тогда предельная нормальная сила

$$N = 550 \cdot 72 = 39600 \text{ кг} > N_{01} = 33000 \text{ кг}.$$

У з е л 22

$$d = 20 \text{ см}, \quad e_0 = \frac{8.86 \cdot 10^5}{36 \cdot 10^3} = 24 \text{ см}, \quad \frac{e_0}{d} = 1,2, \quad m_p R_u = 72 \text{ кг/см}^2.$$

По номограмме (рис.21) находим

$$\frac{N}{m_p R_u} = 480,$$

допустимая нормальная сила

$$N = 480 \cdot 72 = 34600 \text{ кг} < N_{22} = 36000 \text{ кг}.$$

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/м ²)	$J_{n,m}$ (м ⁴)	$F_{n,m}$ (м ³)
I	I	I	0,45	2650000	0,0004I	0,17
	2	I	0,45	2650000	0,0004I	0,17
	3	I	0,45	2650000	0,0004I	0,17
	4	I	0,45	2650000	0,0004I	0,17
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	0,17

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	15500	80	-18
	2	11,8	-8,9	15500	63	-35
	3	8,7	-12,6	15500	45	-55
	4	4	-7	7800	27	-73
II	0	4,9	0	9100		180
	I	10,5	0	19500	90	180
	2	12	0	20800	90	180
	3	13,2	0	22000	90	175
	4	7	0	7800	80	163

$$\bar{K}_{02}^x = -33600 \text{ Т/м}$$

$$\bar{K}_{02}^y = -336000 \text{ Т/м}$$

Таблица 3.5

Решение системы

$x_1 = -0,00175629$

$x_2 = 33,42057943$

$x_3 = -4,17021024$

$x_4 = 0,00065602$

$x_5 = -0,00057615$

$x_6 = -0,00365658$

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

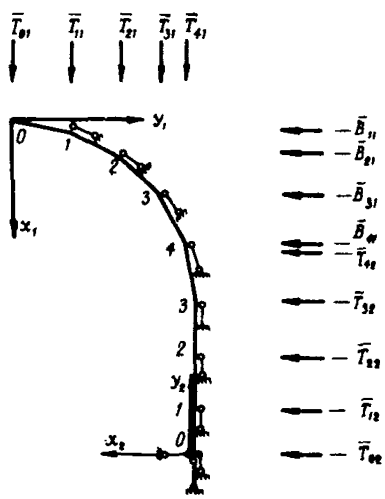


Рис. 3.6. Расчетная схема крели на замерной станции 4

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

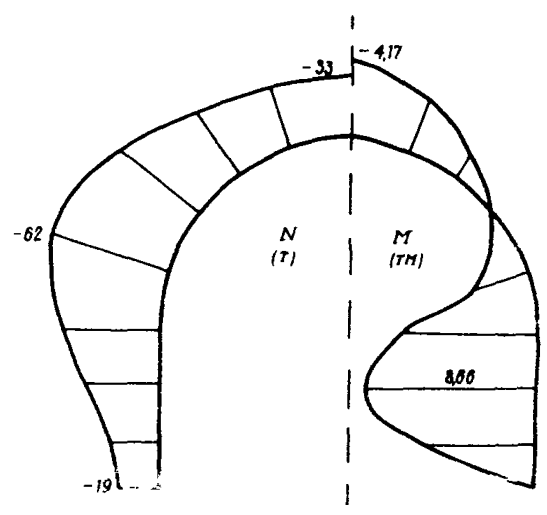
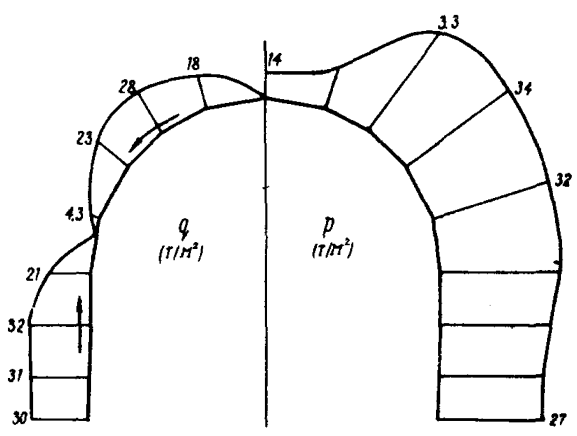


Рис. 3.8. Эпюра изгибающих моментов M и нормальных сил N в крели замерной станции № 4

Пример 3. Определение несущей способности сборной 4-блочной крепи^{х)}.

Крепь расположена в породах со следующими характеристиками: $E_n = 0,5 \cdot 10^5 \text{ т/м}^2$, $\nu_n = 0,25$. Геометрические характеристики крепи приведены на рис.3.9. Расчет производится на единичную вертикальную нагрузку $p = 1,000 \text{ т/м}^2$.

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.

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 (M) и нормальных сил (N) для монолитной и сборной крепи

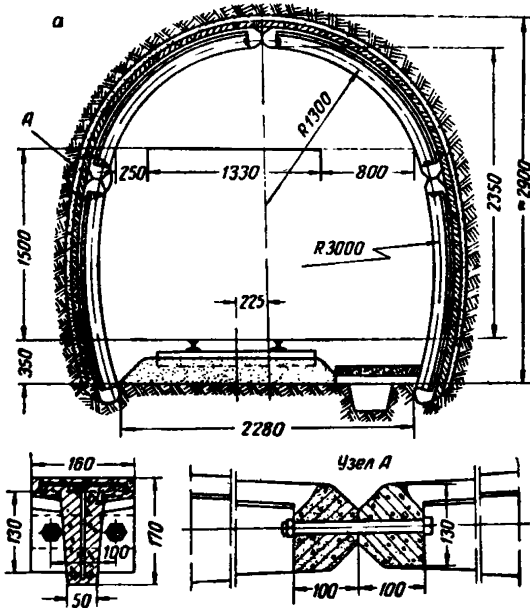


Рис.3.9. Геометрические характеристики 4-х блочной крепи

(рис.3.11).

Проверка прочности производится для наиболее опасных сечений:

для монолитной крепи это узел 01:

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

для шарнирной крепи - узел 31:

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

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.

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

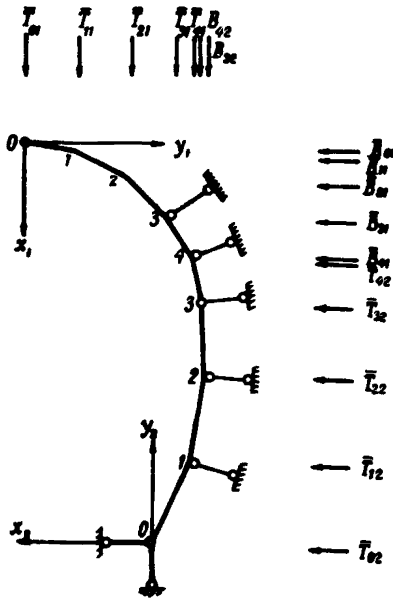


Рис.3.10. Расчетная схема 4-х блочной крепи

Для расчета монолитной крепи принимаем следующие характеристики сечений: $b_n = 16$ см, $b = 5,5$ см, $h = 17$ см, $h_n = 5$ см, $h_0 = 16$ см, $n = 4$. Сжатая арматура $4 \phi 10 F_a' = 2,54$ см², растянутая арматура $2 \phi 10 F_a = 1,27$ см². Бетон М300, $R_u = 160$ кг/см²; сталь А-III, $R_a = 3400$ кг/см², $m_a = 0,8$.

Для расчета шарнирной крепи: $b = 5,5$ см, $h = 17$ см, $n = 4$, $F_a = 1,27$ см², $F_a' = 2,54$ см². Проверка прочности монолитной крепи:

$$x = 0,55$$

$$N \leq \frac{n}{e} \left\{ \left[(b_n - b) \left(h_0 - \frac{h_n}{2} \right) h_n + 0,56 h_0^2 \right] 0,8 R_u + m_a R_a F_a' (h_0 - a') \right\};$$

$$e = e_0 + y - a \quad e = 23,3 \text{ см}$$

$$y = h - \frac{b_n h_n^2 + b (h - h_n) \left(h + \frac{h_n}{2} \right)}{2 [b_n h_n + b (h - h_n)]}$$

$$y = 11,2 \text{ см}$$

$$N \leq 48,6 \text{ т}$$

По расчету на нагрузку $p = 1000$ т/м² величина нормальной силы составляет $N = 700$ т, следовательно, расчетная нагрузка

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

$$= 70 \text{ т/м}^2.$$

Проверка прочности шарнирной крепи:

$$x > 0,55h$$

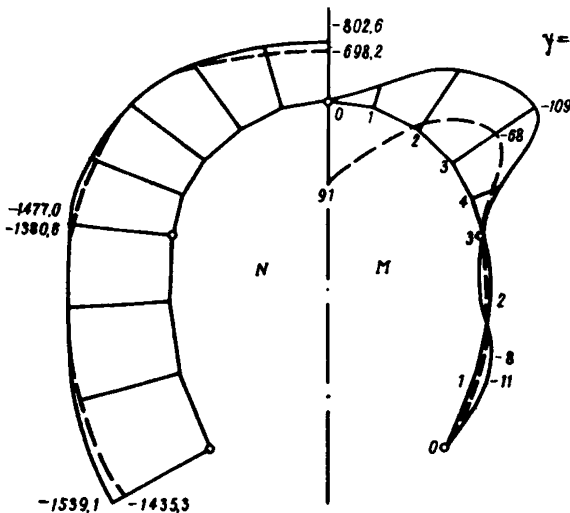


Рис.3.11. Эпюры изгибающих моментов (M) и нормальных сил (N) в монолитной и сборной крепи. ---- монолитная крепь; ——— 4-х блочная крепь

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

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

$$N \leq 36 \text{ т}$$

Таблица 3.6

Номер системы координат	Номера элементов	Z _{n,m}	l _{n,m} (м)	E _{n,m} (Т/м ²)	J _{n,m} (м ⁴)	F _{n,m} (м ²)
I	1	I	0,38	2 500 000	0,000144	0,0584
	2	I	0,38	2 500 000	0,000144	0,0584
	3	I	0,38	2 500 000	0,000144	0,0584
	4	I	0,38	2 500 000	0,000144	0,0584
II	1	I	0,64	2 500 000	0,000144	0,0584
	2	I	0,62	2 500 000	0,000144	0,0584
	3	0	0,53	2 500 000	0,000144	0,0584
	4	I	0,38	2 500 000	0,000144	0,0584

Номер системы координат	Номера узлов	T̄ _{n,m} (Т)	B̄ _{n,m} (Т)	K̄ _{n,m} (Т/м)	α _{n,m} (град)	γ _{n,m} (град)
I	0	190	0	0		90
	1	360	0	0	81	90
	2	310	0	0	64	56
	3	240	0	5700	47	40
	4	100	0	5700	31	24
II	0	0	0	9600		90
	1	0	0	18800	107	100
	2	0	-30	17200	95	88
	3	0	-90	13600	82	83
	4	0	-60	5700	71	66

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

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

По расчету на нагрузку 1000 т/м² величина нормальной силы составляет N₃₁ = 1336 т, следовательно, расчетная нагрузка на шарнирную крепь

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

Таблица 3.7

Решение системы

$$\begin{aligned}x_1 &= 0,16788058 \\x_2 &= 698,20017242 \\x_3 &= 91,64054489 \\x_4 &= 0,02212994 \\x_5 &= -0,05741526 \\x_6 &= 0,04642534\end{aligned}$$

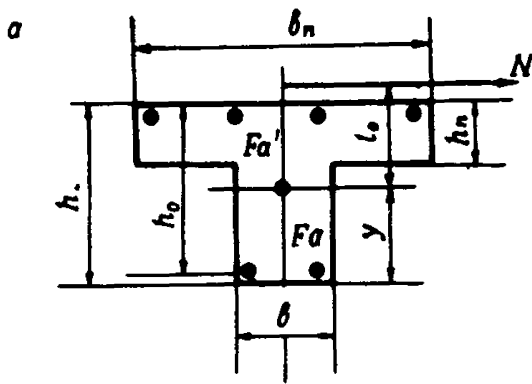
U	V	φ	N	R	M
0,167	0,000	0,000	- 698,200	0,000	91,6405
0,151	0,000	0,081	- 775,643	0,000	61,834
0,115	0,015	0,108	-1004,537	0,000	- 9,707
0,088	0,037	0,067	-1260,829	0,000	-67,768
0,078	0,046	0,002	-1380,617	-62,221	-55,633
0,022	-0,057	0,046	-1435,381	212,447	0,000
-0,002	-0,071	0,038	-1496,889	-286,905	- 8,534
-0,023	-0,080	0,030	-1462,071	-348,577	- 0,870
-0,039	-0,083	0,028	-1368,541	-394,002	- 2,555
-0,046	-0,084	-0,002	-1367,356	- 48,465	-55,633

Таблица 3.8

Решение системы

$$\begin{aligned}x_1 &= 0,2579073 \\x_2 &= 802,62683105 \\x_3 &= 0,21457019 \\x_4 &= 0,02256846 \\x_5 &= -0,05908179 \\x_6 &= 0,04686642\end{aligned}$$

U	V	φ	N	R	M
0,257	0,000	0,214	-802,626	0,000	0,000
0,178	0,010	0,202	-878,784	0,000	-23,598
0,116	0,038	0,148	-1098,395	0,000	-77,744
0,085	0,062	0,050	-1337,202	41,033	-108,742
0,081	0,061	-0,032	-1419,489	-131,912	- 47,193
0,022	-0,059	0,046	-1477,044	216,657	0,000
-0,002	-0,073	0,036	-1539,193	-279,718	- 11,177
-0,021	-0,081	0,030	-1503,683	-313,231	3,874
-0,043	-0,084	0,057	-1402,711	-441,158	0,000
-0,061	-0,081	0,032	-1392,723	-131,889	-47,193



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

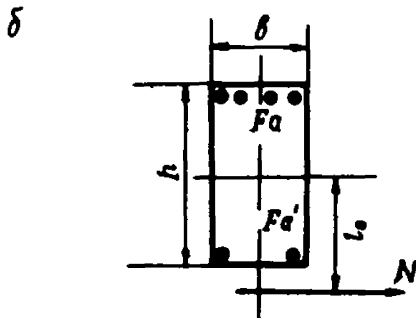


Рис.3.12. Геометрические характеристики расчетных сечений: а-тавровое сечение; б-прямоугольное сечение

РАЗДЕЛ 4

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КРЕПИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШАХТНЫХ СТВОЛОВ

Однослойная бетонная крепь х)⁻

Пример 1. По заданной нагрузке $p_0 = 35 \text{ т/м}^2$, $p_2 = 2 \text{ т/м}^2$ определить толщину монолитной бетонной крепи (бетон М200, $R_u = 900 \text{ т/м}^2$), 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 $\rho p_0 + 2 p_2 = 1,5 \cdot 35 + 4 = 56,5 \text{ т/м}^2$,
 $m_p R_u = 0,8 \cdot 900 = 720 \text{ т/м}^2$.

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

Прикладывая линейку так, чтобы она соединяла точки $m_p R_u = 720 \text{ т/м}^2$ и $\rho p_0 + 2 p_2 = 56,5 \text{ т/м}^2$, 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 толщину определить из какого материала следует изготавливать крепь (однослойную), радиус ствола в свету 285 см.

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

Величина

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

По величинам

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

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

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 $d = 30 \text{ см}$ ($c = \frac{R_1 + d}{R_1} = 1,105$). Материал крепи бетон М200, $\rho = 1,5$, $m_p = 0,8$.

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

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

$$\rho p_0 + 2p_2 = 61 \text{ т/м}^2.$$

Для построения паспорта несущей способности крепи на осях p_0 и p_2 откладываются их предельные значения:

при $p_0 = 0$ $p_2 = 30,5 \text{ т/м}^2$;

при $p_2 = 0$ $p_0 = 40,7 \text{ т/м}^2$.

Полученные точки соединяются (рис.4.1).

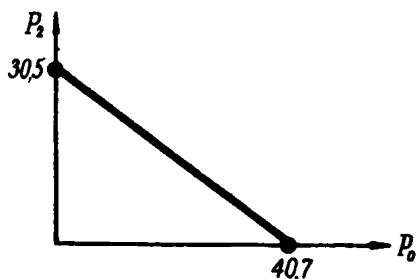


Рис.4.1. Паспорт несущей способности

Д в у х с л о й н а я к о м б и н и р о в а н н а я
к р е к ь с о с т о я щ а я и з ч у г у н н ы х
т ю б и н г о в с б е т о н н ы м з а п о л н е н и е м
з а т ю б и н г о в о г о п р о с т а н с т в а

П р и м е р 4. Для ствола радиусом в свету 375 см подобрать тубинги и определить толщину бетонного заполнения при нагрузках со стороны породы $p_0 = 50 \text{ т/м}^2$, $p_2 = 5 \text{ т/м}^2$. Через бетонный слой фильтруется вода под давлением $p_f = 70 \text{ т/м}^2$.

В соответствии с п.57 Методического руководства

$$\bar{p}_0 = p_0 + \frac{0,95}{\rho} p_f = 50 + \frac{0,95 \cdot 70}{1,5} = 94,3 \text{ т/м}^2.$$

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

$$\frac{\rho \bar{p}_0}{m_p R_u} = \frac{1,5 \cdot 94,3}{0,8 \cdot 6000} = 0,03,$$

$$\frac{p_2}{m_p R_u} = \frac{5}{0,8 \cdot 6000} = 0,001.$$

По номограмме, приведенной на рис.14 Методического руководства, соединяя точки $\frac{\rho \bar{p}_0}{m_p R_u} = 0,03$ и $\frac{p_2}{m_p R_u} = 0,001$, получим множество значений $\frac{F}{R}$ чугунных тубингов и относительной толщины бетонного заполнения m_2

Например, для тубингов 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, $R_u = 1400 \text{ т/м}^2$.

Нагрузка на крепь:

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

Согласно п.64в Методического руководства

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

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

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

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

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

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

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

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.

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

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

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

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

По формулам (84) Методического руководства найдем

$$\begin{aligned} p_0 &= \frac{m_p R_u}{\rho} \left\{ [(-4060 m_1 - 2,7) m_2 + 1091 m_1 + 4,84] m_3 + \right. \\ &+ (21,6 m_1 + 0,695) m_2 + 8,97 m_1 + 0,007 \left. \right\} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 1400}{1,5} \quad (-4060 \cdot 0,01 - 2,7) \cdot 0,13 + 1091 \cdot 0,01 + 4,84 \cdot 0,009 + \\ &+ (21,6 \cdot 0,01 + 0,695) \cdot 0,13 + 8,97 \cdot 0,01 + 0,007 = 228,5 \text{ т/м}^2, \\ p_2 &= m_p R_u \left\{ [(8160 m_1 - 48,4) m_2 - 688 m_1 + 7,56] m_3 + \right. \\ &+ (-40,8 m_1 + 0,584) m_2 + 2,045 m_1 - 0,0104 \left. \right\} = 0,8 \cdot 1400 \\ &\left\{ [(8160 \cdot 0,01 - 48,4) \cdot 0,13 - 688 \cdot 0,01 + 7,56] \cdot 0,009 + (-40,8 \cdot 0,01 + \right. \\ &+ 0,584) \cdot 0,13 + 2,045 \cdot 0,01 - 0,0104 \left. \right\} = 87 \text{ т/см}^2. \end{aligned}$$

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

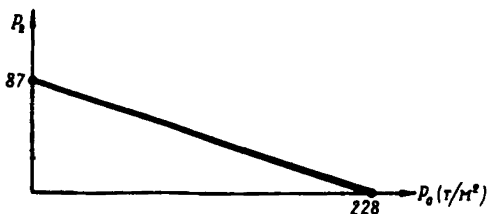


Рис.4.2. Паспорт несущей способности

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.

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

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 ($j = 1, 2, \dots, n$);

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

$r_{n,m}$ - 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 $r_{n,m}^{\text{лев}}$ и $r_{n,m}^{\text{прав}}$ (см. матрицы $r_{n,m}^{\text{лев}}$ и $r_{n,m}^{\text{прав}}$).

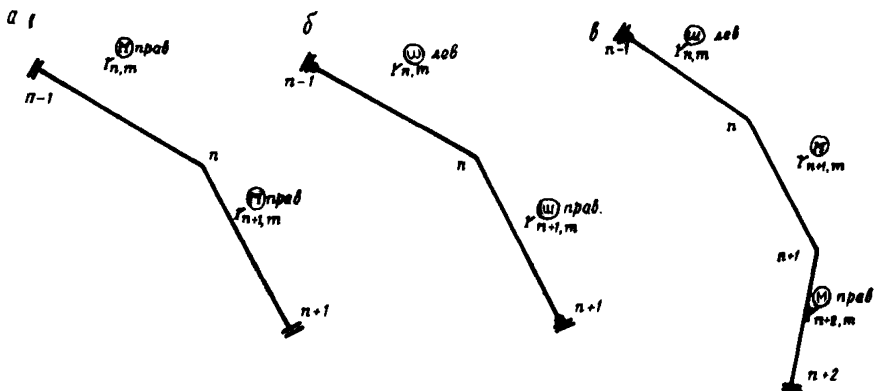


Рис. 5.1. Обозначение матриц коэффициентов влияния:
 а - шарнирная крепь со связями растяжения в стыках;
 б - шарнирная крепь без связей растяжения в стыках;
 в - комбинированная крепь

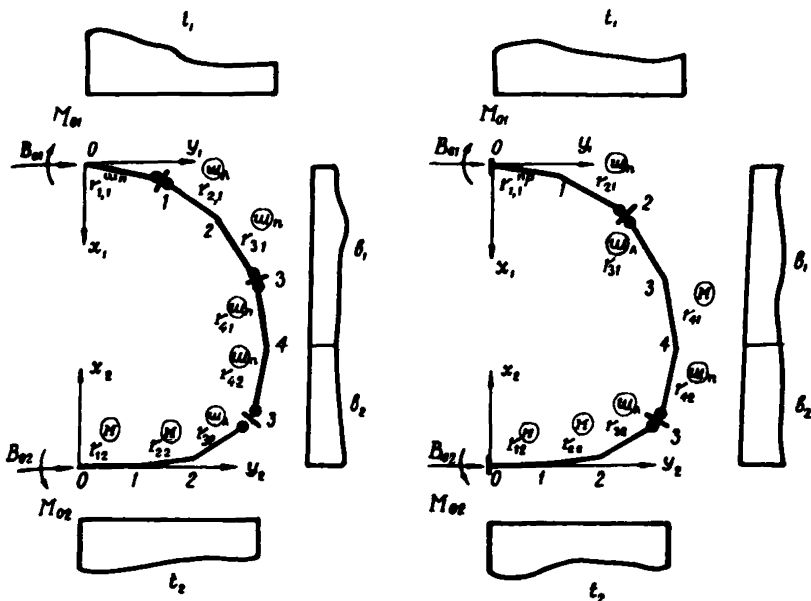


Рис. 5.2. Расчетные схемы сборной крепь с различными типами стыков

Матрица $\textcircled{\text{л}}_{r_n}$

	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 $\textcircled{\text{л}}_{r_{n,m}}$

	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 $\textcircled{\text{л}}_{r_n}$ 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 $\textcircled{\text{л}}_{r_{n,m}}$ прав.

	U_{n-1}	V_{n-1}	φ_{n-1}	T_{n-1}	B_{n-1}	M_{n-1}
U_n	1	0	$\frac{-(l+\delta) \sin \alpha_n}{\times \sin \alpha_n}$	$A' \sin^2 \alpha_n - B' \cos^2 \alpha_n$	$-\sin \alpha_n \cos \alpha_n (A'+B')$	$-D' \sin \alpha_n$
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 $r_{n,m}^{(3)}$ введены следующие обозначения:

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{l^3 + k\delta^3 + 3kl\delta^2}{6EJ}; & B &= \frac{l + k\delta}{EJ}; \\
 C &= \frac{l^2 + k\delta^2}{2EJ}; & D &= \frac{k\delta^2 + 2k\delta l}{2EJ}; \\
 G &= \frac{l}{EJ}; & K &= \frac{l^3 + k\delta^3 + 3\delta l^2}{6EJ}; \\
 L &= \frac{k\delta}{EJ}; & N &= \frac{l^2 + 2\delta l}{2EJ}.
 \end{aligned} \tag{5.3}$$

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 $r_{n,m}^{(3) \text{ прав}}$ (см. матрицу $r_{n,m}^{(3) \text{ прав}}$). В матрице $r_{n,m}^{(3) \text{ прав}}$ введены следующие обозначения:

$$\begin{aligned}
 A' &= A + \frac{\delta l^2}{2EJ}; & D' &= \frac{l^2 + \delta^2 k + 2\delta l}{2EJ}; \\
 C' &= C + \frac{\delta l}{EJ}; & L' &= L + G.
 \end{aligned} \tag{5.4}$$

в) при расположении концов отрезка на монолитных участках и при отсутствии прокладок в стыках (рис.5.1,в) используется матрица $r_{n,m}^{(3)}$ (см. матрицу $r_{n,m}^{(3)}$). В матрице $r_{n,m}^{(3)}$ введены следующие обозначения:

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

6. При расчете замкнутой крепи и расположении начала координат на монолитном участке в I 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,

$$P_{01} = \begin{Bmatrix} U_{01} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ B_{01} \\ M_{01} \end{Bmatrix}; \quad P_{02} = \begin{Bmatrix} U_{02} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ B_{02} \\ M_{02} \end{Bmatrix} \tag{5.6}$$

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

$$P_{01} = \begin{vmatrix} U_{01} \\ 0 \\ \varphi_{01} \\ 0 \\ B_{01} \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix}; \quad P_{02} = \begin{vmatrix} U_{02} \\ 0 \\ \varphi_{02} \\ 0 \\ B_{02} \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix} \quad (5.7)$$

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

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

и 3-х уравнений равновесия:

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

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

$$\begin{aligned} U_n &= 0 \\ \varphi_n &= 0 \\ B_n &= 0 \end{aligned} \quad (5.10)$$

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 определяют 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

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

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

$$p = p_0 + p_2 \cos 2\theta. \quad (5.12)$$

При условии симметрии крени 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-

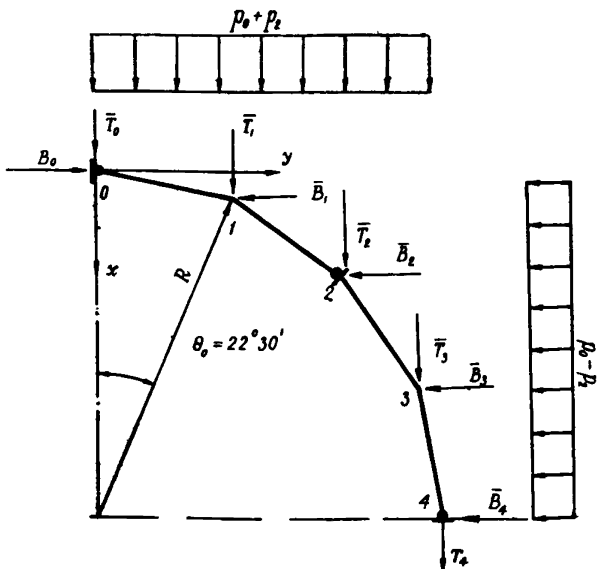


Рис.5.3. Расчетная схема восьмилочной кольцевой крени

чальных параметров имеет вид

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

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	ψ ₀	B ₀	
1	U ₄ = 0	1	a ₁₃	a ₁₅	ΣΠ ₄ ^U
2	ψ ₄ = 0	0	1	a ₃₅	ΣΠ ₄ ^ψ
3	B ₄ = 0	0	0	1	ΣΠ ₄ ^B

Таблица 5.2

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

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

$$r_1 = \begin{pmatrix} I & 0 & -0,981i & 0,962A - 0,038B & -0,191(A+B) & -0,981D \\ 0 & I & 0,195i & -0,191(A+B) & 0,038A - 0,962B & 0,195D \\ 0 & 0 & I & -0,981C & 0,195C & L \\ 0 & 0 & 0 & I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & I & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -0,981i & 0,195i & 0 \end{pmatrix}$$

$$r_2 = \begin{pmatrix} I & 0 & -0,831i & 0,69K - 0,308B & -0,46(K+B) & -0,831N \\ 0 & I & 0,555i & -0,46(K+B) & 0,308B - 0,69K & 0,555N \\ 0 & 0 & I & -0,831C & 0,555C & e \\ 0 & 0 & 0 & I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & I & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -0,831i & 0,555i & 0 \end{pmatrix}$$

$$\begin{array}{l}
 \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|}
 \hline
 I & 0 & -0,555I & 0,308A-0,69B & -0,46 (A+B) & -0,555D \\
 \hline
 0 & I & 0,83II & -0,46 (A+B) & 0,69A-0,308B & 0,83ID \\
 \hline
 0 & 0 & I & -0,555C & 0,83IC & L \\
 \hline
 0 & 0 & 0 & I & 0 & 0 \\
 \hline
 0 & 0 & 0 & 0 & I & 0 \\
 \hline
 0 & 0 & 0 & -0,555I & 0,83II & 0 \\
 \hline
 \end{array} \\
 \\
 \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|}
 \hline
 I & 0 & -0,195I & 0,038K-0,962B & -0,19I (K+B) & -0,195N \\
 \hline
 0 & I & 0,98II & -0,19I (K+B) & 0,962K-0,038B & 0,985N \\
 \hline
 0 & 0 & I & -0,195C & 0,98IC & G \\
 \hline
 0 & 0 & 0 & I & 0 & 0 \\
 \hline
 0 & 0 & 0 & 0 & I & 0 \\
 \hline
 0 & 0 & 0 & -0,195I & 0,98II & 0 \\
 \hline
 \end{array}
 \end{array}$$

По формуле (5.1.) определим

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

где

$$P_4 = \begin{array}{|c|} \hline U_4 \\ \hline V_4 \\ \hline \varphi_4 \\ \hline T_4 \\ \hline B_4 \\ \hline M_4 \\ \hline \end{array}; \quad \bar{P}_n = \begin{array}{|c|} \hline 0 \\ \hline 0 \\ \hline 0 \\ \hline \bar{I}_n \\ \hline \bar{B}_n \\ \hline 0 \\ \hline \end{array};$$

$$\begin{array}{l}
 \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|}
 \hline
 I & 0 & -0,75I & 0,308A-I,65B + \\
 & & & 0,038K + \\
 & & & 0,108I (C+N) \\
 \hline
 0 & I & I,8II & -0,46A-0,65B- \\
 & & & -0,19IK - \\
 & & & -0,545I (C+N) \\
 \hline
 0 & 0 & I & -0,75C-0,555IG \\
 \hline
 0 & 0 & 0 & I \\
 \hline
 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \hline
 0 & 0 & 0 & -0,195I \\
 \hline
 \end{array} \\
 \\
 \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|}
 \hline
 & & & -0,46A-0,65B- \\
 & & & -0,19IK - \\
 & & & -0,162I (C+N) \\
 \hline
 & & & 0,69A-0,346B+ \\
 & & & +0,962K+ \\
 & & & +0,815I (C+N) \\
 \hline
 & & & I,8IC+0,83IIIG \\
 \hline
 & & & 0 \\
 \hline
 & & & I \\
 \hline
 & & & 0,98II \\
 \hline
 \end{array} \\
 \\
 \begin{array}{|c|c|c|}
 \hline
 & & -0,555D - \\
 \hline
 & & 0,83ID + \\
 \hline
 & & L \\
 \hline
 & & 0 \\
 \hline
 & & 0 \\
 \hline
 & & 0 \\
 \hline
 \end{array}
 \end{array}$$

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 $\Sigma \Pi_4^V$, $\Sigma \Pi_4^G$ и $\Sigma \Pi_4^B$. Приведем окончательный вид свободных членов:

$$\Sigma \Pi_4^V = p_0 R (0,643A - 1,19B + 0,643K + 0,873IC + 0,319IN + 0,3I^2D + 0,107I^2LL + 0,144I^2G) + p_2 R (0,377A - 0,721B + 0,348K + 0,695IC + 0,226IN + 0,24I^2D + 0,084I^2LL + 0,144I^2G); \quad (5.14)$$

$$\Sigma \Pi_4^G = -p_0 R (2,52C + IG + 0,547I^2L) - p_2 R (0,884C + 0,532IG + 0,434I^2L);$$

$$\Sigma \Pi_4^B = -0,986 p_0 R + 0,348 p_2 R.$$

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, 58I	0, 308A-I, 96B+0, 73K+0, 732 l C+ +0, 108lN +0, 46δD +0, 162δlL	-0, 46A-I, IIB-0, 65K-0, 577 l C- -0, 162lN -0, 308δD -0, 108δlL	-0, 83IN - -0, 75lG
	0	I	2, 37I	-0, 46A-I, IIB-0, 65K-2, 05lC - -0, 545lN -0, 69δD -0, 815δlL	0, 69A-I, 04B-I, 27K+I, 82 l C + +0, 815lN +0, 46δD +0, 545δlL	0, 555N + +I, 82lG
	0	0	I	-I, 58C-0, 555lG - 0, 83IδL	2, 37C+0, 83I lG + 0, 555δL	G
	0	0	0	I	0	0
	0	0	0	0	I	0
	0	0	0	-0, 195δ	0, 98Iδ	0
$r_4 r_3 r_2 r_1 =$	I	0	-2, 57I	I, 27A-2B+0, 73K+2, 28 l C+ +0, 923lN +0, 46δD +0, 162δlL + +0, 735lG	-0, 65A-I, 3B-0, 65K-0, 885 l C- -0, 324lN -0, 308δD - -0, 108δlL -0, 146lG	-0, 98ID - -I, 58lL
	0	I	2, 57I	-0, 65A-I, 3B-0, 65K-4, 37lC - -0, 69δD -0, 815δlL -I, 78lG	0, 73A-2B+I, 27K+2, 28 l C + +0, 923lN +0, 46δD + +0, 545δlL +0, 353lG	0, 195D + +2, 37lL
	0	0	I	-2, 56C-I, 54lG -0, 83IδL	2, 56C+I, 03lC + 0, 555δL	L
	0	0	0	I	0	0
	0	0	0	0	I	0
	0	0	0	-0, 195δ	0, 98Iδ	0

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

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

Проверкой правильности величины B_0 может быть условие

$$\Sigma \gamma = 0; \quad B_0 - \Sigma \bar{B}_n = 0$$

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

$$\Psi_0 = p_2 R (1,77C + 0,891G + 0,826\delta L), \quad (5.16)$$

и 1-е уравнение

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

После подстановки обозначений (5.3) получим

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

Далее определим рациональное 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)

$$\Sigma \Pi_4^V = p_0 R (0,718A + 0,6B + 1,25K + 2,25lC + 0,911lN + 0,454\delta D + 0,537\delta lL + 0,35l^2G) - p_2 R (0,318A + 0,407B + 0,162K + 1,57lC + 0,44lN + 0,361\delta D + 0,427\delta lL + 0,35l^2G)$$

Перемещение вдоль оси Y после подстановки обозначений будет

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

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:

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

Проверкой является условие $\Sigma x = 0$.

$$T_4 - \Sigma \bar{T}_n = 0 \quad (5.20)$$

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

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

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

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

$$r_2 r_1 = \begin{vmatrix} I & 0 & -1,81l & 0,962A - 0,346B + 0,69K + & -0,191A - 0,651B - 0,46K & -0,981D \\ & & & +0,815l(C+N) & -0,162l(C+N) & -0,831L \\ 0 & I & 0,75l & -0,191A - 0,651B - 0,46K - & 0,038A - 1,65B + 0,308K + & 0,195 + \\ & & & -0,545l(C+N) & +0,108l(C+N) & +0,555L \\ 0 & 0 & I & -1,81C - 0,981l\epsilon & 0,75C + 0,195l\epsilon & L \\ 0 & 0 & 0 & I & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & I & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -0,831\delta & 0,555\delta & 0 \end{vmatrix}$$

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

$$U_2 = U_0 - 1,81l\varphi_0 + B_0 a_{15} \Sigma \Pi_2; \quad (5.22)$$

$$V_2 = 0,75l\varphi_0 + B_0 a_{25} + \Sigma \Pi_2^V,$$

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 :

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

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

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

Изгибающие моменты и нормальные силы находятся из условия равновесия блоков:

для узла 1

$$M_1 = -0,1 p_2 R^2; \quad N_1 = -p_0 R + 0,3 p_2 R, \quad (5.24)$$

для узла 3

$$M_3 = 0,1 p_0 R^2; \quad N_3 = -p_0 R - 0,3 p_2 R. \quad (5.25)$$

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

$$e_0 < 0,225 d \quad (5.26)$$

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

для узла 1

$$p_0^0 < m_p R_u (0,55m + 0,37m^2). \quad (5.27)$$

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

для узла 3

$$p_0^{(3)} < p_0^{(1)} \quad p_0^{(3)} < m_p R_u (0,55m - 0,37m^2), \quad (5.28)$$

т.е. $p_0^{(3)} < p_0^{(1)}$ и опасным сечением является узел 3.

Условие (5.26) для узла 3 записывается в виде

$$p_2 < p_0 \frac{m}{0,445 - 0,3m} \quad (29)$$

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

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

$$p_0 < 0,8 m_p R_u m - p_2 \frac{0,2 + 0,3m}{m}; \quad (5.30)$$

б) при заданном расчетном сопротивлении бетона ($m_p R_u$), заданных нагрузках (p_0 и p_2) определяется относительная толщина креги

$$m > \frac{p_0 + 0,31p_2 + \sqrt{p_0(p_0 + 0,6p_2) + 0,64p_2 m_p R_u}}{1,6 m_p R_u}; \quad (5.31)$$

в) при заданных нагрузках (p_0 и p_2) и относительной толщине креги определяется требуемое расчетное сопротивление бетона

$$m_p R_u > \frac{1,25}{m} \left[p_0 + p_2 \frac{0,2 + 0,3m}{m} \right] \quad (5.32)$$

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 :

$$e_0 \geq 0,225d \quad (5.33)$$

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

для узла 1

$$p_0^{(1)} \geq m_p R_p (5m + 3,36m^2); \quad (5.34)$$

для узла 3

$$p_0^{(3)} \geq m_p R_p (5m - 3,36m^2), \quad (5.35)$$

т.е. $p_0^{(1)} > p_0^{(3)}$ и опасным сечением является узел 1.

Условие (5.33) для узла 1 записывается в виде

$$p_2 \geq p_0 \frac{m}{0,445 + 0,3m} \quad (5.36)$$

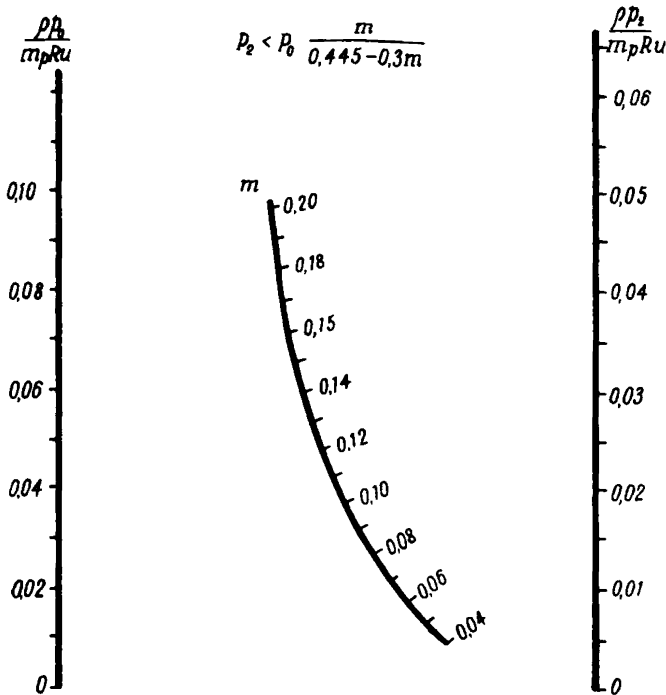


Рис.5.4. Номограмма для определения расчетных параметров восьмилочной крепи в случае малых эксцентриситетов

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

а) равномерная составляющая нагрузки

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

б) относительная толщина крепи:

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

в) расчетное сопротивление бетона

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

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.5.8).

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

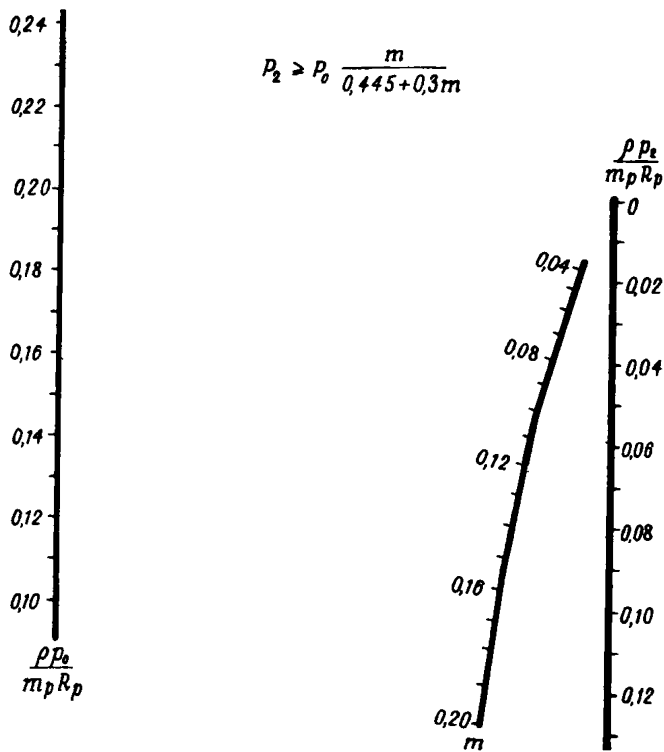


Рис.5.5. Номограмма для определения расчетных параметров восьмиблочной крепи в случае больших эксцентриситетов

точка 1 $\frac{P_{\max}^{(1)}}{m_p R_u} = \frac{P_{\min}^{(1)}}{m_p R_u} = 0,8m$;

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

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

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

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:

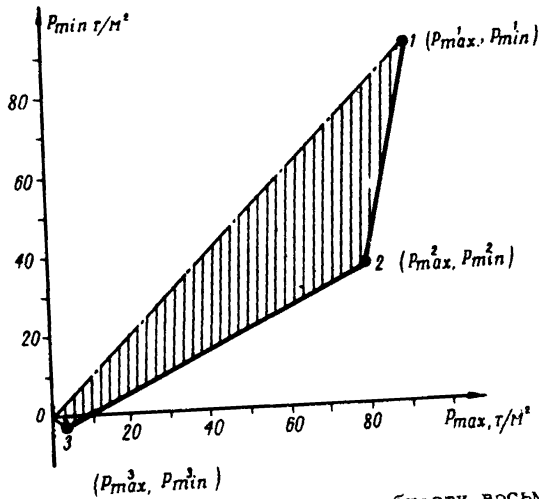


Рис.5.8. Паспорт несущей способности восьми-
 блочной крени (при $m_p R_u = 720 \text{ т/м}^2$, $m_p R_p = 51 \text{ т/м}^2$,
 $m = 0,16$)

$$P_{\max}^{(1)} = P_{\min}^{(1)} = \frac{P_{\max}}{m_p R_u} \cdot m_p R_u ;$$

$$P_{\max}^{(2)} = \frac{P_{\max}^{(2)}}{m_p R_u} \cdot m_p R_u ;$$

$$P_{\min}^{(2)} = \frac{P_{\min}^{(2)}}{m_p R_u} \cdot m_p R_u ;$$

$$P_{\max}^{(3)} = \frac{P_{\max}^{(3)}}{m_p R_p} \cdot m_p R_p ;$$

$$P_{\min}^{(3)} = - P_{\max}^{(3)} .$$

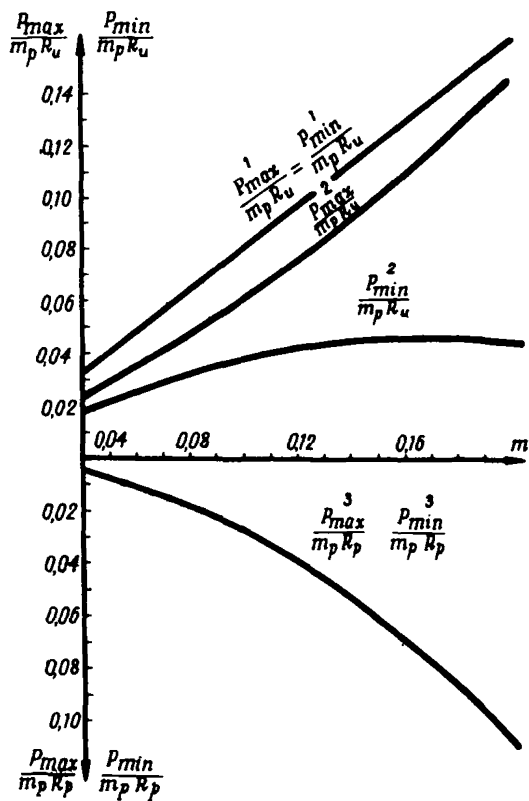


Рис.5.7. График определения координат характерных точек паспорта несущей способности крепи

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 "Напри"	19
Раздел 4. Примеры расчета крепи вертикальных шахтных стволов	33
Раздел 5. Расчет мелкоблочной замкнутой крепи прокладками в стыках	37