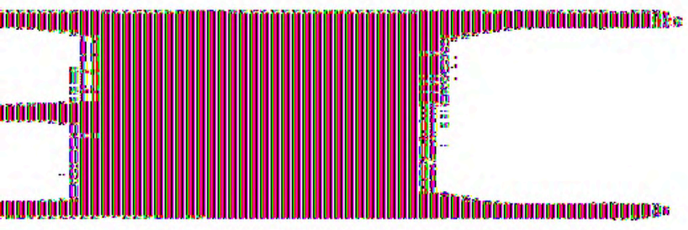
gosle-ecolog.ru



ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ГОРНОЙ ГЕОМЕХАНИКИ И МАРКШЕЙДЕРСКОГО ДЕЛА (ВНИМИ) МИНУГЛЕПРОМА СССР

ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ОРГАНИЗАЦИИ И МЕХАНИЗАЦИИ ШАХТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА (ВНИИОМШС) МИНУГЛЕПРОМА СССР

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПОДЗЕМНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК И РАСЧЕТУ КРЕПИ

МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1983

УДК 622.016.001.24

Рекомендовано к изданию решением Ученого совета ВНИМИ и ВНИИОМШС Минуглепрома СССР.

Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи/ВНИМИ, ВНИИОМШС Минуглепрома СССР. — М.: Стройиздат, 1983. — 272 с.

Составлено к главе СНиП II-94-80 «Подземные горные выработки» и содержит материалы, детализирующие эти нормы, а также примеры расчетов устойчивости пород выработки, величин их смещений, нагрузок на крепь и параметров крепи.

Для инженерно-технических работников проектных, научно-исследовательских и производственных организаций, связанных с шахтным и подземным строительством.

Табл. 89, рис. 77.

ВНИМИ
Минуглепрома СССР

ВНИИОМШС
Минуглепрома СССР

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПОДЗЕМНЫХ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК И РАСЧЕТУ КРЕПИ

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией *Г. А. Жигачева*
Редактор *С. В. Беликина*
Мл. редакторы *М. Б. Быканова, Н. А. Угарова*
Технический редактор *Ю. Л. Циханкова*
Корректор *И. В. Медведь*
Н/К

Сдано в набор 20.08.82. Подписано в печать 20.01.83. Т—03126. Формат 84×108$^{1}/_{32}$, Бумага тип. № 3. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л. 14,28. Усл. кр.-отт. 14,59. Уч.-изд. л. 19,32. Тираж 6000 экз. Изд. № XII-9967. Заказ № 207. Цена 95 коп.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография «Союзполиграфпрома» при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7

Р $\frac{3202000000-229}{047(01)-83}$ Инструкт.-нормат., 1 вып.—86—01

Стройиздат, 1983

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее Руководство составлено к главе СНиП II-94-80 «Подземные горные выработки». В Руководстве даются разъяснения норм проектирования подземных выработок и использования их в конкретных условиях вновь строящихся, реконструируемых и расширяемых действующих предприятий угольной, горнорудной и нерудной промышленности. В Руководстве также содержатся вспомогательные данные для проектирования.

Руководством детализируются нормы проектирования вертикальных, горизонтальных выработок и камер по целесообразным способам их размещения, компоновки и взаимной увязки, условиям поддержания выработок в зависимости от назначения, срока службы, а также роли в обеспечении функционирования горного предприятия. Приведены рекомендации и примеры расчетов устойчивости пород в выработках, определения величин смещения пород и нагрузок на крепь; обоснован выбор и расчет рациональных типов и конструкций крепи, обеспечивающих в различных горно-геологических условиях высокую эффективность поддержания выработок в течение всего срока их службы при наименьших затратах труда, времени и материалов.

Текст главы СНиП II-94-80, устанавливающий требования по вопросам проектирования подземных горных выработок, выделен слева вертикальной чертой. К пунктам Руководства в скобках даны пункты главы СНиП II-94-80. В пунктах Руководства поясняются обязательные нормативные требования главы СНиП, даются рекомендации по порядку их применения, приводятся различные вспомогательные данные и примеры расчетов по формулам главы СНиП. Методики расчетов и конкретные примеры расчетов выработок приведены в приложениях к Руководству.

Нумерация формул, рисунков и таблиц в основном тексте Руководства двойная: первый номер соответствует сквозной нумерации Руководства, а второй (если он есть) — нумерация главы СНиП. В каждом из приложений к Руководству формулы, рисунки и таблицы имеют самостоятельную нумерацию.

Руководство разработано ВНИМИ и ВНИИОМШС Минуглепрома СССР с участием Центрогипрошахт Минуглепрома СССР, ВНИИГалургии Минхимпрома, ТулПИ Минвуза РСФСР, МАКИСИ и КГМИ Минвуза УССР, ЛГИ им. Г. В. Плеханова Минвуза РСФСР.

При разработке Руководства использованы результаты выполненных научно-исследовательских и опытно-промышленных работ, отечественный и зарубежный опыт проектирования и строительства предприятий угольной, горнорудной и химической промышленности, а также отраслевые и справочные материалы по характеристикам пород, материалам крепей, по компоновочным и конструктивным проектным решениям, способам и параметрам охраны и защиты выработок, а также выбору и расчету конструкций и параметров крепей.

При составлении Руководства учтены также предложения и замечания специалистов Госстроя СССР, Союзшахтопроекта, институтов Днепрогипрошахт, Донгипрошахт, Гипрошахт, Южгипрошахт, ИГД им. Скочинского Минуглепрома СССР, Кривбасспроект и НИГРИ Минчермета СССР, ИГД СО АН СССР, Гипроникель и

Гипроцветмет Минцветмета СССР, НИИОСП им. Герсеванова и ЦНИИпромзданий Госстроя СССР.

Составителями Руководства, а также соответствующих разделов СНиП являются:

от ВНИМИ: д-р техн. наук, проф. *К. А. Ардашев* — общее руководство, составление и редактирование всех разделов и приложений; д-р техн. наук *Н. А. Филатов* — составление и редактирование всех разделов и приложений; канд. техн. наук *А. М. Козел* — руководство и составление разд. 3 и приложений к нему, а также участие в составлении разд. 2 и прил. 1; канд. техн. наук. *Ю. М. Басинский* — руководство и составление разд. 4—5, приложений к ним, а также участие в составлении разд. 2; канд. техн. наук. *Б. В. Матвеев* — составление части разд. 1 по инженерно-геологическим и гидрогеологическим изысканиям и прил. 2; канд. техн. наук. *А. А. Репко,* инженеры *А. С. Тютерев, М. Б. Хусид* и *А. И. Савельев* — составление разд. 3 и приложений к нему; кандидаты техн. наук *А. Г. Акимов, Е. В. Бошенятов* — составление прил. 5; кандидаты техн. наук *Б. З. Амусин, Ю. П. Коренной, Е. А. Иванов, В. Н. Рева,* инж. *В. В. Комиссаров* — составление разд. 4—5 и приложений к ним, а также участие в составлении разд. 2; инж. *М. П. Морозов* — составление прил. 12, инж. *Г. П. Пискунова* — участие в составлении прил. 20; канд. техн. наук *В. А. Борисовец* — участие в составлении разд. 3 в части корректировки нагрузок и применения набрызгбетонной и комбинированной крепей.

От ВНИИОМШС: канд. техн. наук *И. Г. Косков* — общее руководство, составление разделов и приложений в части выбора крепи, требований к материалам и конструкциям крепи; кандидаты техн. наук *В. П. Друцко, А. Н. Инфантьев, В. А. Прагер, С. А. Бернштейн,* инженеры *Ю. С. Шаповал, А. Ю. Шевцов* — составление разделов и приложений к части выбора крепи, требований к материалам и конструкциям крепи; инж. *Л. С. Крастошевский* — составление прил. 9.

От Центрогипрошахт: канд. техн. наук В. М. Еремеев, инж. К. Я. Зотова — составление всех разделов в части объемно-планировочных и конструктивных решений.

От ВНИИГалургии: канд. техн. наук *Э. Ф. Житков,* инж. *В. С. Лейтес* — составление разделов в части проектирования выработок в соляных породах.

От ТулПИ: д-р техн. наук, проф. *В. Н. Каретников,* д-р техн. наук, проф. *Н. С. Булычев,* д-р техн. наук *Н. Н. Фотиева* — составление прил. 21 и 22 совместно с канд. техн. наук *Б. З. Амусиным* (ВНИМИ).

От МАКИСИ: д-р техн. наук, проф. *Ю. З. Заславский,* кандидаты техн. наук *Е. Б. Дружко, И. И. Качан,* инж. *И. А. Пшеничный* — составление прил. 15.

От КГМИ: канд. техн. наук *Г. Г. Литвинский* — составление прил. 16.

От ЛГИ им. Г. В. Плеханова: канд. техн. наук *О. В. Тимофеев* — составление прил. 14.

Все замечания и пожелания просьба направлять во ВНИМИ по адресу: 199026, Ленинград, Средний просп., д. 82.

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Общие указания

1.1(1.1). Настоящие нормы должны соблюдаться при проектировании подземных горных выработок для новых, реконструируемых и расширяемых действующих предприятий по добыче полезных ископаемых.

Нормы распространяются на проектирование подземных горных выработок, располагаемых в зоне и вне зоны влияния очистных работ.

Примечания: 1. Настоящие нормы не распространяются на проектирование подземных горных выработок, сооружаемых на глубине более 1500 м или специальными способами проходки, а также очистных выработок и располагаемых в пределах выемочных участков, выработок выщелачивания и предприятий подземной газификации.

2. Подземные горные выработки в последующем тексте именуются — «выработки».

1.2. Рекомендации Руководства распространяются на проектирование шахтных стволов, штолен, шурфов, рудоспусков, бункеров, выработок околоствольных дворов, камер, магистральных квершлагов, штреков, уклонов, бремсбергов и других капитальных выработок с сечением до 100 м², шахт и рудников, в том числе гидрошахт.

В Руководстве, так же как и в СНиП, не рассматриваются вопросы проектирования участковых выработок, расположенных на границе с выработанным пространством (выемочные штреки, просеки, сбойки и т. п.) и в выработанном пространстве, охраняемых бутовыми полосами и другими искусственными ограждениями, применительно к которым следует руководствоваться отраслевыми нормативными документами.

1.3(1.2). Выработки следует проектировать на основе:

данных, определяющих назначение, срок службы, условия возведения и эксплуатации выработок;

результатов инженерных изысканий, включающих данные инженерно-геологического, гидрогеологического и маркшейдерско-геодезического изучения мест размещения выработок;

требований нормативных документов, утвержденных или согласованных Госстроем СССР, государственных стандартов, законодательных актов по экономии земель, охране и рациональному использованию недр и природных ресурсов, а также правил безопасности, утвержденных Госгортехнадзором СССР, и требований органов Государственного санитарного надзора СССР.

1.4. Проектирование выработок является неотъемлемой составной частью проектирования подземного предприятия в целом.

В задании на проектирование выработок предусматривается:

вид строительства (новое, расширение, реконструкция);

класс выработки, ее назначение и роль в функционировании предприятия;

характеристика условий проведения и эксплуатации выработки (глубина заложения, протяженность, форма поперечного сечения, особенности условий и т. п.);

сроки службы (с учетом перспективы ввода в работу).

Основные подразделения выработок и характеристики, опреде-

Таблица 1

Класс выработки	Наименование выработок	Последствия нарушений нормальной эксплуатации выработок
I	Главные вскрывающие выработки (вертикальный и наклонный ствол, штольня)	Остановка работы всего предприятия
II	Главные околоствольные и магистральные выработки горизонта (штрек, квершлаг)	Остановка работы отдельного горизонта
III	Магистральные, участковые и панельные выработки (участковые квершлаги, уклоны, полевые выработки, рудоспуски и др.)	Остановка работы отдельной панели, участка
IV	Вспомогательные околоствольные и участковые выработки	Ухудшение технико-экономических показателей, безопасности работ, остановка забоев

ляющие условия их эксплуатации, представлены в табл. 1. Указанная таблица позволяет разрабатывать проектные решения с учетом значимости выработок в обеспечении нормальной эксплуатационной работы предприятия.

1.5. Материалы инженерных изысканий обеспечивают получение исходных данных для проектирования конкретной выработки. Состав, объем и детальность инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий определяются положениями пп. 1.21(1.8)—1.44 Руководства. Кроме того, в комплекте геологической, маркшейдерско-геодезической и топографической документации необходимо иметь:

геологическую карту участка месторождения и геологические разрезы по разведочным линиям и скважинам;

каталог координат разведочных скважин;

геологические журналы скважин и книги учета скважин;

гипсометрические планы боковой поверхности тел полезных ископаемых;

геологические планы по горизонтальным сечениям месторождения полезных ископаемых;

топографический план площади проектируемого горного предприятия в масштабе 1 : 2000 (или 1 : 5000);

схему расположения пунктов маркшейдерской опорной сети и каталог их координат;

планы и профили подземных коммуникаций по площади проектируемого предприятия;

для реконструируемых предприятий дополнительно — план про-

мышленных площадок, пластовые и погоризонтные планы горных работ.

1.6. Проектирование выработок производится с учетом положений «Инструкции по разработке проектов и смет для промышленного строительства. СН 202-76» (М., Стройиздат, 1976). При этом надлежит непременно руководствоваться:

документами директивных органов и другими нормативными актами по вопросам проектирования и капитального строительства;

документами по основным техническим направлениям в проектировании;

строительными нормами и правилами (СНиП);

нормами технологического проектирования, а также «Техническими правилами по экономному расходованию основных строительных материалов» ТП 101-76 (М., Стройиздат, 1976);

стандартами и ГОСТами на строительные материалы, детали и конструкции.

1.7. С проектированием выработок непосредственно связаны следующие действующие главы СНиП:

I-2-80 «Строительная терминология»;
II-А.6-72 «Строительная климатология и геофизика»;
II-В.2-71 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования»;
II-В.3-72. «Стальные конструкции. Нормы проектирования»;
II-6-74 «Нагрузки и воздействия»;
II-7-81 «Строительство в сейсмических районах»;
II-15-74 «Основания зданий и сооружений»;
II-8-78 «Здания и сооружения на подрабатываемых территориях»;
II-18-76 «Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах»;
II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции»;
II-25-80 «Деревянные конструкции»;
II-28-73*, изд. 1980 г. «Защита строительных конструкций от коррозии».

1.8(1.3). Проектирование выработок предприятий по добыче полезных ископаемых должно производиться исходя из условий снижения трудоемкости, материалоемкости и сметной стоимости строительства и применения широкой механизации горнопроходческих работ, а также в соответствии с требованиями Инструкции по разработке проектов и смет для промышленного строительства с учетом особенностей шахтного и горнорудного строительства:

а) разработка нескольких вариантов размещения, компоновки и взаимной увязки выработок с учетом их назначения, условий сооружения и эксплуатации, включая вопросы вентиляции, водоотлива и транспорта, технологии и организации строительства, предусматривая в каждом варианте максимально возможную прямолинейность выработок и минимальное количество типоразмеров сечений выработок, а также трудоемких в проведении сопряжений, заездов и приемных площадок;

б) проведение расчетов для каждого из вариантов по определению устойчивости пород выработок, формы и размеров их поперечного сечения, расстояния между выработками, величин смещения пород и нагрузок на крепь, конструкций и параметров крепи с учетом мер охраны и защиты выработок, способов их сооружения и с использованием действующих типовых проектов выработок, отвечающих требованиям настоящих норм;

в) технико-экономическое сравнение показателей вариантов и принятие на их основе оптимального решения по минимальным суммарным затратам при строительстве и эксплуатации выработок с учетом наиболее целесообразного использования недр.

Объемно-планировочные и конструктивные решения выработок должны учитывать опыт их сооружения в аналогичных горногеологических и гидрогеологических условиях, применение передовой технологии и организации горнопроходческих работ и обеспечивать эксплуатацию выработок в течение установленного проектом срока их службы.

Проектирование выработок, пригодных к дальнейшему использованию после извлечения из недр полезного ископаемого, следует производить в соответствии с настоящими нормами с учетом требований Инструкции по проектированию народнохозяйственных объектов, размещаемых в отработанных горных выработках.

1.9. Эксплуатационную пригодность выработок рекомендуется обеспечивать:

выбором целесообразного места их размещения, компоновки и увязки, а также оптимальными габаритами исходя из заданной производственной мощности горного предприятия и безопасности ведения горных работ;

эффективным учетом горногеомеханических воздействий массива горных пород на выработку и ее крепь;

применением рациональных горных мер охраны и конструктивных мер защиты выработки.

1.10. С целью повышения качества оценки вариантов, ускорения сроков и эффективности проектирования выработок целесообразно использовать возможности вычислительной техники, в том числе применять автоматизированные системы проектирования.

1.11. Действующие в настоящее время типовые проекты выработок рекомендуется использовать, когда типовой проект в рассматриваемых конкретных условиях обеспечивает безремонтное эксплуатационное состояние выработки в течение срока ее службы.

Например, типовое сечение с податливой металлической арочной трехзвенной крепью типа АПК следует применять только в условиях, когда расчетные смещения пород кровли выработки меньше величин конструктивной податливости этой крепи.

1.12(1.4). Проектирование выработок в условиях опасности горных ударов, самовозгорания угля, выбросов угля, породы и газа, динамических воздействий, сейсмичности района свыше 7 баллов, повышенной температуры горных пород, в зоне вечной мерзлоты и др. должно производиться с учетом дополнительных требований, предусмотренных для таких случаев общесоюзными и ведомственными документами или на основе результатов исследований, выполненных специализированными организациями.

1.13. Общесоюзные документы, отражающие особенности указанных в п. 1.12(1.4) условий проектирования выработок, даны в «Перечне действующих общесоюзных нормативных документов по строительству».

Некоторые примеры расчета крепи таких выработок приведены в прил. 21 и 22.

1.14(1.5). При проектировании временных (на период строительства) выработок необходимо соблюдать требования, предъявляемые к постоянным выработкам того же назначения, согласс

но настоящим нормам. При этом предусматривать максимальное использование временных выработок при дальнейшей эксплуатации предприятия по добыче полезных ископаемых.

1.15(1.6). В составе проектов особо ответственных выработок, нарушение которых ведет к остановке всего предприятия, для контроля их состояния следует предусматривать установку контрольных приборов и замерных станций.

1.16. Требованиями п. 1.15(1.6) предусматривается, что установка в выработках контрольно-измерительных приборов, замерных станций и проведение измерений являются составной частью проекта выработки.

В проекте определяются цели и задачи проводимых измерений, предлагаются схемы размещения измерительных приборов и аппаратуры, а также методика измерений, обработки и использования результатов.

1.17. Основное целевое назначение контрольных наблюдений и измерений в выработке в большинстве случаев заключается в определении фактических характеристик горных пород и крепи и установлении соответствия принятых при проектировании параметров охраны, защиты и крепи требуемым в конкретных условиях. По состоянию устойчивости пород и деформированию крепи выработки производится оценка фактического влияния различных факторов и воздействий и своевременно могут быть приняты профилактические меры по недопущению нарушения эксплуатационного состояния выработки.

1.18. Контрольные наблюдения и измерения за состоянием особо ответственных выработок в период строительства предприятия и освоения района проводятся под авторским надзором проектной организации геолого-маркшейдерскими службами строительной организации. В период эксплуатации предприятия наблюдения продолжаются геолого-маркшейдерскими службами шахты или рудника.

1.19. При проектировании выработок в сложных горногеологических условиях, особенно на малоизученных месторождениях, либо осложненных особенностями п. 1.12(1.4) настоящих норм (где требуется, как правило, принятие нестандартных решений) наряду с проведением контрольных наблюдений и измерений рекомендуется также предусматривать в проектах установку специальных замерных станций. Последние позволят получить более полные и надежные исходные данные, дадут возможность проверить и уточнить принятые при проектировании способы охраны, защиты и крепи и выбрать оптимальные проектные решения, в том числе для других выработок, располагаемых в аналогичных условиях.

Для выполнения указанных работ необходимо в ряде случаев предусматривать проведение специальных разведочных выработок и скважин.

Проекты специальных замерных станций разрабатываются с привлечением специализированных научно-исследовательских институтов; наблюдения выполняются этими организациями либо под их руководством и контролем службами геомеханики предприятия.

Рекомендации по разработке проектов, проведению контрольных измерений и исследований в особо ответственных выработках даны в прил. 1 Руководства.

1.20(1.7). Проекты вентиляции и кондиционирования воздуха, водоотлива, электроснабжения и подземного транспорта на предприятиях по добыче полезных ископаемых должны разраба-

тываться в соответствии с нормами технологического проектирования и другими отраслевыми нормативными документами, утвержденными в установленном порядке.

Инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания

1.21(1.8). Инженерные изыскания для проектирования и строительства выработок следует выполнять в соответствии с требованиями главы СНиП по инженерным изысканиям для строительства, а также с учетом особенностей подземного строительства, предусмотренных настоящими нормами.

1.22(1.9). Исходные инженерно-геологические материалы для проектирования выработок должны включать следующие данные:

геоморфологию места намечаемого расположения проектируемой выработки, включая стратиграфию и тектонику массива горных пород, а при необходимости и топографию земной поверхности;

литологическую характеристику пород массива;

результаты испытаний механических свойств пород массива;

гидрогеологическую характеристику массива, характеристику его газоносности и, при необходимости, геокриологические данные.

Степень детальности перечисленных исходных данных должна повышаться путем уплотнения сетки разведочных скважин по мере приближения к месту расположения проектируемой выработки.

1.23. При проектировании выработки вблизи уже существующих выработок (открытых или подземных, вскрывающих или очистных) материалы должны включать сведения о месте их расположения и возможном влиянии на проектируемую выработку в отношении изменения исходного состояния горного массива, обводнения выработки, а также характеристик состава, строения и свойств горных пород вокруг этих выработок.

1.24. Данные о рельефе и гидрологии земной поверхности, а также геокриологические данные включаются в состав инженерно-геологических материалов в случаях их существенного влияния на строительство или эксплуатацию проектируемой выработки. Например, для выработок неглубокого заложения и шахтных стволов необходимы данные о водоемах и водотоках на поверхности и о характеристиках зон многолетней мерзлоты.

1.25. Детальность инженерно-геологических материалов обеспечивается:

представительностью исходных данных в отношении мест проектируемого заложения выработки;

достаточностью и надежностью этих данных для учета при проектировании всех факторов, от которых зависят проектное решение и его необходимая точность.

Повышение степени детальности, а также представительности исходных данных наряду с уплотнением сетки разведочных скважин осуществляется путем повышения детальности инженерно-геологических материалов по интервалам глубины скважин вблизи горизонта расположения проектируемой выработки.

1.26(1.10). Исходные данные для проектирования выработок получаются путем:

использования имеющихся фондовых данных о результатах проведенной геологической разведки (предварительной, детальной, доразведки) и маркшейдерско-геодезических съемок;

проведения геологических, гидрогеологических и других работ инженерно-геологических изысканий, включая бурение инженерно-геологических скважин непосредственно в местах предполагаемого расположения проектируемых выработок.

При проведении инженерных изысканий должно предусматриваться бурение:

вертикальных контрольно-стволовых скважин для каждой проектируемой вертикальной выработки;

вертикальных или наклонных скважин по осевым линиям горизонтальных и наклонных магистральных выработок;

горизонтальных опережающих скважин в направлении проектируемых выработок вкрест простирания массива пород.

1.27. Содержание фондовых материалов геологической разведки и маркшейдерско-геодезических съемок должно соответствовать утвержденным ГКЗ при СМ СССР инструкциям.

При проектировании выработок на действующих или реконструируемых предприятиях в качестве фондовых материалов целесообразно использовать имеющиеся материалы геологической и маркшейдерской служб предприятия.

1.28. Данные фондовых материалов используются для предварительной проработки вариантов размещения выработок и определения на этой основе необходимого состава и объемов проведения инженерногеологических, гидрогеологических и других изысканий, содержание которых устанавливается программой (заданием) отдельно по всем выработкам и по предприятию в целом.

1.29. В целях получения представительных исходных данных для проектирования вертикальных шахтных стволов по каждому месту заложения проходимого или углубляемого ствола предусматривается, как правило, бурение одной вертикальной контрольно-стволовой скважины на расстоянии не более 10—15 м от оси проектируемого ствола.

При проходке (углублении) вертикального ствола на месторождении с невыдержанными условиями залегания (гр. 3 по классификации ГКЗ) или на участке месторождения с относительно выдержанными условиями (гр. 2 по ГКЗ), но с крутым или наклонным падением или с геологическими нарушениями в радиусе до 100 м от оси ствола, число контрольно-стволовых скважин рекомендуется увеличить до двух или трех на шахтный ствол. При двух скважинах их располагают в плане по профилю, направленному вкрест простирания пород, причем одна из них располагается не далее 10—15 м от оси ствола, а другая — не менее чем в 20 и не более чем в 50 м от первой. При трех скважинах их располагают в плане треугольником, наибольший угол которого не превышает 95°; в вершине этого угла бурят ближайшую (не далее 10—15 м от оси ствола) скважину, а две другие — по профилям, располагаемым в направлении простирания и вкрест простирания пластов, с расстояниями между скважинами не менее 20 и не более 50 м.

При проходке сближенных вертикальных шахтных стволов с расстояниями между их осями не более 100 м одна из указанных

двух, или две из трех контрольных скважин на каждый ствол принимаются общими для обоих сближенных стволов.

Контрольно-стволовые скважины бурятся не менее чем на 15 м глубже проходимого (углубляемого) шахтного ствола.

1.30. В целях получения представительных исходных данных для проектирования горизонтальных и наклонных выработок I и II классов значимости (см. табл. 1 Руководства), проходимых вкрест простирания пород либо на участках с невыдержанными условиями залегания (гр. 3 по классификации ГКЗ), рекомендуется бурить вдоль оси выработки опережающую скважину. Длина скважины принимается с расчетом на превышение проектной длины выработки до 30 м.

Если бурение опережающей скважины не предусматривается [например, при проектировании выработок III или IV классов значимости (см. табл. 1 Руководства), либо проходимых в направлении простирания слоев массива с выдержанными условиями залегания], то целесообразно бурить с дневной поверхности или из имеющихся выработок по профилю оси выработки по всей ее длине ряд вертикальных (или наклонных) скважин. Расстояние между скважинами в ряду рассчитывается на вскрытие всех пересекаемых выработкой слоев массива и ожидаемых по фондовым данным тектонических нарушений. Для выработок, проходимых по простиранию участка массива с выдержанными условиями залегания, это расстояние не должно быть больше 200 м. Длину скважин назначают с расчетом на бурение до 30 м ниже горизонта проектируемой выработки.

1.31. При бурении скважин инженерных изысканий их конструкция, технология и режим бурения должны обеспечить выполнение условий, необходимых для получения данных о строении и составе массива, физико-механических свойствах и нарушенности слагающих его пород по всем скважинам изысканий и гидрогеологических данных, в том числе: установление мест расположения контактов между слоями пород, послойное их литологическое описание; максимально возможный выход представительного керна в интервалах, включающих массив пород от 100 м выше и до 30 м ниже намечаемого горизонта расположения проектируемой выработки и определение по керновым пробам показателей физико-механических свойств и нарушенности пород.

1.32. В составе инженерных изысканий непременно предусматриваются работы по контролю данных изысканий, устанавливаемых по результатам бурения скважин, состоящие из выполнения в период проходки проектируемых выработок:

геологического описания фактического сложения массива, состава и трещиноватости пород в стенках выработок с отбором проб этих пород и определением их физико-механических свойств;

наблюдений за проявлениями горного давления в соответствии с рекомендациями п. 1.19 и прил. 1 настоящего Руководства;

гидрогеологических, а при необходимости и геокриологических наблюдений и измерений фактических водопритоков и т. п.

При выявлении существенного отличия контрольных данных от принятых в качестве исходных при проектировании необходим оперативный пересмотр проектных решений.

1.33(1.11). Стратиграфические и тектонические данные сложения массива горных пород, а также данные об их литологи-

ческом составе должны устанавливаться в основном из имеющихся материалов геологической разведки по сетке скважин и по скважинам, размещенным вблизи мест расположения вскрывающих выработок.

Эти данные контролируются и уточняются результатами геологических работ инженерных изысканий.

Указанные данные должны содержать привязанные к маркшейдерской сети параметры залегания (глубина, мощность, угол падения, азимуты простирания, выдержанность) всех литологически-различающихся пластов, слоев и других морфологических элементов, а также сведения о подработке горного массива, его сдвижениях и деформациях.

Литологическая характеристика пород должна быть дана для пластов (слоев) в интервале и с детальностью, указанными для стратиграфических и тектонических данных. Эта характеристика должна включать установление типа и наименования пород с учетом имеющихся на месторождении (в бассейне) классификаций литогенетических типов пород, а также характеристик, определяющих этот тип. Тщательно и подробно должны быть установлены параметры залегания, а также вещественного состава и структурной нарушенности слабых слоев и прослоев, склонных к выдавливанию и пучению, а также контактов морфологических элементов с малой степенью связности (зеркала скольжения, трещины, разрывы и др.).

Материалы инженерно-геологических изысканий должны содержать данные о тампонаже разведочных скважин, а также о наличии и состоянии ранее пройденных выработок.

1.34. Геоморфологическая оценка по данным разведки района расположения проектируемых выработок включает:

указание об отнесении района к регионам (месторождениям, бассейнам) существенных современных тектонических процессов с данными об их количественных показателях;

геоморфологическую характеристику массива горных пород, включая рельеф и гидрологию дневной поверхности, с установлением группы геологической выдержанности по классификации ГКЗ при СМ СССР; определение показателя тектонической нарушенности дизъюнктивами горного массива, определяемого по суммарной протяженности разрывных нарушений (в м на 1 га) на площади 4—6 га в местах проектируемого размещения выработок.

Например, поля шахт Донецкого и Карагандинского бассейнов характеризуются, в основном, нарушенностью в пределах до 150 м на 1 га; для большей части Прокопьевско-Киселевского района — 150—250 м на 1 га.

1.35. Параметры строения и литологические характеристики массива горных пород по контрольно-стволовым скважинам и по скважинам вдоль оси проектируемых горизонтальных и наклонных выработок, опережающим их проходку, изучаются по всей длине этих скважин, а по вертикальным (наклонным) скважинам инженерных изысканий, пробуренным по профилю осевых линий горизонтальных и наклонных выработок, — в интервалах глубин от 100 м выше до 30 м ниже намечаемого горизонта расположения проектируемой выработки.

Исходные данные по этим скважинам, интервалам должны содержать:

литолого-петрографическое описание (литотип) всех морфологи-

ческих элементов[1] (слоев, линз, пластов и т. п.) при их толщине более 0,1 м;

регистрацию мест расположения и ориентировки в пространстве всех контактов между морфологическими элементами массива с характеристикой связности этих контактов и выявлением контактов с малой связностью: зеркально-гладких со следами скольжения и примазками глинистых и чешуистых минералов, включая углисто-глинистые прослои мощностью до 0,1 м.

1.36(1.12). Физико-механические свойства и структурная нарушенность пород должны определяться в интервалах по мощности залегания:

до 20 м выше и до 10 м ниже горизонта намечаемого расположения выработки — детально для всех слоев, пластов, прослоев мощностью свыше 0,3 м и для представителей всех литотипов слоев мощностью от 0,1 до 0,3 м;

от 20 до 100 м выше и от 10 до 30 м ниже горизонта намечаемого расположения выработки — укрупненно для представителей всех имеющихся литотипов пород слоев мощностью свыше 1 м.

Для вертикальных контрольно-стволовых скважин детальное изучение физико-механических свойств и структурной нарушенности пород должно быть выполнено по всему интервалу бурения.

Для всех изученных слоев, пластов, прослоев и прочих морфологических элементов должны быть выполнены механические испытания керновых проб и установлены средние значения сопротивления пород одноосному сжатию, а также плотности, естественной влажности, коэффициента сцепления, угла внутреннего трения, модуля упругости, коэффициента Пуассона.

Данные о структурной нарушенности горных пород следует устанавливать по их керну для указанных выше интервалов. Должны определяться число, генетический тип и морфология системы трещин, оценка их частоты, ориентировка в пространстве, прерывистость, величина раскрытия и степень связности трещин, наличие и состав связующего, наличие поверхностей с малой связностью (с глинистыми заполнителями, зеркала скольжения и др.).

1.37. В качестве проб пород для определения показателей их свойств могут использоваться:

части бурового керна диаметром не менее 40 мм и длиной не менее 160 мм;

обломки произвольной, в том числе неправильной, формы размером не менее 40×40×40 мм (для слабых и структурно-нарушенных пород, разделяющихся при извлечении керна на обломки);

мелочь размером не менее 20×20×10 мм (при выходе керна в виде мелочи);

куски размером не менее 250×250×300 мм (при контрольном опробовании пород в стенках горных выработок).

---

[1] Морфологическим элементом массива горных пород (слоем, пластом и т. п.) считается ограниченная межслоевыми контактами в направлении нормали к залеганию порода одного литогенетического типа с различием характеристик по мощности в пределах ±15 %.

Необходимое количество кусков породы в пробе устанавливают с учетом предусмотренного метода испытаний.

Технология отбора, хранения и транспортировки проб и подготовки из них образцов для испытаний должны обеспечить привязку их к месту отбора и наилучшую сохранность естественного состояния породы, особенно их влажность. Для получения представительных показателей физико-механических свойств грунта слабые полускальные и глинистые породы (мергели, аргиллиты и т. п.) необходимо испытывать непосредственно после извлечения керна из скважины. Пробы других пород в случае невозможности их испытаний непосредственно после извлечения из скважины следует консервировать принятыми методами.

1.38. Структурная нарушенность пород оценивается средней величиной расстояния между трещинами и другими поверхностями с малой связностью. Этот показатель рекомендуется устанавливать по данным о целостности извлекаемого из скважины керна и среднему расстоянию между его естественными разломами, руководствуясь табл. 2

Таблица 2

Класс нарушенности пород	Характеристика нарушенности	Состояние нарушенности извлекаемого керна поверхностями слабой связности
I	Практически монолитные (исключительно крупноблочные)	Выход керна практически без разломов, среднее расстояние между разломами свыше 1,5 м
II	Малотрещиноватые (весьма крупноблочные)	Выход керна с разломами в среднем через 1—1,5 м
III	Среднетрещиноватые (крупноблочные)	Выход крупнокусковатого керна с разломами в среднем через 0,5—1 м
IV	Сильнотрещиноватые (среднеблочные)	Выход керна кусками с разломами в среднем через 0,1—0,5 м
V	Чрезвычайно трещиноватые (мелкоблочные)	Выход керна обломками и мелочью, разломы менее чем через 0,1 м

При выполнении контрольных геологических описаний стенок проектируемых выработок при их проходке характеристику структурной нарушенности пород трещинами определяют прямым замером расстояний между ними.

1.39. Определение сопротивления горных пород одноосному сжатию следует проводить прямыми механическими испытаниями изготовленных из керновых проб породных образцов со статистической обработкой результатов испытаний по ГОСТ 20522—75. Другие перечисленные в п. 1.36(1.12) показатели допускается определять как экспериментально, так и расчетом, с использованием имеющихся корреляционных связей их со значениями сопротивления

одноосному сжатию, а также принимать по имеющимся справочным данным.

1.40. Определение сопротивления пород одноосному сжатию рекомендуется выполнять одним из следующих методов:

раскалывание сферическими инденторами образцов произвольной, в том числе неправильной, формы полевыми приборами БУ-39 по ГОСТ 24941—81 — основной рекомендуемый метод;

сжатие цилиндрических образцов высотой в пределах 0,6—2,2 диаметра между плитами пресса согласно ГОСТ 21153.2—75;

раздавливание дисковых образцов плоскими соосными пуансонами;

толчения (надежность грубых испытаний) — применяется при испытании чрезвычайно трещиноватых пород (по классификации нарушенности по п. 1.38 Руководства), разделяющихся при извлечении проб на мелкие осколки.

Определение сопротивления пород растяжению рекомендуется выполнять методами:

раскалывания сферическими инденторами образцов произвольной, в том числе неправильной, формы по ГОСТ 24941—81;

раскалывания лежачих цилиндрических образцов между двумя плитами пресса по ГОСТ 21153.3—75.

Определение показателей объемной прочности (коэффициента сцепления и угла внутреннего трения) рекомендуется выполнять с учетом уровня напряженности пород в месте расположения проектируемой выработки, применяя один из следующих методов:

разрушения образцов в стабилометре трехосно сжимающими нагрузками — основной рекомендуемый метод;

среза образцов по задаваемой плоскости в разъемных матрицах по ГОСТ 21153.5—75 (для скальных и полускальных пород) или по ГОСТ 12248—78 (для грунтов).

Определение показателей деформируемости пород (модуля упругости и коэффициента Пуассона) рекомендуется выполнять методами:

вдавливания в образцы сферических инденторов по ГОСТ 24941—81;

ультразвукового прозвучивания образцов с определением скорости распространения ультразвука по ГОСТ 21153.7—75.

Определение плотности (объемного веса) пород рекомендуется выполнять методом обмера и взвешивания образцов по ГОСТ 5182—78.

Определение влажностных показателей пород рекомендуется выполнять методами:

для влажности (весовой и относительной) — по ГОСТ 5180—75;

для степени водонасыщения — по ГОСТ 8265—71.

1.41. Результаты определения данных о физико-механических свойствах и структурной нарушенности пород по скважинам инженерно-геологических изысканий рекомендуется представлять совместно с данными о строении массива пород. Пример такого представления дан в табл. 3.

1.42(1.13). Гидрогеологические, а при необходимости, криологические данные должны устанавливаться в основном по имеющимся материалам геологической разведки по сетке скважин. Эти данные контролируются и уточняются результатами дополнительных гидрогеологических работ по скважинам инженерных изысканий.

Гидрогеологические данные должны содержать сведения о расположении и мощности водоносных горизонтов, степени обводненности пород в местах предполагаемого размещения проектируемых выработок, гидростатических и гидродинамических напорах, характеристике химической агрессивности вод, расположении и характеристике водоупоров, условиях питания и дренажа водоносных горизонтов, показателях их фильтрационной способности и связи с поверхностными водотоками и водоемами, расположении и характеристике карстов и плывунов.

Криологические данные должны содержать сведения о расположении, конфигурации и размерах многолетнемерзлых частей массива горных пород, характеристике их льдистости и влажности и показателях механических свойств при оттаивании и замораживании, показателях теплопроводности пород массива, сведениях о тепловом поле и геотермическом градиенте, характеристике изменения границ промерзания в результате действия сезонно-климатических и гидрогеологических факторов.

1.43. Гидрогеологические материалы по сетке скважин геологической разведки используются проектной организацией, с учетом справочных данных о гидрогеологических характеристиках типичных горных пород, для проработки предварительных вариантов размещения выработок, определения состава и объемов необходимых изысканий по установлению фактических гидрогеологических и криологических показателей в местах проектируемого расположения выработок и прогнозированию влияния выработок на гидрогеологический, гидрологический и криологический режим массива и земной поверхности.

1.44. В результате гидрогеологического изучения по скважинам инженерных изысканий устанавливаются:

наличие, расположение и размеры по площади и мощности каждого водоносного горизонта и водоупора в пределах возможного влияния на водный режим проектируемых выработок;

степень обводненности водоносных пород и водоупоров, включая гидростатические и гидродинамический напоры, фильтрационные свойства (проницаемость, водоотдача), характеристику химической агрессивности воды;

условия питания водоносных горизонтов и их дренажа, взаимосвязь водоносных горизонтов, связь с водоемами и водотоками на земной поверхности, с учетом сезонных сведений об обилии и накоплении осадков, таянии снега и паводках.

Особо изучаются характеристики карстов и плывунов, а также данные о проводившихся ранее и ведущихся горных и иных работах, вызывающих водопонижение, сведения о характере питания горизонтов.

На основе гидрогеологического изучения массива горных пород определяются коэффициенты:

фильтрации (или проводимости) слоев, пластов (методами откачек или нагнетаний воды в скважины);

водоотдачи и упругой водоотдачи — стационарными наблюдениями за уровнем — напором воды в скважинах на изучаемых горизонтах, опытными откачками и лабораторными испытаниями пород;

уровнепроводности и пьезопроводности (методами кустовых откачек и режимными наблюдениями, а также удельное водопоглощение и воздухопоглощение (по нагнетанию воды и воздуха в скважины).

Параметры залегания подошвы слоя			Литотип	Сопротивление		
				сжатию		
Глубина, м	Угол падения, град.	Азимут простирания, град.		средняя величина, МПа	коэф. вариации, %	растяжению, МПа
2,5	0	—	Почвенный слой	1,5	12	—
6,7	0	—	Супесь	3	10	—
8,1	0	0	Глина	2	8	—
21,9	0	0	Песок	2	27	—
47,85	18	В.72	Мергель песчанистый	6	14	0,5
49,3	18	В.72	Известняк	12	18	0,8
63,8	19	В.75	Песчаник известковистый, мелкозернистый	48	14	2,5

Таблица 3

Трещиноватость			Коэффициент сцепления, МПа	Угол внутреннего трения, град.	Модуль упругости, МПа	Коэффициент Пауссона	Плотность, т/м³	Естественная влажность, %	Водонасыщение, %
среднее расстояние между слабосвязанными трещинам, м	угол падения, град.	азимут простирания, град.							
—	—	—	0,8	7,5	—	—	1,8	21	28
—	—	—	1,3	18	—	—	2	12	18
—	—	—	0,9	5,5	—	(0,5)	2,3	15	17
—	—	—	0,3	32	—	—	2,2	10	12
1,3	72	В.205	2,4	21	—	(0,45)	2,4	4,2	6
Св. 1,5	70	В.210	(2)	(66)	4800	(0,45)	2,4	2,7	2,9
Св. 1,5	75	В.210	(7,2)	(65)	12000	(0,35)	2,5	3,1	3,5

65,2	19	В.76	Алевролит	40	22	2,1	Св. 1,5	70	В.210	(6)	(65)	(22200)	(0,35)	2,5	3,5	3,8
91,3	20	В.75	Песчаник среднезернистый	65	13	3,7	Св. 1,5	73	В.210	(9,1)	(68)	21000	(0,3)	2,6	3	3,2
92,5	20	В.75	Алевролит	48	18	3,1	Св. 1,5	73	В.200	(7,2)	(66)	(24200)	(0,35)	2,5	3,7	4
111,1	21	В.73	Песчаник глинистый мелкозернистый	50	11	2,9	Св. 1,5	66	В.205	(8)	(65)	(23000)	(0,35)	2,5	3,2	3,3
111,6	21	В.73	Аргиллит	32	22	2,1	0,4	68	В.210	(5,5)	(63)	(9300)	(0,45)	2,5	3,6	3,8
111,85	21	В.73	Алевролит	43	15	3,2	0,6	68	В.210	(6,5)	(66)	(23000)	(0,35)	2,6	4,1	4,3
138,7	21	В.74	Песчаник глинистый мелкозернистый	55	12	3,1	1,4	67	В.210	(8,8)	(65)	(28000)	(0,35)	2,5	3,8	4
139,9	21	В.75	Алевролит	48	16	2,5	0,9	62	В.210	(7,2)	(66)	(24100)	(0,35)	2,6	2,8	3,1
142,8	21	В.76	Песчаник глинистый тонкозернистый	68	13	4,5	Св. 1,5	65	В.210	(10,9)	(65)	32000	(0,35)	2,5	3,1	3,2

Примечание. В скобках даны значения показателей, полученные расчетом с использованием имеющихся корреляционных зависимостей.

2. КОМПОНОВОЧНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ, ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Компоновочные и конструктивные решения

2.1.(2.1). Выбор места размещения выработки следует производить с учетом устойчивости окружающих ее пород, а также общих компоновочных решений всего комплекса выработок на предприятии по добыче полезных ископаемых; при этом следует избегать заложения выработки непосредственно в местах тектонической нарушенности массива, карстов, плывунов.

2.2. Выбор целесообразного места размещения (расположения, заложения) выработки является одним из важных условий, обеспечивающих нормальное рабочее состояние выработки в течение всего срока ее службы при минимальной стоимости сооружения и рациональном использовании недр, а также способствующих охране окружающей среды и пригодности наземных объектов и территорий, под которыми проводится выработка.

2.3. Проектирование размещения выработки, согласно п. 1.8(1.3) настоящих норм, должно сопровождаться технико-экономическими расчетами и обоснованием намечаемого места по технико-экономическим показателям.

2.4. При технической возможности и экономической целесообразности выработки рекомендуется размещать:

за пределами напорных водоносных горизонтов и бассейнов питьевой воды; крупных тектонических и других нарушений, разломов и интенсивного дробления пород; зон осложненных карстовыми явлениями, плывунами; областей сильного сейсмического действия взрывных работ, влияния других выработок, водопонижения и т. д.;

за пределами шахтных полей или продуктивных толщ на расстояниях, исключающих оставление предохранительных целиков (в первую очередь это относится к вертикальным шахтным стволам);

в устойчивых прочных породах, а при их отсутствии — в направлении, близком к направлению вкрест простирания слоистости или трещиноватости горных пород (в первую очередь это относится к магистральным выработкам и камерам, околоствольным дворам и сопряжениям выработок);

в массивах пород, предварительно разгруженных от горного давления.

2.5. В тех случаях, когда выполнить рекомендации п. 2.4 в полном объеме не представляется возможным, необходимо стремиться к тому, чтобы:

потери полезного ископаемого в предохранительных целиках были минимальными;

протяженность участков выработки по зонам вредного воздействия на нее источников, процессов и явлений была наименьшей;

специально назначаемые меры охраны и защиты выработки [п. 2.12 (2.3)] были надежными, обеспечивали безопасность ее проведения и эффективную эксплуатацию.

2.6. При обосновании решения о месте размещения какой-либо единичной выработки необходимо учитывать общую компоновку выработок и технологические особенности их сооружения, обеспечивая при этом простую схему околоствольных дворов с минималь-

ным количеством выработок и сопряжений, сечений и технологических переходов, а также взаимного влияния выработок.

2.7. При необходимости дальнейшего (вторичного) использования выработок под народнохозяйственные объекты не следует проектировать их размещение:

в зонах затопления паводковыми водами, в областях возможного разрушения гидротехнических сооружений, а также при влиянии горных работ и выработок, в которых имеются притоки подземных вод, нарушающих технологические процессы;

в породах слабых и плывунного типа, закарстованных либо с интенсивными оползневыми явлениями, склонных к самовозгоранию, выделяющих вредные вещества и газы.

2.8 (2.2). Форма и размеры поперечного сечения выработки должны обеспечивать заданную пропускную способность в условиях сооружения и эксплуатации, размещения в ней оборудования, санитарно-технических устройств и инженерных коммуникаций, а также соблюдение необходимых требований подземного транспорта, вентиляции и водоотлива.

При расчете проектного сечения выработки в проходке (вчерне) кроме толщины крепи и забутовочного материала надлежит учитывать определяемые по настоящим нормам величины смещения пород, происшедшие при применении жесткого типа крепи — за период до ее возведения, податливой — за весь срок эксплуатации выработки, либо за период до исчерпания податливости крепи.

2.9. Форма поперечного сечения выработки определяется характером проявлений, величиной и направлением горного давления. Предпочтение отдается круглой форме сечения как наиболее устойчивой.

При отсутствии или небольших величинах горного давления выработки III класса значимости (см. табл. 1) допускается проектировать прямоугольного поперечного сечения (камеры, вспомогательные вертикальные и горизонтальные выработки).

Для выработок I и II классов значимости (см. табл. 1) выбор прямоугольной формы сечения требует специальных обоснований.

Поперечное сечение горизонтальных и наклонных выработок, сооружаемых в устойчивых породах, исходя из удобства технологии их проведения принимается с вертикальными стенами, а при наличии пучащих пород, напротив, для приспособления к неблагоприятным проявлениям горного давления им необходимо придавать по высоте форму, близкую к эллиптической. При косонаправленном горном давлении проектируют возведение несимметричных (искаженных) форм крепи.

2.10. При выборе формы, размеров выработки и назначении типа крепи производят технико-экономическое сравнение различных вариантов по стоимости и материалоемкости. Учет проводится для наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок и воздействий, которые могут проявляться одновременно при строительстве и эксплуатации выработки.

2.11. При проектировании конструкции крепи выработки непременно учитывают уровень механизации ее возведения и стремятся к тому, чтобы аэродинамическое сопротивление было наименьшим.

2.12 (2.3). Для улучшения условий поддержания и обеспечения рабочего состояния выработок следует располагать их по возможности в устойчивых породах, а при необходимости — при-

менять горные меры охраны и конструктивные меры защиты выработок и крепи.

К горным мерам охраны и конструктивным мерам защиты относятся:

оставление предохранительных целиков, исключающих влияние очистных работ;

расположение выработок на расстояниях, исключающих их взаимное влияние;

рациональный порядок ведения горных работ;

расположение выработок в предварительно разгруженной области массива;

механизированная закладка закрепного пространства;

предварительное либо последующее упрочнение массива пород;

уменьшение концентрации напряжения за счет различных методов разгрузки массива;

применение тампонажа закрепного пространства;

использование податливых типов крепи и элементов податливости, а в соляных породах — оставление зазоров между крепью и породой.

Горные меры охраны и конструктивные меры защиты выработки следует назначать на основе результатов сравнения ожидаемых деформаций массива горных пород с допускаемыми величинами деформаций крепи.

2.13. Горные меры охраны выработки направлены на уменьшение, локализацию, предотвращение недопустимого деформирования массива пород, окружающего выработку для принятых размеров, формы и крепи.

Конструктивные меры защиты выработки направлены на полное или частичное приспособление конструкции крепи и технологии ее возведения к ожидаемым (расчетным) проявлениям горного давления и сдвижения окружающих пород.

Горные меры охраны выработки обеспечиваются управлением и регулированием деформирования массива пород, окружающего выработку. Конструктивные меры защиты выработки обеспечиваются выбором необходимой податливости крепи, ее конструкции и режима взаимодействия крепи с окружающими породами.

Перечисленные в п. 2.12 (2.3) меры охраны и защиты выработок применяются самостоятельно либо, если это необходимо, в различных сочетаниях друг с другом.

2.14(2.4). Выбор конструкции, параметров и расчет крепи выработки должен производиться дифференцированно по участкам пород с одинаковыми свойствами исходя из оценки устойчивости пород, величин их смещений, нагрузок на крепь с учетом возможности комплексной механизации процессов изготовления и возведения крепи, обеспечения надежности и безопасности работ в течение всего срока службы выработки.

Проектирование крепи выработок должно включать:

определение характера проявления горного давления;

выбор типа крепи и технологии ее возведения;

прогноз смещения контура пород и расчет нагрузок;

выбор конструктивной схемы крепи и ее расчет.

При выборе конструкции и параметров крепи следует также соблюдать предъявляемые к крепи особые требования, связанные с дополнительными воздействиями на нее динамических нагру-

зок, агрессивных подземных и грунтовых вод, а также обеспечения водо- и газоизоляции выработок.

2.15. В зависимости от характера проявлений в выработке горного давления и требуемых мер для ее поддержания в рабочем состоянии в настоящих нормах выделены 4 категории устойчивости пород, представленные в табл. 4.

Конкретные примеры расчетов категорий устойчивости пород в выработках представлены в разд. 3—5 Руководства.

2.16. В зависимости от категории устойчивости пород (см. табл. 4) поддержание выработки в рабочем состоянии достигается возведением различных типов крепи в сочетании с мероприятиями по упрочнению пород, а именно:

в породах I категории устойчивости достаточны крепи, предохраняющие породы от выветривания, переувлажнения, вымывания, а также обрушения при взрывных работах, вывалов нарушенных пород. В прочных монолитных и малотрещиноватых породах выработка может эксплуатироваться без крепи;

в породах II категории устойчивости, как правило, достаточны податливые крепи небольшой несущей способности или крепи ограждающе-упрочняющего типа (анкеры, набрызгбетон);

в породах III категории устойчивости необходимо устанавливать крепи значительной несущей способности, а для предотвращения развития пучения пород в горизонтальных выработках в этих условиях крепь должна быть замкнутой, либо необходимы меры по предотвращению пучения пород почвы;

в породах IV категории устойчивости из-за непрекращающегося интенсивного вязкопластического течения пород в выработку требуется возведение замкнутой крепи большой несущей способности в сочетании с различными способами упрочнения пород либо создание специальных податливых крепей (для соляных пород).

В породах всех категорий устойчивости обязательным является согласование конструкции, механической характеристики и параметров крепи с технологическими способами сооружения выработки.

При выборе жестких типов крепи следует иметь в виду, что воспринимаемые крепью нагрузки в существенной мере зависят от места установки крепи (расстояния от проходческого забоя) и в ряде случаев за счет назначения определенного отставания крепления выработки нагрузки на крепь могут быть значительно снижены. Особенно существенным это является для калийных и подобных им месторождений с высокой степенью ползучести соляных пород, где эффект может быть достигнут путем создания оптимального зазора между крепью и контуром выработки.

2.17. Условия поддержания и крепления выработок, находящихся в массиве, испытывающем влияние смежных или сопрягающихся выработок, зависят от категорий устойчивости пород до и после проведения смежной или сопрягающейся выработок, типа и конструкции крепи выработок и сопряжения, порядка и времени проведения смежной или сопрягающейся выработок, расстояния до смежной выработки и угла между сопрягающимися выработками.

Если ранее пройденная выработка закреплена податливой крепью и после проведения смежной или сопрягающейся выработок породы остаются в I и II категории устойчивости, то вредное влияние на условия их поддержания несущественно. Интенсивное вредное воздействие смежных и сопрягающихся выработок возникает при креп-

Таблица 4

Категория устойчивости пород в выработке	Оценка состояния устойчивости пород	Общая характеристика состояния пород	Меры поддержания выработки
I	Устойчивое	Разрушения пород отсутствуют (либо имеются отдельные нарушения); смещения пород не отражаются на изменении формы и размеров обнажений	Эксплуатация выработки возможна без крепи либо при изолирующих типах крепи (набрызгбетон, химические покрытия и др.)
II	Средне-устойчивое	Разрушения пород имеют незначительное распространение в глубь массива; смещения пород и нагрузки на крепь невелики и, как правило, носят затухающий характер	Применение крепей маломощных, податливых, а также ограждающе - упрочняющих типов (анкерные крепи, торкрет и набрызгбетонные)
III	Неустойчивое	Разрушениями пород охвачена обширная зона в глубь массива; значительные смещения пород и нагрузки на крепь, слабо затухающие во времени	Применение жестких и ограниченно податливых крепей с большой несущей способностью типов (анкерные крепи, торкрет- и набрызгбетонные)
IV	Очень неустойчивое	Вокруг выработки формируется большая зона разрушенных пород, образующаяся непосредственно у груди забоя; весьма значительны смещения пород на жесткую крепь, увеличивающиеся в течение всего срока службы выработки	Применение мощных замкнутых ограниченно-податливых крепей в сочетании с различными способами упрочнения пород вокруг выработки

лении их жесткой крепью и особенно при переходе пород из одного состояния устойчивости в другое (например, из II в III или IV).

2.18. Особенно большое влияние на условия поддержания выработок оказывает ведение очистных работ, в результате которых в массиве нарушается первоначальное равновесие, происходит интенсивное сдвижение пород, резко изменяется напряженно-деформированное состояние пород. Вредное или полезное (вследствие разгрузки массива) воздействие очистных работ на горные выработки, а также интенсивность их проявления определяются, с одной стороны, расположением выработки в области и зоне их влияния, с другой — сроками проведения выработок относительно очистных работ во времени. Успешное поддержание выработки в этих условиях может быть обеспечено либо специальной защитой — приданием крепи податливости, компенсирующей вредное воздействие сдвижения пород и опорного давления, либо проведением выработки в зоне разгруженных пород после завершения стадии активного сдвижения массива.

2.19. Общий порядок выбора и расчета крепи для конкретной подземной горной выработки слагается из следующих операций, проводимых дифференцированно по ее участкам с одинаковыми свойствами пород:

а) на основании анализа инженерно-геологических и гидрогеологических данных при принятых горных мерах охраны выработки проводится оценка механического состояния массива (с учетом его упрочнения), и расчетом устанавливается категория устойчивости пород выделенного участка выработки;

б) по категории устойчивости пород для выделенного участка выработки осуществляется предварительный выбор типа и конструкции крепи и технологии ее возведения;

в) исходя из анализа взаимодействия пород и крепи проводится расчет смещений и нагрузок на крепь;

г) с учетом возможных неблагоприятных сочетаний нагрузок и воздействий на крепь проводится расчет самой крепи, в необходимых случаях прорабатываются варианты конструктивной защиты крепи и рассчитываются параметры элементов защиты;

д) в особо ответственных случаях дополнительно выполняется специальный прочностной расчет крепи (внутренних усилий, напряжений) и проводится проверка устойчивости формы крепи.

Окончательный выбор крепи по длине выработки производится на основании технико-экономического сравнения приведенных затрат на проведение и поддержание выработки в эксплуатационном рабочем состоянии в течение всего срока ее службы.

С учетом требований пп. 1.8 (1.3) и 2.14 (2.4) настоящих норм по технологии и механизации проходческих работ, расчеты производятся как для варианта требуемых крепей на всех выделенных участках выработки с одинаковыми свойствами пород, так и для различных вариантов объединения смежных участков с разными свойствами пород.

2.20 (2.5). При проектировании крепи выработки, а также других элементов подземных конструкций (армировка стволов, фундаменты под оборудование и др.) должна предусматриваться их защита от воздействия агрессивных сред.

Установление степени агрессивности сред, а также меры по защите от их воздействий следует назначать в соответствии с требованиями главы СНиП по защите строительных конструкций от коррозии и ГОСТ 9.015—74*.

2.21. Степень минерализации и химический состав воды могут изменяться в процессе строительства, в связи с чем ранее неагрессивные среды могут стать агрессивными, что следует учитывать при проектировании. На основании результатов анализа вод возможна корректировка состава бетона.

2.22 (2.6). Проектами выработок, возводимых в обводненных массивах пород, надлежит предусматривать защиту от проникания в выработку воды путем водоотвода, гидроизоляции крепи и тампонажа пород.

Применение перечисленных мероприятий, а также создание специальной водонепроницаемой крепи следует производить на основе технико-экономического обоснования.

2.23. В слоях пород с напорными водами величина естественного гидростатического напора должна определяться на основании гидрогеологических и гидрологических исследований, охарактеризованных в п. 1.42 (1.13) настоящих норм. Расчетные значения величин указанных характеристик можно устанавливать в соответствии со «Справочным руководством гидрогеолога», т. I и II, под ред. проф. В. М. Максимова (Л., Недра, 1979).

2.24. Водонепроницаемость бетонной крепи может быть повышена за счет увеличения плотности бетона, применением специальных цементов, отличающихся высокой стойкостью к воздействию агрессивных шахтных вод, введением в состав бетонной смеси комплексных химических добавок, в том числе эффективных пластификаторов. Повышение водонепроницаемости крепи может быть достигнуто также за счет применения гидроизоляционных материалов (в том числе полиэтиленового экрана). Транспортирование бетонной смеси в специальных бадьях вместо труб обеспечивает возможность значительного повышения качества бетона, его водонепроницаемости.

2.25. Для подавления притоков воды в выработку необходимо применять предварительную и последующую цементацию пород, пользуясь отраслевыми инструкциями.

2.26. (2.7). Выбор материалов конструкции крепи необходимо производить в соответствии с требованиями нормативных документов и государственных стандартов, предъявляемыми к материалам, с учетом их работы в подземных условиях.

2.27. Материалы крепи должны удовлетворять требованиям заданной прочности, агрессивно-стойкости, долговечности, быть негорючими и не токсичными в условиях строительства и эксплуатации при нормальных и аварийных температурных режимах.

2.28 (2.8). В конструкциях монолитной бетонной и железобетонной крепи шахтных стволов следует применять тяжелый бетон марки не ниже М200, для других выработок не ниже М150; для сборных железобетонных и бетонных конструкций крепи бетон следует применять марки не ниже М300.

2.29. Для жесткой арматуры следует применять профильную сталь или сварные элементы из листовой полосовой стали. В качестве гибкой арматуры — стержневую горячекатаную и арматурную проволоку.

2.30 (2.9). Проектные марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости следует назначать с учетом принятой системы гидроизоляции или защиты крепи от коррозии в зависимости от климатических и гидрогеологических условий района расположения выработки и в соответствии с классификацией бетонов и требованиями к их применению, установленными для

I класса сооружений главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, а также в соответствии с главой СНиП по защите строительных конструкций от коррозии.

2.31. При обоснованиях минимальных проектных марок бетона по морозостойкости и водонепроницаемости необходимо учитывать расчетные зимние температуры соответствующего района *строительства согласно главе СНиП по строительной климатологии и геофизике.*

2.32 (2.10). Минимальную толщину защитного слоя бетона для арматуры монолитной железобетонной крепи следует принимать 30 мм.

2.33 (2.11). Элементы блочной и тюбинговой сборной крепи должны иметь отверстия для тампонажа пустот, остающихся за крепью в процессе ее монтажа.

2.34. (2.12). В железобетонной и бетонной крепи выработок, сооружаемых в сейсмических районах с сейсмичностью свыше 7 баллов, следует предусматривать устройство деформационных швов, расстояния между которыми должны быть до 30 м. Устройство деформационных швов следует предусматривать, как правило, в местах пересечения выработкой трещин или контактов между породами различной прочности.

ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

2.35 (2.13). В качестве основных расчетных данных для определения устойчивости пород, величин их смещений, нагрузок на крепь и параметров крепи выработки должны приниматься:

расчетная глубина размещения выработки — $H_р$;

расчетные значения физико-механических свойств горных пород;

нормативные и расчетные характеристики материалов крепи и заполнения закрепного пространства.

2.36 (2.14). Расчетную глубину $H_р$ размещения выработки следует определять по формуле

$$H_р = Hk, \qquad [1(1)]$$

где H — проектная глубина размещения выработки или ее участка, м;

k — коэффициент, учитывающий отличие напряженного состояния массива горных пород по сравнению с напряженным состоянием, вызванным собственным весом толщи пород до поверхности, принимаемый равным 1 для обычных горногеологических условий либо устанавливаемый экспериментально; для районов, подверженных движениям земной коры, и в зонах тектонических нарушений при отсутствии экспериментальных данных k принимается равным 1,5.

2.37. Расчетные значения $H_р$ определяют влияние исходного ненапряженного состояния нетронутого массива горных пород на интенсивность проявлений горного давления в выработках. Исходное напряженное состояние пород зависит от целого ряда факторов, из которых основными являются собственный вес толщи пород до поверхности и тектонические процессы, происходящие в земной коре. Установлено, что для большинства районов, не осложненных тектонической деятельностью, вертикальные напряжения — максимальны

и равны произведению средней плотности пород на глубину от поверхности. Горизонтальные напряжения по величине равны произведению вертикальных напряжений на коэффициент бокового распора, зависящий в свою очередь от величины действующих максимальных напряжений и степени пластичности пород. Существенное отличие напряженного состояния от указанного имеет место в зонах крупных тектонических нарушений, где максимальные напряжения за счет проявления остаточных тектонических сил не вертикальны и могут значительно превышать напряжения от собственного веса пород. Также возможны отклонения напряженного состояния массива от обычных горногеологических условий на участках под крутыми склонами гор и водоемами.

Как показали исследования, в регионах современных неотектонических процессов максимальные напряжения действуют в направлении, близком к горизонтальному, и могут даже в несколько раз превышать вертикальные от собственного веса пород.

2.38. В связи с ограниченными возможностями применения простых экспериментальных методов для определения в массовом порядке напряженного состояния пород в формуле [1(1)] настоящего Руководства в зонах с обычными горногеологическими условиями расчетные значения коэффициента k принимаются равными 1, а при осложненности условий соответственно — 1,5. При этом в проектах особо ответственных выработок предусматривается, согласно п. 1.15 (1.6) и прил. 1 Руководства, установка контрольных приборов и замерных станций (в том числе связанных с оценкой напряженного состояния массива пород) для уточнения исходных данных, корректировки проектных решений и проведения своевременных мероприятий по обеспечению рабочего состояния выработок.

2.39. Для установления расчетной величины коэффициента k и необходимости проведения специального экспериментального определения напряжений в массиве горных пород вблизи места размещения выработки следует иметь в распоряжении оценочные сведения о наличии в регионе (бассейне, месторождении) современных тектонических процессов; результаты инженерно-геологических изысканий, подтверждающие наличие в области проектируемого предприятия крупных тектонических нарушений; экспериментальные данные о величинах напряжений пород для аналогичных условий[1].

При установлении, что величины максимальных напряжений в массиве более чем в 2 раза превышают максимальные напряжения от собственного веса толщи пород до поверхности, при проектировании следует непременно предусматривать проведение дополнительных исследований напряженного состояния массива с привлечением специализированных организаций и применять методы расчета крепи с учетом фактического напряженного состояния горного массива. Аналогичным образом рекомендуется вести проектирование выработок при сейсмичности районов свыше 7 баллов, ведении крупных взрывных работ и в других усложненных условиях (см. п. 1.12 (1.4) настоящих норм).

2.40 (2.15). Расчетное сопротивление пород (массива) сжатию R_c следует определять по формуле

$$R_c = Rk_c, \qquad [2(2)]$$

[1] «Инструкция по инженерным изысканиям в горных выработках, предназначаемых для размещения объектов народного хозяйства. СН 484-76». М., Стройиздат, 1977.

где R — среднее значение сопротивления пород в образце одноосному сжатию, устанавливаемое экспериментально по результатам испытаний образцов пород, МПа (кгс/см²);
k_c — коэффициент, учитывающий дополнительную нарушенность массива пород поверхностями без сцепления, либо с малой связностью (зеркала скольжения, трещины, глинистые прослои и др.), принимаемый по табл. 5(1).

Примечание. В необходимых случаях (обводнение выработки, упрочнение пород и др.) определение R_c следует производить с учетом влияния этих факторов по данным специализированных организаций.

Таблица 5(1)

Среднее расстояние между поверхностями ослабления пород, м	Коэффициент k_c
Более 1,5	0,9
От 1,5 до 1	0,8
» 1 » 0,5	0,6
» 0,5 » 0,1	0,4
Менее 0,1	0,2

2.41. При определении расчетного сопротивления пород R_c с учетом влияния на устойчивость массива проводимых мероприятий по его упрочнению (цементация, анкерование), а также влияния обводнения выработки надлежит использовать (при их наличии) экспериментальные данные. При отсутствии этих данных для определения величины расчетного сопротивления рекомендуется руководствоваться положениями пп. 2.42 и 2.43.

2.42. Разупрочнение обводняемых пород в результате фильтрации по массиву воды водоносных горизонтов и перепуска воды по проектируемой выработке, если не предусмотрены меры против этого обводнения, рекомендуется учитывать снижением расчетного сопротивления пород R_c:

для песчаников и сланцев кремнистых на 20 %;
» песчаников известковых и известняков на 30 %;
» алевролитов и песчаников глинистых на 40 %;
» аргиллитов и мергелей на 50 %;
» глин монтморилонитовых на 70 %;
» глин каолинитовых на 40 %;

2.43. Упрочнение пород в результате выполнения предусматриваемых пп. 4.29 и 4.30 мероприятий (цементация, анкерование) учитывают повышением расчетного сопротивления пород R_c на величину, зависящую от проектируемых параметров этих мероприятий: глубины цементации, состава цементирующего раствора, длины и конструкции анкеров, плотности их размещения и пр. (прил. 14 и 15).

2.44. Расчетные значения показателей средней плотности пород, сопротивления растяжению, модуля упругости, коэффициента Пуассона, в случае отсутствия данных прямого их определения, согласно п. 1.40, могут приниматься в соответствии с указаниями прил. 2 Руководства.

2.45 (2.16). При проектировании выработок k_c определяется по данным количественного анализа нарушенности массива пород в местах проектируемого расположения выработки на основании данных инженерно-геологических изысканий по среднему расстоянию между поверхностями ослабления пород согласно табл. 5(1).

2.46. Значения коэффициента k_c в табл. 5(1) устанавливаются по данным оценки структурной нарушенности пород согласно п. 1.38 Руководства, т. е. по естественному разлому керна скважин инженерно-геологических изысканий.

При выполнении, согласно п. 1.28, предварительной проработки вариантов размещения проектируемой выработки по данным разведки и при отсутствии в составе этих данных показателей естественного разлома керна значения коэффициента k_c рекомендуется устанавливать по показателю тектонической нарушенности дизъюнктивами массива горных пород в районе расположения выработки, определенному согласно п. 1.34 Руководства. При этом значение k_c устанавливается по табл. 6.

Таблица 6

Характеристика дизъюнктивной нарушенности района размещения выработки	Суммарная протяженность нарушений, м/га	Коэффициент k_c
Практически не нарушенный и отдельные нарушения	До 150	0,9
Значительное количество нарушений	Св. 150 до 250	0,6
Зоны дробления и смятия пород, замки складок	Св. 250	0,3

В случаях пересмотров проектных решений (п. 1.32) при выявлении существенного отличия принятых для проектирования исходных данных от результатов предусмотренных п. 1.38 контрольных замеров трещиноватости пород в стенках выработки при ее проходке, значения коэффициента k_c устанавливают по табл. 5(1).

2.47(2.17). Для оценки ранее выполненной проектной документации и при использовании имеющихся нормативных документов допускается определять сопротивление пород сжатию в образце R по коэффициенту крепости пород f по шкале М. М. Протодьяконова (при $f \geqslant 3$) по формулам:

$$R = 10f \text{ (МПа)}; \qquad [3(3)]$$

$$R = 100f \text{ (кгс/см}^2\text{)}, \qquad [3а(3а)]$$

где f — коэффициент крепости пород, принимаемый по главе СНиП по правилам производства и приемки работ подземных горных выработок.

2.48. Оценка сопротивления пород одноосному сжатию единицами шкалы коэффициентов крепости, установленной в 1926 г. проф. М. М. Протодьяконовым и утвержденной в 1960 г., является грубо-ориентировочной. В связи с обязательным введением единиц измерения по системе СИ эта оценка подлежит замене соответствующими значениями сопротивления в паскалях (мегапаскалях — МПа).

2.49(2.18). Расчетное сопротивление пород сжатию R_c по контуру поперечного сечения выработки должно определяться с учетом всех пересекаемых выработкой слоев (пластов) мощностью более 0,1 м, залегающих на расстояниях от контура сечения выработки: в кровле — 1,5 b, в почве и боках выработки — 1 b, где b — ширина выработки.

Для ряда смежных слоев, залегающих по контуру поперечного сечения выработки, с изменчивостью R_c в пределах до 30 % следует принимать для всей выработки усредненное значение расчетного сопротивления пород сжатию, определяемое по формуле

$$R_{c_y} = \frac{R_{c_1} m_1 + R_{c_2} m_2 + \ldots + R_{c_n} m_n}{m_1 + m_2 + \ldots + m_n}, \qquad [4(4)]$$

где $R_{c_1}, \ldots, R_{c_n}$ — расчетное сопротивление слоев пород сжатию; $m_1, \ldots, m_n$ — мощность слоя.

При изменчивости расчетного сопротивления пород сжатию в кровле, боках или почве выработки свыше 30 % R_c следует считать по формуле [4(4)] отдельно по элементам выработки (кровле, бокам и почве).

Пример определения R_c по контуру поперечного сечения выработки.

Из представленной на рис. 1 геологической колонки (с указанием на ней места намечаемого расположения выработки шириной 5 м, высотой 3,8 м) видно, что значения сопротивления пород сжатию R_c в кровле на высоту 8 м в несколько раз превышают R_c в боках выработки; R_c в почве почти в 1,5 раза выше, чем в боках выработки.

В связи с этим R_c подсчитывается по формуле [4(4)] отдельно по элементам выработки:

$$R_c \text{ кровли} = \frac{60 \cdot 0,9 + 85 \cdot 1,5 + 70 \cdot 1,1 + 95 \cdot 1,8 + 50 \cdot 2,12}{0,9 + 1,5 + 1,1 + 1,8 + 2,2} =$$

$$= 72 \text{ МПа}; \quad R_c \text{ боков} = 36 \text{ МПа}; \quad R_c \text{ почвы} = 49 \text{ МПа}.$$

2.50 (2.19). Расчетное сопротивление пород сжатию R_c по длине выработки следует определять исходя из разделения выработки на отдельные участки по длине, с учетом следующих требований:

а) к одному участку следует относить все пересекаемые выработкой слои (пласты) мощностью свыше 0,3 м, значения R_c которых находятся в пределах до 30 %; для этого участка R_c определяется усредненным с учетом мощности этих слоев по формуле [4(4)];

б) при объединении смежных участков, значения R_c которых отличаются более чем на 30 %, R_c объединенного участка следует принимать по наименьшему значению R_c объединяемых участков.

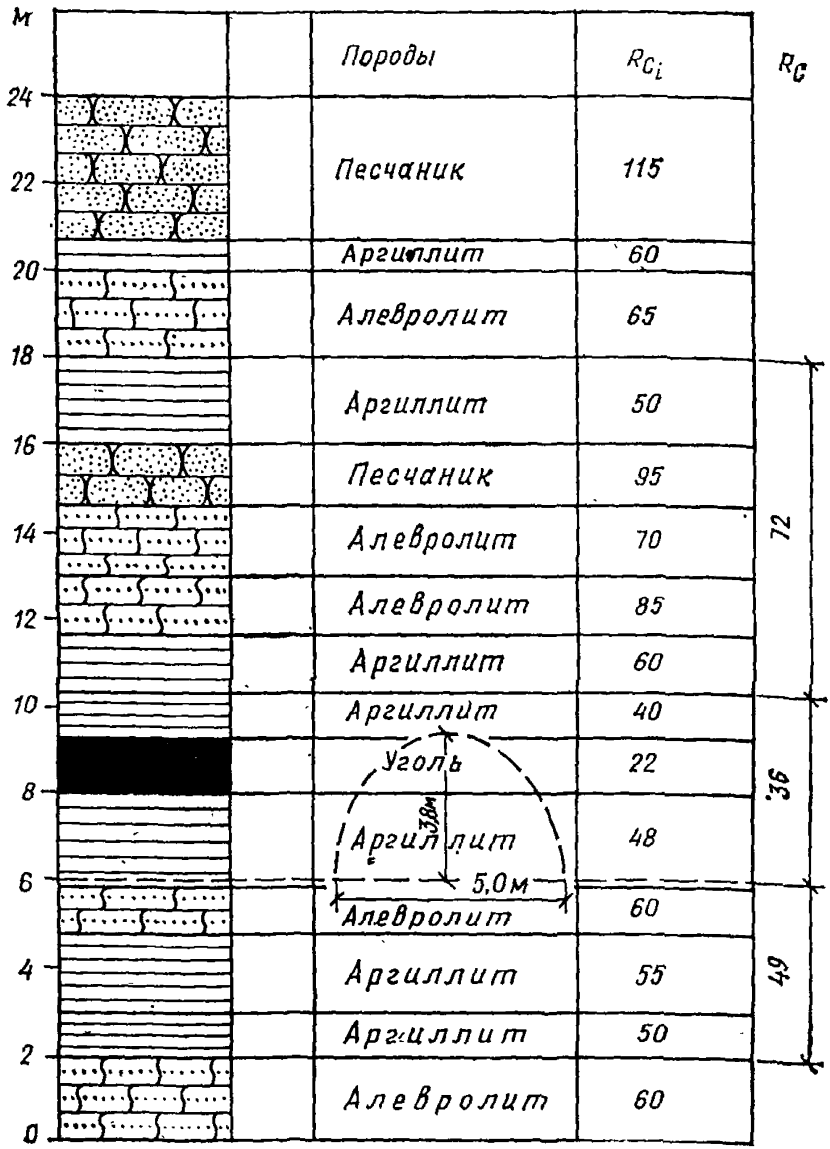


Рис. 1. Пример определения расчетного сопротивления пород сжатию по контуру поперечного сечения выработки

Пример объединения R_c по длине выработки.

Из представленной на рис. 2 геологической колонки пересекаемых квершлагом пород видно, что отличия значений сопротивлений пород сжатию R_c по слоям *1—7* составляет 100 %, а при разделении всей длины на два участка с включением в первый из них слоев *1—3*, а во второй — слоев *4—7* значения R_c находятся

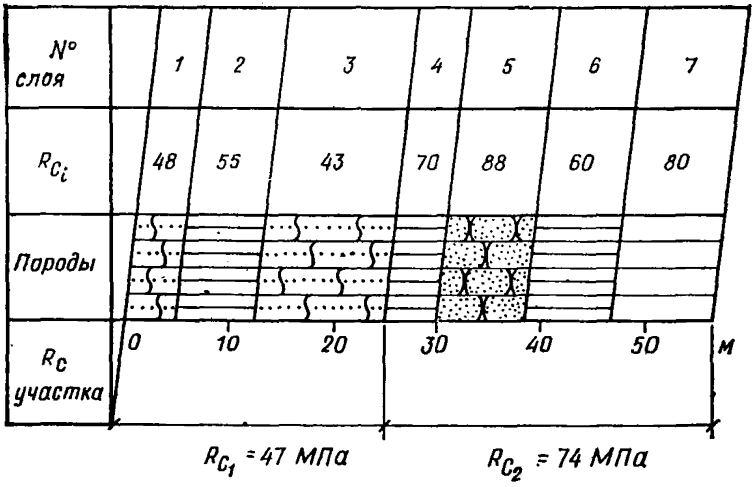


Рис. 2. Пример определения расчетного сопротивления пород сжатию по длине выработки

в пределах до 30 %, поэтому при проектировании принимается разделение квершлага на два участка с R_{c1}=47 МПа и R_{c2}=74 МПа.

2.51 (2.20). Расчетные и нормативные характеристики материалов крепи следует принимать с учетом их работы в подземных условиях и руководствуясь соответствующими государственными стандартами и главами СНиП:

для бетонной и железобетонной крепи — по главе СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

для металлической крепи — по главе СНиП по проектированию стальных конструкций;

для деревянной крепи — по главе СНиП по проектированию деревянных конструкций;

для каменной крепи—по главе СНиП по проектированию каменных и армокаменных конструкций.

При выборе материалов конструкций крепи выработок надлежит также соблюдать требования Технических правил по экономному расходованию основных строительных материалов.

2.52. Характеристики материалов крепи выработок представлены в прил. 3 Руководства.

2.53 (2.21). Расчет крепи выработки следует производить, используя методы строительной механики с учетом взаимодействия крепи и пород при строительстве и эксплуатации выработки.

При оценке взаимодействия крепи и пород необходимо учитывать мероприятия по упрочнению пород или их разгрузке, прогноз изменений геологических, гидрогеологических и горнотехнических условий участка строительства.

2.54. В отдельных случаях при отсутствии соответствующих методов статического расчета определение усилий в сложных конструкциях крепи возможно осуществлять на основе натурных и ла-

бораторных экспериментов, включая испытания моделей из эквивалентных и оптически чувствительных материалов.

2.55 (2.22). Расчет конструкций крепи выработки следует производить по несущей способности (по фактору хрупкого, вязкого и других видов разрушений), а в необходимых случаях по устойчивости и трещиностойкости в соответствии с требованиями главы СНиП по основным положениям проектирования строительных конструкций и оснований.

На устойчивость следует проверять расчетом тонкостенные стальные и сборные конструкции, а на трещиностойкость — крепи гидро- и газоизолирующие.

2.56. Расчет крепи включает определение ее параметров (толщина и др.), статический расчет для определения усилий в крепи (в необходимых случаях), расчет несущей способности, а также в установленных п. 2.55 (2.22) условиях расчеты устойчивости и трещиностойкости крепи.

Выбор расчетных схем и методов статического расчета крепи выработок производится в зависимости от режима их работы, конструкции и условий на контакте крепи с массивом горных пород.

Некоторые примеры статического расчета конструкций крепи выработок представлены в прил. 21 и 22.

2.57. Расчет конструкций специальных сооружений проводится в соответствии с «Руководством по проектированию строительных конструкций убежищ гражданской обороны» (М., Стройиздат, 1974).

Рекомендации по этому вопросу содержатся также в книге Н. Н. Попова и Б. С. Расторгуева («Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений», М., Стройиздат, 1980).

2.58 (2.23). Крепи выработок следует рассчитывать исходя из возможных неблагоприятных сочетаний нагрузок и воздействий, которые действуют одновременно при строительстве или эксплуатации выработок с учетом технологии проведения выработок и возведения крепи. При этом необходимо принимать следующие сочетания нагрузок:

основное — из постоянных нагрузок и воздействий, временных длительных нагрузок и воздействий, возникающих в процессе строительства;

особое — из постоянных, временных длительных, наиболее вероятных кратковременных и одной из особых сейсмических или других нагрузок или воздействий.

2.59 (2.24). При проектировании конструкций крепи выработок на сочетание нагрузок и воздействий следует учитывать:

постоянные нагрузки и воздействия:

а) давление горных пород со стороны массива;

б) собственный вес крепи;

в) воздействия, вызываемые предварительным напряжением элементов крепи;

г) давление подземных вод;

временные длительные нагрузки и воздействия:

д) температурные воздействия, в том числе морозное пучение;

е) воздействия от очистных работ, других выработок и водопонижения;

ж) давление от набухания пород;

кратковременные нагрузки и воздействия:

з) давление тампонажного раствора, нагнетаемого за крепь;

и) воздействие от подвижных нагрузок проходческих, транспортных машин и комплексов;

к) воздействия от массовых взрывов;

особые нагрузки и воздействия:

л) динамические нагрузки;

м) сейсмические воздействия.

При учете сочетаний нагрузок следует применять коэффициенты сочетаний, установленные главой СНиП по нагрузкам и воздействиям.

2.60. При установлении нагрузок и воздействий, учитываемых при расчете крепи, в конкретных условиях следует принимать лишь те нагрузки и воздействия, которые оказывают существенное влияние на крепь. Например, собственный вес крепи может не учитываться в горизонтальных выработках.

Расчет крепи производится для наиболее неблагоприятного периода поддержания выработок в течение всего срока их службы. Так, при планировании выемки предохранительных целиков расчет крепи выработки следует вести на обеспечение ее рабочего состояния в этот период.

2.61 (2.25). Расчеты крепи по несущей способности и устойчивости следует производить на основные и особые сочетания нагрузок с применением коэффициентов перегрузки, условий работы конструкций, устанавливаемых в настоящих нормах, и расчетных сопротивлений материалов, принимаемых по соответствующим главам СНиП.

3. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ВЫРАБОТКИ

Объемно-планировочные и конструктивные решения

3.1 (3.1). Выбор места размещения вертикальной выработки необходимо производить во взаимной увязке с генеральным планом и расположением других выработок, а также с учетом возможности наиболее полного извлечения из недр запасов основных и совместно с ними залегающих полезных ископаемых. При проектировании вертикальных выработок следует:

избегать, как правило, пересечения вертикальной выработкой крупных тектонических нарушений и напорных водоносных горизонтов;

располагать стволы, как правило, за пределами шахтных полей или площадей залегания полезных ископаемых на расстояниях, исключающих оставление предохранительных целиков;

предусматривать меры максимально возможной выемки околоствольных целиков при расположении стволов в пределах шахтных полей или площадей залегания полезных ископаемых;

обеспечивать возможность размещения околоствольного двора в устойчивых, прочных породах;

принимать меры, исключающие или снижающие воздействие на стволы очистных работ, водопонижения и близлежащих либо сопрягающихся выработок.

Примечания: 1. Вертикальные выработки считаются

расположенными вне зоны воздействия очистных работ, если очистные выработки находятся за пределами границ предохранительных целиков, построенных по Правилам охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок, утвержденным Министерствами СССР по согласованию с Госгортехнадзором СССР.

2. Вертикальные выработки считаются расположенными вне зоны воздействия водопонижения, если они находятся за пределами его контура, определяемого гидрогеологическим расчетом.

3.2. Ствол считается расположенным вне зоны вредного воздействия очистных работ, и ожидаемые деформации не рассчитываются, если предохранительные целики построены по граничным углам сдвижения, определяемым Правилами охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных выработок, утвержденными соответствующими ведомствами и согласованными с Госгортехнадзором, с учетом дополнительных условий, оговоренных в этих Правилах и в прил. 6 настоящего Руководства.

3.3. Стволы с жесткой крепью допускается подрабатывать нижележащими залежами (пластами) при кратности подработки по вертикали от зумпфа до пласта в соответствии с «Правилами охраны сооружений...».

3.4. При расположении стволов на отработанных площадях следует располагать их на максимально возможном расстоянии от имеющихся целиков и по возможности симметрично относительно последних.

3.5. Для уменьшения потерь полезного ископаемого при охране стволов целиками допускается строить целики оптимальной криволинейной и многоугольной форм.

3.6 (3.2). При расположении стволов и шурфов санитарно-защитные зоны следует предусматривать в соответствии с Санитарными нормами проектирования промышленных предприятий.

3.7 (3.3). Вертикальные стволы следует проектировать, как правило, круглого поперечного сечения. Другим вертикальным выработкам в зависимости от срока их службы, назначения и горногеологических условий допускается придавать отличную от круглой форму поперечного сечения.

3.8(3.4). При охране стволов и шурфов предохранительными целиками размеры последних следует назначать в соответствии с действующими нормативными документами. Меры защиты крепи этих выработок при выемке полезного ископаемого из предохранительных целиков необходимо взаимоувязывать с мерами охраны и защиты других выработок, а также зданий и сооружений на земной поверхности, руководствуясь требованиями главы СНиП по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях.

3.9 (3.5). Общая глубина устьев вертикальных стволов и шурфов должна определяться расчетом с учетом конкретных горногеологических условий.

При наличии вентиляционных и калориферных каналов нижняя отметка дна канала должна быть выше опорного венца не менее, чем на 1000 мм.

Сопряжение вентиляционного или калориферного канала со стволом или шурфом следует проектировать под углом с плав-

ным переходом. При нагнетательной схеме проветривания калориферные каналы, как правило, следует совмещать с вентиляционными.

3.10.(3.6). В крепи устьев стволов и шурфов на глубине от поверхности не менее 1000 мм при необходимости следует предусматривать проемы для ввода кабелей. Размеры проемов следует принимать в зависимости от предельного числа кабелей, идущих в ствол, с учетом возможности доступа для их монтажа и осмотра.

В месте сопряжения ствола и подводящего кабельного канала (траншеи) в том случае, если отсутствует соответствующее свободное помещение в надшахтном здании, должен быть предусмотрен кабельный колодец с входным люком.

Сопряжение дна кабельного канала с внутренней поверхностью крепи устья ствола следует предусматривать по кривой, радиус которой должен быть (как минимум) в 25 раз больше диаметра самого крупного из прокладываемых кабелей.

В местах примыкания каналов к устьям стволов необходимо предусматривать предохранительные ограждения.

3.11.(3.7). Над лестничными отделениями стволов и шурфов на верхних отметках устьев необходимо предусматривать металлические ляды, а над вентиляционными отделениями — металлические решетки или герметичное перекрытие из несгораемых материалов.

3.12.(3.8). Размеры трубно-кабельных отделений в стволах и шурфах надлежит определять исходя из количества размещаемых в них труб и кабелей, а также зазоров, которые должны быть:

между трубами — не менее максимального диаметра фланца прокладываемого трубопровода;

между трубой и контрольными кабелями или кабелем связи — не менее 100 мм;

между силовыми кабелями — 50 мм, но не менее диаметра кабеля.

При прокладке в стволе двух групп взаиморезервирующих кабельных линий зазор между ними должен быть не менее 1000 мм.

Для вывода кабелей из ствола на горизонт должны использоваться водотрубные ходки в камеры главного водоотлива, а в случае их отсутствия — предусматриваться кабельные ходки. Допускается в отдельных случаях вывод кабелей производить через сопряжение с горизонтом.

3.13 (3.9). При определении глубины зумпфов (участков стволов и шурфов ниже отметки околоствольного двора) следует учитывать минимальный зазор, равный 1000 мм от уровня воды до размещаемого в зумпфе оборудования.

3.14 (3.10). Для предотвращения капежа воды в стволах следует предусматривать водоулавливание с отводом воды в общий шахтный водосборник.

Рудоспуски (породоспуски), восстающие (скаты, гезенки)

3.15 (3.11). Углы наклона рудоспусков (породоспусков) и восстающих (гезенков, скатов) необходимо принимать не менее:

для угля — 50°, для породы — 60°, для неслеживающихся руд — 60—70°; допускается до 25° уменьшать углы наклона скатов для угля при применении устройств и приспособлений, облегчающих самотек угля.

Для слеживающихся руд (пород) рудоспуски (породоспуски) следует принимать вертикальными.

3.16 (3.12). Капитальные рудоспуски и породоспуски предприятий горнорудной промышленности допускается проектировать без ходового отделения.

Участковые восстающие (скаты, гезенки для угля, породоспуски) следует проектировать двумя параллельными выработками (грузовой и ходовой), сбиваемыми между собой через каждые 10—15 м или предусматривать в составе двух отделений, разделенных сплошной стенкой, а в отдельных случаях — трех отделений: грузового, вентиляционного (материального) и лестничного. В стенке, разделяющей грузовое и лестничное отделения, на расстоянии 5000 мм друг от друга должны быть предусмотрены закрываемые на задвижки окна размером 200×200 мм.

3.17 (3.13). Минимальные поперечные размеры рудоспусков (породоспусков) грузовых отделений восстающих (скатов) надлежит принимать равными трехкратным размерам наибольших кусков транспортируемого материала, но не менее 1000×1500 мм, а в скатах, оборудованных стальными трубами для спуска угля или сухого закладочного материала, — в зависимости от принятого размера труб.

3.18 (3.14). При проектировании восстающих и рудоспусков, предназначенных для пропуска горной массы, необходимо предусматривать перекрытие их устьев решетками с ячейками размерами до 400×400 мм для пропуска кондиционных кусков транспортируемого материала.

Устья, перекрытые решетками с ячейками размерами более 400×400 мм, а также устья остальных восстающих выработок должны иметь ограждения со стороны прохода людей.

3.19 (3.15). Погрузочные пункты капитальных и участковых рудоспусков (породоспусков), скатов и гезенков должны быть механизированы, автоматизированы и оборудованы средствами подавления и локализации пыли и средствами защиты от внезапного прорыва обводненной горной массы.

Сопряжения вертикальных стволов (шурфов) с горизонтальными выработками

3.20 (3.16). Высоту сопряжения околоствольного двора со стволом, используемым для транспорта грузов, следует определять из условий беспрепятственного вывода из ствола наиболее крупного узла оборудования и длинномерных материалов пакетами и контейнерами. Высота сопряжения должна быть не менее 4500 мм от головок рельсов.

3.21 (3.17). Ширину междупутья в сопряжении околоствольного двора с клетевым стволом следует принимать равной расстоянию между осями клетей, а проходы с каждой стороны — по 1000 мм.

Переход от уширенного междупутья на обычное необходимо предусматривать за пределами расположения оборудования для обмена вагонеток.

В пределах сопряжения клетевого ствола с околоствольным двором следует предусматривать пол на уровне головок рельсового пути из сборного железобетона или бетона.

Расчет устойчивости пород и нагрузок на крепь, выбор типа и расчет крепи

3.22 (3.18). Выбор типа и расчет параметров крепи вертикального шахтного ствола следует производить дифференцированно для устья, протяженной части, участков сопряжений в зависимости от инженерно-геологических, гидрогеологических условий, вредных воздействий, а также с учетом схем организации и методов производства работ.

3.23 (3.19). Крепь устьев стволов и шурфов следует проектировать из монолитного бетона или железобетона, металлических или железобетонных тюбингов. Конструкцию крепи устьев в зависимости от действующих нагрузок, размеров проемов для каналов и диаметров вертикальных выработок следует предусматривать одно-, двух- и трехступенчатыми венцовыми или ступенчато-венцовыми.

3.24. При назначении марки бетона учитываются требования прил. 3 настоящего Руководства.

3.25 (3.20). Расчет крепи устьев стволов и шурфов следует производить на действие вертикальных и горизонтальных давлений (нагрузок).

Вертикальные нагрузки следует определять как сумму давлений от собственного веса крепи, веса оборудования и сооружений, опирающихся на крепь; горизонтальные — от давления пород массива, пригрузки от поверхностных фундаментов и опор и гидростатического давления в водоносных горизонтах.

3.26. Горизонтальная нагрузка P, действующая на крепь устья, складывается из нагрузок от пород, пригрузки от поверхностных фундаментов, здании и сооружений $P_{\text{п}}$ и в обводненном массиве, гидростатического давления $P_{\text{г}}$, т. е. $P = P_{\text{п}} + P_{\text{г}}$.

3.27 (3.21). Расчетную вертикальную нагрузку $P_{\text{в}}^{\text{р}}$, кН (тс), действующую на крепь устья, следует определять по формуле

$$P_{\text{в}}^{\text{р}} = n \sum_{i=1}^{i>1} P_{\text{в}i} + Q_{\text{у}}, \qquad [5(5)]$$

где n — коэффициент перегрузки, равный 1,4;

$\sum_{i=1}^{i>1} P_{\text{в}i}$ — сумма вертикальных нагрузок, передаваемых опорами горнотехнических сооружений, расположенных на поверхности вблизи ствола, на крепь устья ствола, кН (тс);

$Q_{\text{у}}$ — собственный вес крепи устья, кН (тс).

3.28. При расчете крепи устьев стволов на вертикальную нагрузку $P_{\text{в}}^{\text{р}}$ рекомендуется пользоваться методикой, изложенной в работе Е. П. Калмыкова «Сооружение устьев вертикальных стволов» (М., Госгортехиздат, 1960, с. 35—80).

3.29 (3.22). Расчетное горизонтальное (радиальное) давление пород $P_{\text{п}}$, кПа (тс/м^2), на крепь устья ствола в малосвязных и глинистых породах наносов следует определять по формуле

$$P_{\text{п}} = nk_{\text{у}} \left\{ \gamma r_0 \frac{\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}{\psi - 1} \times \right.$$

$$\left. \times \left[1 - \left(\frac{r_0}{r_0 + H \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)} \right)^{\psi - 1} \right] + P_{\Phi} \right\}, \qquad [6(6)]$$

где n — коэффициент перегрузки, равный 1,3;

$k_{\text{у}}$ — коэффициент, принимаемый равным 1,7 — при расстоянии от проемов в крепи более 20 м и 2,9 — при расстоянии менее 20 м;

r_0 — радиус ствола в свету, м;

φ — угол внутреннего трения наносов, град;

ψ — безразмерный коэффициент, определяемый из выражения

$$\psi = 2 \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right);$$

H — глубина рассматриваемого участка от поверхности, м;

P_{Φ} — наибольшая суммарная дополнительная нагрузка от зданий и сооружений, расположенных на поверхности вблизи ствола, кПа (тс/м^2), определяемая согласно прил. 6 (1);

γ — удельный вес породы (грунта), кН/м^3 (тс/м^3), определяемый из выражения

$$\gamma = \rho_m g,$$

где ρ_m — средняя плотность пород (грунта), т/м^3 (т/м^3);

g — ускорение силы тяжести, м/с^2 (вводится только для единиц СИ).

Допускается вести расчет нагрузок на крепь, назначать тип и параметры крепи устья ствола согласно главе СНиП по проектированию сооружений промышленных предприятий (в части опускных колодцев).

3.30. Допущение, содержащееся в п. 3.29 (3.22), приемлемо в случае проектирования сооружения и крепления устья как опускного колодца, погружаемого в тиксотропной рубашке.

Для водонасыщенных пород учет взвешивающего действия воды производится введением в формулу [6 (6)] множителя

$$\frac{(\rho_m - \rho_{\text{в}})\, g}{1 + \varepsilon}$$

вместо γ, где $\rho_{\text{в}}$ — плотность воды, т/м^3; ε — значение коэффициента пористости пород, определяемое отношением объема пор к объему скелета пород.

3.31. При расчетах в технической системе единиц γ имеет смысл объемного веса в тс/м^3, а в системе СИ — $\gamma = \rho_m g$, где ρ_m — средняя (объемная) плотность, т/м^3.

3.32 (3.23). Выбор типа и расчет параметров крепи для протяженной части ствола, а также участков сопряжения следует

производить на основании определения категорий устойчивости пород вертикальных выработок согласно табл. 7 (2).

Таблица 7(2)

Категория устойчивости пород	Оценка состояния устойчивости пород	Критерий устойчивости пород вертикальной выработки C
I	устойчивое	до 3
II	среднеустойчивое	от 3 до 6
III	неустойчивое	» 6 » 10
IV	очень неустойчивое	более 10

Примечание. При $R_c \leqslant 2$ МПа породы относятся к IV категории устойчивости.

3.33 (3.24). Величину критерия устойчивости пород вертикальной выработки C следует определять по формуле

$$C = \frac{k_г k_{сб} k_ц k_t H_р}{26{,}3 + k_\alpha R_c (5{,}25 + 0{,}0056 k_\alpha R_c)}, \qquad [7(7)]$$

где $k_г$ — коэффициент, учитывающий взвешивающее действие воды: для участков вне водоносных горизонтов, равен 1; для пород водоносного горизонта $k_г$ определяется по формуле

$$k_г = \frac{(\gamma h_1 - P_в) + (\gamma_п - \gamma_в) \dfrac{1}{1+\varepsilon} h_2}{\gamma H}, \qquad [8(8)]$$

где h_1 — высота толщи пород от почвы водоупора до земной поверхности, м;

h_2 — высота толщи пород от рассматриваемого сечения в водоносном горизонте до почвы водоупора (до кровли водоносного горизонта), м;

$\gamma_п$, $\gamma_в$ — соответственно, удельный вес частиц пород водоносного горизонта и удельный вес воды, кН/м³ (тс/м³);

ε — коэффициент пористости пород водоносного горизонта, принимаемый как отношение объема пор к объему скелета и определяемый по данным гидрогеологических изысканий;

H — высота толщи пород от рассматриваемого сечения до земной поверхности, м;

$P_в$ — давление подземных вод с учетом водопонижения, кПа (тс/м²);

$k_{сб}$ — коэффициент воздействия на ствол других выработок: для протяженных участков ствола $k_{сб} = 1$; для сопряжений $k_{сб} = 1{,}5$;

$k_ц$ — коэффициент воздействия на ствол очистных работ: для участков, не испытывающих воздействий, $k_ц$ равен 1; при воздействии очистных работ $k_ц$ принимается по данным специализированных организаций;

k_α — коэффициент влияния угла залегания пород α, град: для горизонтально залегающих пород k_α равен 1, в остальных случаях k_α следует принимать из выражения

$$k_\alpha = \frac{1}{1 + 0{,}5 \sin \alpha};$$

k_t — коэффициент влияния времени эксплуатации проектируемой выработки: для шахтных стволов $k_t = 1$, для остальных выработок $k_t = 0{,}9$;

$H_р$, $R_с$, γ — обозначения те же, что в формулах [1 (1)], [2 (2)] и [6 (6)].

Примечание. При размерности $R_с$, кгс/см², в формулу [7 (7)] вместо $R_с$ следует подставлять 0,1 $R_с$.

3.34. Коэффициент воздействия на ствол очистных выработок $k_ц$ для пластовых месторождений при разработке одиночных пластов в пределах целика определяется выражением $k_ц = 1 + T$, где величина T рассчитывается по методике, приведенной в прил. 7 Руководства.

Расчетная глубина при этом определяется выражением: $H_р = k\,k_ц\,H$, где k — то же, что и в формуле [1 (1)].

3.35 (3.25). На протяженных участках ствола с жесткой армировкой, а также для участков сопряжений ствола в породах I, II и III категории устойчивости при отсутствии воздействия очистных работ, других выработок и водопонижения следует применять, как правило, монолитную бетонную крепь, при этом:

в породах I категории устойчивости толщина бетонной крепи назначается без расчета по табл. 8 (3)

Таблица 8(3)

Глубина расположения участка, м	Толщина бетонной крепи (мм) при углах залегания пород	
	до 35°	более 35°
До 500	200	250
Более 500	250	300

в породах II и III категории устойчивости толщину бетонной крепи следует устанавливать расчетом согласно требованиям п. 3.47 (3.34) настоящих норм, но не менее величин, указанных в табл. 8 (3).

При соответствующем обосновании допускается в стволах с жесткой армировкой, пройденных в породах I категории устойчивости, назначать крепи и их параметры, определяемые по п. 3.36 (3.26) настоящих норм.

Если расчетная толщина монолитной бетонной крепи превышает 500 мм, то следует применять бетон более высокой марки или другой тип крепи.

3.36 (3.26). В стволах с гибкой армировкой, а также в вентиляционных стволах и шурфах, не оборудованных подъемными установками, в восстающих выработках и рудоспусках при отсутствии влияния очистных работ и водопонижения, где притоки воды не более 8 м³/ч, в породах I и II категории устойчивости следует применять набрызгбетонную крепь либо комбинированную крепь из анкеров, металлической сетки и набрызгбетона;

при притоках воды более 8 м³/ч в породах I, II и III категории устойчивости следует применять монолитную бетонную крепь. При этом:

в породах I категории устойчивости толщина набрызгбетонной крепи на протяженных участках ствола назначается без расчета, в соответствии с табл. 9 (4):

Таблица 9(4)

Глубина расположения участка, м	Толщина набрызг бетонной крепи, мм, при углах залегания пород, град.	
	до 35	более 35
До 500	80	120
Более 500	100	150

в породах I категории устойчивости для участков сопряжений ствола, а также в породах II категории устойчивости на протяженных участках ствола толщину набрызгбетонной крепи следует устанавливать расчетом согласно требованиям п. 3.47 (3.34) настоящих норм. При этом толщина набрызгбетонной крепи должна быть не менее 150 мм на глубинах до 500 м и 200 мм — на глубинах более 500 м.

В комбинированной крепи длину анкеров $l_а$ следует принимать равной 2 м; расстояние между анкерами 0,7 $l_а$. При соответствующем обосновании допускается изменять длину анкеров и расстояния между ними.

3.37. При назначении марки бетона при притоках воды более 8 м³/ч учитываются требования прил. 3 Руководства.

3.38. (3.27). В породах IV категории устойчивости, на участках ствола с напорными водами, а также на калийных и подобных им месторождениях следует применять тюбинговую, железобетонную, многослойную крепь, а при достаточной устойчивости пород — монолитную бетонную крепь.

3.39. Характеристики сопротивления серого и высокопрочного чугуна тюбингов принимаются в соответствии с требованиями прил. 3 Руководства.

3.40 (3.28). Расчет крепи протяженной части стволов и шурфов следует производить на суммарное действие горизонтального (радиального) давления пород массива $P_п$ и давления остаточного напора подземных вод $P_г$ с учетом технологической и монтажной нагрузок.

Общее давление надлежит определять на момент времени, когда оно является наибольшим.

3.41(3.29). Расчетное горизонтальное (радиальное) давление пород $P_п$, кПа (тс/м²), на крепь протяженной части вертикальной выработки при отсутствии влияния горизонтальных деформаций от воздействия очистных работ следует определять по формуле

$$P_п = n m_у n_н P^н [1 + 0,1 (r_0 - 3)], \qquad [9(9)]$$

где r_0 — радиус выработки в свету, м; n — коэффициент пере-

грузки, равный 1,3; m_y — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 10(5):

Таблица 10(5)

Тип крепи	Коэффициент условий работы, m_y
Набрызгбетонная	0,5
Сборная	0,75
Монолитная	0,8

$n_н$ — коэффициент приведения к расчетному (максимальному) давлению при неравномерной эпюре нагрузок, принимаемый по табл. 11(6):

Таблица 11(6)

Угол залегания пород α, град.	Коэффициент $n_н$	
	При последовательной и параллельной схемах проходки	При совмещенной схеме проходки
До 10	2	1,75
От 10 до 35	2,5	2
Более 35	2,75	2,25

$P^н$ — нормативное давление на крепь, кПа (тс/м²), определяемое для пород I, II и III категории устойчивости по формулам:
при

$$C \leqslant 6,\ P^н = 10\,[(2C - 1) + \Delta]; \qquad [10(10)]$$

при

$$10 \geqslant C > 6,\ P^н = 10\,[(3C - 7) + \Delta], \qquad [11(11)]$$

где C — критерий устойчивости вертикальных выработок, рассчитываемый по формуле [7(7)];
Δ — параметр, учитывающий технологию проходческих работ, принимаемый равным: при последовательной и параллельной технологических схемах — нулю; при совмещенной технологической схеме проходки с передвижной опалубкой при $C \leqslant 6$ Δ равно 2 и при $10 \geqslant C > 6$ Δ равно 3.

Примечания: 1. Нормативное давление на крепь $P^н$ для пород IV категории устойчивости определяется по методикам специализированных организаций.

2. В формулах [10(10)] и [11(11)] множитель 10 вводится при единицах СИ.

3.42. Расчет нормативного давления $P^н$ для пород IV категории устойчивости производится по методике, приведенной в прил. 8 Руководства.

3.43(3.30). Расчетное горизонтальное давление пород $P_п$ на крепь вертикальной выработки в районе сопряжения на протяжении 20 м вверх и 20 м вниз от сопряжения следует определять по формуле [9(9)] настоящих норм, принимая в ней вместо величин $n_н$ и $P^н$ величины $n_{нс}$ и $P^н_с$, рассчитываемые по формулам:

$$n_{нс} = n_н + (20 - z)\,x, \qquad [12(12)]$$

$$P^н_с = P^н\,(1{,}5 - 0{,}025z); \qquad [13(13)]$$

где z — расстояние от узла сопряжения до рассматриваемого сечения в районе 20 м;
x — коэффициент перехода от протяженного участка к району сопряжения, принимаемый по табл. 12(7):

Таблица 12(7)

Угол залегания пород α, град.	Коэффициент x	
	При последовательной и параллельной схемах проходки	При совмещенной схеме проходки
До 10	0,05	0,037
Более 10	0,025	0,025

3.44(3.31). В местах пересечения ранее выработанных пространств на удалении до $6m$ в кровлю и до $2m$ в почву (где m — мощность пласта) величина нормативного давления $P^н_р$, кПа (тс/м²), на крепь определяется по формуле

$$P^н_р = 0{,}66P^н + 100, \qquad [14(14)]$$

где $P^н$ — нормативное давление, определяемое по формуле [10(10)] или [11(11)];
100 — слагаемое в единицах СИ; при единицах давления в тс/м² слагаемое следует принимать равным 10.

3.45(3.32). При проектировании сопряжений ствола с горизонтальными выработками и камерами для исключения их влияния на ствол необходимо:

околоствольные выработки в породах II категории устойчивости на протяжении от ствола не менее 30 м, а в породах III и IV категории — не менее 50 м крепить жесткой крепью; в породах I категории тип крепи не регламентируется;

погашаемые околоствольные выработки в породах I и II категории устойчивости на протяжении от ствола до 10 м, а в породах III и IV категории устойчивости до 30 м закладывать кусковатой породой с тампонажным раствором.

3.46(3.33). Давление подземных вод $P_г$, кПа (тс/м²), на крепь выработки в коренных породах без их тампонажа следует определять по формуле [15(15)], а при наличии тампонажа пород — по формуле [16(16)]:

$$P_г = \frac{nH_е\gamma_в}{1+\dfrac{k_ф^{кр}\lg\dfrac{R(t)}{r_1}}{k_ф^{п}\lg\dfrac{r_1}{r_0}}}; \qquad [15(15)]$$

$$P_г = \frac{nH_е\gamma_в}{1+\dfrac{k_ф^{кр}\lg\dfrac{r_т}{r_1}}{k_ф^{т}\lg\dfrac{r_1}{r_0}}\left(\dfrac{k_ф^{т}\lg\dfrac{R(t)}{r_т}}{k_ф^{п}\lg\dfrac{r_т}{r_1}}+1\right)}, \qquad [16(16)]$$

где n — коэффициент перегрузки, принимаемый равным 1,1;

$H_е$ — естественный или сниженный общим водопонижением напор в данном водоносном горизонте, определяемый по результатам гидрогеологических исследований, м;

$k_ф^{кр}$ — коэффициент фильтрации крепи (для бетонной крепи $k_ф^{кр} = 0{,}00158$ м/сут);

$k_ф^{п}$, $k_ф^{т}$ — соответственно коэффициенты фильтрации породы и затампонированной зоны, определяемые по данным гидрогеологических исследований, м/сут;

r_1, r_0, $r_т$ — соответственно внешний, внутренний радиус крепи и радиус затампонированной зоны, м; при неизвестном r_1 в расчете следует принимать для первого приближения толщину бетонной крепи $r_1 - r_0$ равной 0,5 м с последующим уточнением толщины крепи;

$R(t)$ — радиус влияния дренажа выработки, определяемый по данным гидрогеологических изысканий из выражения: $R(t) = 1{,}5\sqrt{at}$,

где a — коэффициент пьезопроводности водоносного горизонта, м²/сут;

t — время от начала дренирования, сут;

$\gamma_в$ — обозначение то же, что в формуле [8(8)].

В тех случаях, когда по расчетам $P_г$ более $P^{в}$, в формулах [15(15)] и [16(16)] необходимо учитывать корректировку времени, принимая t соответствующим моменту на 2 месяца после введения крепи в работу.

Если $\dfrac{k_ф^{п}}{k_ф^{кр}}$ менее 4, то в формуле [16(16)] $P_г$ равно 0, а при $\dfrac{k_ф^{п}}{k_ф^{кр}}$ более 100 — определяется из выражения

$$P_г = H_е\gamma_в.$$

При расчете горизонтального давления обводненных пород в формуле [9(9)] вместо коэффициента $n_н$ следует принимать коэффициент $n_н^г$, определяемый по формуле

$$n_{\text{н}}^{\text{г}} = 1 + \frac{[1 + 0{,}1\,(r_0 - 3)]\,(n_{\text{н}} - 1)}{1 + 0{,}1\,(r_0 - 3) + \dfrac{P_{\text{г}}}{P^{\text{н}}}}. \qquad [17(17)]$$

При неизвестном радиусе r_1 в формулах [15(15)] и [16(16)] величина $P_{\text{г}}$ находится методом последовательного приближения в соответствии с п. 3.49.

3.47(3.34). Расчет толщины монолитной бетонной и набрызгбетонной крепи вертикальной выработки $\delta_{\text{к}}$, мм, следует производить по формуле

$$\delta_{\text{к}} = m_{\text{у}}\, r_0 \left(\sqrt{\frac{m_{\text{б}_1}\, m_{\text{б}_3}\, m_{\text{б}_7}\, R_{\text{пр}}}{m_{\text{б}_1}\, m_{\text{б}_3}\, m_{\text{б}_7}\, R_{\text{пр}} - 2k_{\text{р}}\, P}} - 1 \right) - \delta_{\text{дб}}, \qquad [18(18)]$$

где r_0 — радиус вертикальной выработки в свету, мм;

$m_{\text{у}}$ — *коэффициент условий работы крепи, принимаемый равным* 1,25;

$m_{\text{б}_1}$, $m_{\text{б}_3}$, $m_{\text{б}_7}$ — соответственно коэффициенты, учитывающие длительную нагрузку, условие для нарастания прочности и температурные колебания, принимаемые в соответствии с главой СНиП *по проектированию бетонных и железобетонных конструкций*;

$R_{\text{пр}}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию, принимаемое в соответствии с главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, кПа (тс/м²);

$k_{\text{р}}$ — коэффициент концентрации напряжений в конструкции крепи, принимаемый: равным 1 на протяженных участках ствола и равным $(2—0{,}05z)$ в районе сопряжения, где z — расстояние от узла сопряжения до рассматриваемого сечения, м;

P — горизонтальное давление в кПа (тс/м²), определяемое как суммарное от давления пород $P_{\text{п}}$ и подземных вод $P_{\text{г}}$;

$\delta_{\text{дб}}$ — толщина породобетонной оболочки, образующейся за счет проникания бетона в окружающие нарушенные породы: для набрызгбетона принимается равной 50 мм, для остальных типов крепи — равной нулю.

3.48. При проектировании и выборе оборудования для проходки выработки ширина поддона стволовой опалубки должна обеспечивать проектные размеры крепи.

3.49. Уточнение толщины крепи при неизвестном радиусе r_1 для случаев п. 3.46(3.33) производится методом последовательных приближений. При этом можно начинать подбор крепи, рассчитанной лишь по нагрузке от скелета пород и округленной до ближайшего типоразмера. Затем по формуле [15(15)] или [16(16)] находится величина $P_{\text{г}}$. По найденному значению $P_{\text{г}}$ определяется коэффициент $n_{\text{н}}^{\text{г}}$, и далее по вычисленным $P_{\text{г}}$ и $P_{\text{п}}$ проверяется соответствие выбранной толщины этим нагрузкам. Если крепь принятой толщины не выдерживает суммарного давления, то расчет повторяется для следующего типоразмера, т. е. через каждые 50 мм до толщины, не превышающей 500 мм.

Если крепь толщиной 500 мм не выдерживает суммарного давления $P_{\text{п}} + P_{\text{г}}$, то применяется либо более высокая марка бетона, либо другой тип крепи. Другой возможный путь указанного уточнения приведен в прил. 9 Руководства.

Пример расчета толщины крепи шахтного ствола

Исходные данные: для протяженной части ствола радиусом в свету $r_0=3$ м, пересекающего пологозалегающие породы при нормативном давлении $P^н=200$ кПа и гидростатическом напоре $H_e=450$ м, определить необходимую толщину крепи из монолитного бетона марки М200, возводимую при последовательной схеме проходки.

Решение: 1. Согласно формуле [9(9)], определяем $P_п$ (в предположении отсутствия гидростатического напора):

$$P_п = 1{,}3 \cdot 0{,}8 \cdot 2{,}5 \cdot 200 = 520 \text{ кПа}.$$

2. По формуле [18(18)] производим подсчет толщины крепи для $P=P_п=520$ кПа:

$$\delta_к = 1{,}25 \cdot 3 \left(\sqrt{\frac{0{,}85 \cdot 0{,}85 \cdot 9000}{0{,}85 \cdot 0{,}85 \cdot 9000 - 2 \cdot 520}} - 1 \right) = 0{,}34 \text{ м} = 340 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину крепи ближайшего типоразмера:

$$\delta_к = 350 \text{ мм}.$$

3. Производим подсчет величины $P_г$ по формуле [15(15)]:

$$P_г = \frac{1{,}1 \cdot 450 \cdot 10}{1 + \dfrac{1 \cdot 10^{-4} \lg \dfrac{500}{3{,}35}}{16 \cdot 10^{-4} \lg \dfrac{3{,}35}{3{,}0}}} = 175 \text{ кПа}.$$

4. По формуле [17(17)] определяем $n^г_н$:

$$n^г_н = 1 + \frac{2{,}5 - 1}{1 + 0{,}087} = 2{,}38.$$

5. По формуле [9(9)] определяем $P_п$:

$$P_п = 1{,}3 \cdot 0{,}8 \cdot 2{,}38 \cdot 200 = 495 \text{ кПа}.$$

6. По формуле [18(18)] производим проверку расчета толщины крепи для $P=P_п+P_г=495+175=670$ кПа:

$$\delta_к = 1{,}25 \cdot 3{,}0 \left(\sqrt{\frac{6502{,}5}{6502{,}5 - 1340}} - 1 \right) = 0{,}458 \text{ м} = 458 \text{ мм}.$$

Таким образом, толщина крепи, равная 350 мм, оказывается недостаточной при воздействии суммарного давления пород и напора подземных вод. Следовательно, для условий рассмотренного примера толщину крепи следует принять равной 500 мм.

3.50. Расчет давления подземных вод на стволы при спаренном их расположении и в других специальных случаях рекомендуется производить в соответствии с прил. 9 Руководства.

3.51(3.35). В вертикальных выработках, находящихся в зонах воздействия очистных работ и других выработок, а также водопонижения при величинах ожидаемых относительных деформаций пород вблизи выработки, превышающих их допускаемые значения для крепи, указанные в табл. 13(8), в породах всех категорий устойчивости следует применять конструктивные элементы защиты или конструкции крепи, приспособленные к принудительному деформированию совместно с массивом пород.

Таблица 13(8)

Крепь	Допускаемые относительные вертикальные деформации, $\varepsilon_{z\,доп}$, мм/м	
	при сжатии	при растяжении
Монолитная	0,85	по несущей способности 0,05 по раскрытию трещин 0,25
Сборная	2	1

3.52. В табл. 13(8) приведены допускаемые относительные вертикальные деформации пород при креплении выработки монолитным бетоном и сборной крепью.

При наклонах (уклонах) и искривлениях ствола конструктивные приспособления крепи и армировки (независимо от величины вертикальной деформации) устраиваются при следующих ожидаемых величинах:

а) средний уклон $2 \cdot 10^{-3}$ и более, максимальный на отдельных участках $5—10^{-3}$ и более;

б) максимальная кривизна оси ствола $0{,}33 \cdot 10^{-3}$ и более или радиус кривизны $R=3000$ м и менее.

3.53. Расчет ожидаемых относительных деформаций и сдвижений пород вблизи вертикальной выработки приведен в прил. 5 Руководства.

3.54(3.36). Конструктивные элементы защиты крепи ствола следует назначать на основе расчета ожидаемых относительных деформаций пород околоствольного массива и с учетом необходимой степени гидроизоляции ствола. При этом, если:

деформации растяжения пород превышают значения, указанные в табл. 13(8), то следует предусматривать горизонтальные разрезные швы на расстояниях не более 15 м друг от друга преимущественно на пересечении наиболее слабых слоев пород;

деформации сжатия пород находятся в интервале от указанных в табл. 13(8) до 15 мм/м, то следует предусматривать горизонтальные осадочные швы (узлы вертикальной податливости) в местах наибольших деформаций и на контактах прочных и слабых пород или меры по обеспечению проскальзывания крепи на защищаемом участке;

деформации сжатия пород превышают 15 мм/м, то следует предусматривать осадочные зоны и узлы вертикальной податливости;

проявляются горизонтальные деформации, то следует предусматривать повышение несущей способности и податливые конструкции, обоснованные расчетом.

3.55. В местах концентрации вертикальных деформаций околоствольного массива с интенсивностью до 15 мм/м в пластах угля, залежи или наиболее слабых слоях пород, за пределами которых деформации не опасны для крепи, допускается применение за крепью скользящего слоя (например, тонкого битумного покрытия) без осадочных швов.

В случае применения асфальтобитумного покрытия или иного с весьма малым трением на участке ствола в пределах пласта (слоя) и его почвы или в пределах пласта, залежи (слоя) и его кровли протяженность l_c скользящего участка крепи следует принимать не менее определяемой по формуле:

$$l_c = \frac{m\left[(c_в + 1)\,\varepsilon_{zm} - (\varepsilon_{zk} + c_в\,\varepsilon_{zп})\right]}{(c_в + 1)\,\varepsilon_{zдоп} - (\varepsilon_{zk} + c_в\,\varepsilon_{zп})}, \qquad [19]$$

где m — мощность значительно деформирующегося пласта, залежи или слоя пород с уровнем ожидаемых относительных вертикальных деформаций ε_{zm} более допускаемых для крепи; $c_в$ — отношение длины скользящего участка в почве пласта (слоя) к таковому в кровле; $\varepsilon_{zк}$ и $\varepsilon_{zп}$ — величина ожидаемых относительных вертикальных деформаций соответственно пород кровли и почвы; ε_{zm}, $\varepsilon_{zк}$ и $\varepsilon_{zп}$ определяются по прил. 5, как для $\varepsilon_{zприв}$; $\varepsilon_{zдоп}$ — величина допускаемых для данной крепи относительных вертикальных деформаций согласно табл. 13(8).

При расположении скользящего участка с асфальтобитумным или иным покрытием с малым трением только в пласте, залежи (слое) и в почве, или в пласте (слое) и кровле протяженность этого участка следует принимать не менее определяемой по формулам:

для почвы

$$l_{с.п} = \frac{m\,(\varepsilon_{zm} - \varepsilon_{zп})}{\varepsilon_{zдоп} - \varepsilon_{zп}}; \qquad [20]$$

для кровли

$$l_{с.к} = \frac{m\,(\varepsilon_{zm} - \varepsilon_{zк})}{\varepsilon_{zдоп} - \varepsilon_{zк}}. \qquad [21]$$

Скользящий участок следует располагать преимущественно в более прочных вмещающих пласт, залежь (слой) породах. При длине скользящего участка более 40 м следует учитывать деформации от действия собственного веса, вычитая из расчетной величины допускаемой для крепи относительной деформации величину максимальной относительной деформации от собственного веса.

3.56. Защита крепи от разрушения при горизонтальных деформациях обеспечивается:

применением крепи повышенной прочности, определяемой расчетом по заданным перемещениям (см. п. 3.59(3.39);

заполнением закрепного пространства сжимающимся материалом;

заполнением закрепного пространства слоем вязкого материала.

3.57(3.37). Для компенсации вертикальных деформаций сжатия осадочными швами максимальное расстояние между ними в вертикальной выработке устанавливается расчетом, согласно требованиям настоящих норм, но не более 20 м. Осадочные швы выполняются из податливого материала, а при необходимости гидро- и газоизоляции в них устанавливаются специальные герметичные узлы податливости.

Максимальное расстояние l, м, между осадочными швами определяется по формуле

$$l = \frac{m_{б_1} m_{б_3} m_{б_7} R_{пр} \left(D_1^2 - D_0^2\right)}{4 P_п f_{тр} D_1}, \qquad [22(19)]$$

где D_1 — диаметр выработки в проходке (вчерне), м;

D_0 — диаметр выработки в свету, м;

$f_{тр}$ — коэффициент трения породы о крепь, принимаемый равным: 0,6 — для изверженных пород, песчаников и известняков, 0,5 — для алевролитов и аргиллитов и 0,4 — для углей и соляных пород;

$P_п$, $R_{пр}$, $m_{б_1}$, $m_{б_3}$, $m_{б_7}$ — обозначения те же, что и в формулах [9(9)] и [18(18)].

3.58(3.38). Расчетная рабочая высота $h_ш$, мм, осадочного шва определяется по формуле

$$h_ш = 1{,}2 \frac{100 \Delta\eta_р}{a_п}, \qquad [23(20)]$$

где $\Delta\eta_р$ — разность оседаний на границах защищаемого участка, мм, которая определяется из выражения $\Delta\eta_р = \Sigma \varepsilon_i m_i$;

где ε_i — относительные вертикальные деформации в пределах слоя защищаемого участка, мм/м;

m_i — мощность слоя, м;

$a_п$ — сжимаемость материала прокладок в шве или узле податливости, %, при нагрузках, равных допускаемым для материала крепи, принимаемая по результатам испытаний материала.

3.59(3.39). При полной компенсации вертикальных и горизонтальных деформаций массива от воздействия очистных работ конструктивными мерами защиты, величины расчетных давлений на крепь вертикальной выработки следует определять согласно требованиям настоящих норм без учета воздействия очистных работ.

В случае неполной компенсации проявлений указанных деформаций от воздействия очистных работ или отсутствии конструктивных мер защиты выработки расчет крепи следует производить по ожидаемым перемещениям согласно методикам специализированных организаций.

При этом минимальная величина несущей способности крепи должна приниматься не менее величины расчетного давления на крепь без учета влияния очистных работ.

Примечание. Расчеты давления на крепь, конструктивные элементы защиты крепи вертикальных выработок при скользящих крепях с заполнением закрепного пространства следует производить по методикам специализированных организаций.

3.60. Ожидаемые радиальные перемещения пород на контуре сечения ствола в непосредственно не подработанном массиве * рассчитываются по следующим формулам:

равномерная составляющая радиальных перемещений U_0 равна

$$U_0 = \frac{r_1}{1-2\mu_п}[(\varepsilon_x + \varepsilon_y)(1-\mu_п) + \mu_п \varepsilon_z], \qquad [24]$$

неравномерная составляющая радиальных перемещений равна

$$U_2 = 2r_1(1-\mu_п)(\varepsilon_x - \varepsilon_y), \qquad [25]$$

где r_1 — радиус ствола вчерне, м;

$\mu_п$ — коэффициент Пуассона пород;

ε_z — ожидаемые относительные вертикальные деформации массива, определяемые по прил. 5 Руководства;

$\varepsilon_x \varepsilon_y$ — горизонтальные ожидаемые относительные деформации вкрест простиранию и по простиранию соответственно, определяются специальным маркшейдерским расчетом.

При отсутствии данных для такого расчета деформации по простиранию ε_y принимаются равными нулю, а деформации вкрест простирания ε_x определяются выражением $\varepsilon_x = \varepsilon_z \operatorname{tg}^2 \alpha$, где α — угол залегания пород, град.

При определении деформаций учитывается коэффициент перегрузки.

3.61. Расчет монолитной крепи с податливым закрепным слоем по заданным перемещениям производится из условия совместности *перемещений на контактах.*

Исходными данными являются:

$E_п$, E^{**}, $E_к$ — модули упругости соответственно породы, материала податливого слоя и материала крепи, кПа;

$\mu_п$, $\mu_к$ — соответственно коэффициенты Пуассона породы и материала крепи;

U_0, U_2 — равномерная и неравномерная составляющие радиального перемещения, определяемого по п. 3.60;

f — коэффициент трения крепи по материалу закрепного пространства или породе;

$\Delta_з$ — толщина закрепного слоя, м (при отсутствии закрепного слоя $\Delta_з = 0$); $m = \left(\frac{r_1}{r_0}\right)^2$.

Равномерная составляющая радиальной нагрузки на крепь определяется выражением:

$$P_0 = \frac{U_0}{\frac{1}{k_0} + \frac{\Delta_з}{E} + \frac{r_1(Am-B)}{m-1}}, \qquad [26]$$

где

$$k_0 = \frac{E_п}{r_1(1+\mu_п)};$$

---

* Имеется в виду часть массива в области влияния очистных работ за пределами углов сдвижения.

** E определяется по компрессионным характеристикам податливого материала.

$$A = \frac{(1+\mu_к)(1-2\mu_к)}{E_к};$$

$$B = \frac{1+\mu_к}{E_к}.$$

Неравномерная составляющая радиальной нагрузки определяется по формуле:

$$P_2 = \frac{AU_2 - 2r_1 P_0 f [2(3m+1)k + (m-1)^3 D]}{A_1\left(\frac{\Delta_з}{E} + \frac{1}{k_2}\right) - r_1[(m+1)^3 B_1 + 2(1+3m^2)c_1]}, \quad [27]$$

где

$$k_2 = \frac{3E_п}{r_1(1+\mu_п)(5-6\mu_п)};$$

$$A_1 = 3E_к(m-1)^3;$$

$$B_1 = (3-2\mu_к)(1+\mu_к);$$

$$C_1 = (1-2\mu_к)(1+\mu_к);$$

$$D = \mu_к(1+\mu_к);$$

$$k = \left(1-\mu_к^2\right).$$

Величина напряжения на внутреннем контуре сечения крепи определяется по формуле

$$\sigma_\theta = \frac{2m}{m-1}\left[\frac{2P_2(m+1) - P_0 f}{m-1} - P_0\right]. \quad [28]$$

По полученным силовым параметрам производится проверка выбранной крепи.

Прочность крепи проверяется по условию

$$\sigma \leqslant m_{б_1} m_{б_7} R_{пр}.$$

3.62. Расчет крепи с сечением сложной конфигурации производится по следующим формулам:

$$N_\theta = r_1 bE_к\left(\frac{Fk_0 U_0}{E_к FA_0 + r_1^2 k_0 b} - \frac{3Jk_2 U_2}{9E_к JA_2 + r_1^4 k_2 b}\cos 2\theta\right); \quad [29]$$

$$M_\theta = bE_к J\left(\frac{k_0 U_0}{E_к FA_0 + r_1^2 k_0 b} - \frac{3r_1^2 k_2 U_2}{9E_к JA_2 + r_1^4 k_2 b}\cos 2\theta\right); \quad [30]$$

$$Q = \frac{6U_2 E_к Jr_1 bk_2}{9E_к JA_2 + r_1^4 k_2 b}\sin 2\theta, \quad [31]$$

где

$$A_0 = 1 + \frac{\Delta_з}{E} k_0;$$

$$A_2 = 1 + \frac{\Delta_з}{E} k_2;$$

J — момент инерции расчетного радиального сечения крепи относительно горизонтальной оси, м^4;
F — площадь этого сечения, м^2;
b — высота расчетного кольца крепи, м;
Остальные входящие в формулы величины те же, что и в п. 3.61 Руководства.

По полученным силовым параметрам производится проверка выбранной крепи.

3.63. Крепь с заполнением закрепного пространства вязким материалом при отсутствии возможности сжатия его в замкнутом пространстве должна рассчитываться на радиальное давление, равное весу столба заполнителя без учета отпора пород при условии, что это давление не менее величины среднего давления горных пород $P^{\text{п}}$. Коэффициент неравномерности давления принимается равным 1.1.

Усилия в монолитной крепи рассчитываются по формулам:

$$N_\theta = \frac{1}{3}[3{,}2 - 0{,}1\cos^2\theta]\,P_{\text{мин}}\,r_1; \qquad [32]$$

$$M_\theta = 0{,}017\cos 2\theta P_{\text{мин}}\,r_1^2; \qquad [33]$$

$$Q = 0{,}03\sin 2\theta\,P_{\text{мин}}\,r_1, \qquad [34]$$

где $P_{\text{мин}}$ — давление столба вязкого заполнителя. Проверка производится по $\theta=0°$ и $\theta=90°$.

— 3.64 (3.40). При проектировании горных выработок сумма остаточных водопритоков с водоносных горизонтов не должна превышать допустимого водопритока в ствол, установленного в главе СНиП по правилам производства и приемки работ подземных горных выработок.

Остаточный водоприток в ствол $Q_{\text{ост}}$, м^3/сут, в результате фильтрации воды через крепь следует определять по формуле

$$Q_{\text{ост}} = Wm, \qquad [35(21)]$$

где m — мощность водоносного горизонта, м;
W — фильтрационный расход воды на единицу длины ствола, м^2/сут, определяемый по формулам:
в условиях без тампонажа пород

$$W = \frac{2{,}7H_e}{\frac{1}{k_\Phi^{\text{кр}}}\lg\frac{r_1}{r_0} + \frac{1}{k_\Phi^{\text{п}}}\lg\frac{R(t)}{r_1}}, \qquad [36(22)]$$

в условиях тампонажа пород

$$W = \frac{2{,}7H_e}{\frac{1}{k_\Phi^{\text{кр}}}\lg\frac{r_1}{r_0} + \frac{1}{k_\Phi^{\text{т}}}\lg\frac{r_{\text{т}}}{r_1} + \frac{1}{k_\Phi^{\text{п}}}\lg\frac{R(t)}{r_{\text{т}}}}, \qquad [37(23)]$$

здесь H_e, $k_\Phi^{\text{п}}$, $k_\Phi^{\text{кр}}$, $k_\Phi^{\text{т}}$, r_1, r_0, $r_{\text{т}}$, $R(t)$ — те же, что в формулах [15(15)] и [16(16)].

3.65. Примеры расчетов проявлений горного давления и параметров крепи вертикальных выработок приведены в прил. 10 Руководства.

3.66. При известных (экспериментально определенных) компонентах поля напряжений в массиве горных пород, а также в случае доказанного равномерного распределения напряжений при боковом давлении, определяемом длительными коэффициентами поперечной деформации, нагруженность крепи заданной конструкции с известными геометрическими, прочностными и деформационными параметрами может быть определена при отсутствии зоны неупругих деформаций в соответствии с прил. 22 с учетом коэффициентов перегрузки, определяемых по разбросу данных эксперимента.

4. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ И НАКЛОННЫЕ ВЫРАБОТКИ

Объемно-планировочные и конструктивные решения

4.1.(4.1). Выбор места размещения горизонтальной и наклонной выработки необходимо проводить с учетом общих компоновочных решений. При этом, как правило, следует:

располагать главные вскрывающие выработки в устойчивых породах, а при их отсутствии — вкрест простирания слоистости или трещиноватости пород, а также на расстояниях, исключающих взаимное влияние выработок;

избегать расположения выработок в зонах крупных тектонических нарушений и напорных водоносных горизонтов;

предусматривать возможность выемки полезного ископаемого из предохранительных целиков при погашении выработок;

предусматривать минимальное количество типоразмеров сечений выработок околоствольных дворов и сопряжений.

4.2. Капитальные выработки по направлению их проходки по отношению к простиранию слоистых осадочных пород либо по отношению к распространению в массиве основных плоскостей ослабления в изверженных породах могут быть подразделены на три группы:

1-я — по простиранию пород с отклонением оси выработки от азимута простирания на угол, не превышающий ±30°;

2-я — вкрест простирания с отклонением направления оси выработки от азимута падения пород на угол, не превышающий ±30°;

3-я — под углом к простиранию пород с отклонением направления оси выработки от азимута простирания пород от 30 до 60°.

Указанное подразделение выработок позволяет дифференцированно вести расчет устойчивости пород, величин смещений и нагрузок и выбирать соответствующие для этих условий типы крепи.

4.3. В случае пересечения выработкой зон тектонических нарушений ее следует располагать под прямым (или близким к прямому) углом к плоскости сместителя нарушения, чтобы протяженность участка выработки, попадающего в нарушенную зону, была наименьшей.

4.4(4.2). Форму поперечного сечения выработки следует выбирать в зависимости от устойчивости пород, срока службы и назначения выработки. В устойчивых породах, как правило, следует принимать выработку сводчатой формы с вертикальными стенками; при неустойчивых породах почвы — круглой или эллиптической формы.

4.5(4.3). Охрану выработок околоствольного двора и главных магистральных выработок, как правило, следует осуществлять с помощью предохранительных целиков, исключающих воздействие очистных работ.

В выработках, испытывающих воздействие очистных работ, следует предусматривать конструктивные меры защиты крепи.

Горизонтальные и наклонные выработки, как правило, должны располагаться на расстояниях $L_д$, исключающих их взаимное влияние, определяемых по формуле

$$L_д \geqslant (b_1 + b_2)\, k_L\,, \qquad [38(24)]$$

где $b_1 + b_2$ — суммарная ширина взаимовлияющих выработок в проходке (вчерне), м;

k_L — коэффициент, определяемый по табл. 14(11).

Таблица 14(11)

Расчетная глубина расположения выработки от поверхности, $H_р$, м	Коэффициент k_L при расчетном сопротивлении $R_с$, МПа (кгс/см²)							
	для выработок по простиранию				для выработок вкрест простирания			
	30(300)	60(600)	90(900)	более 120(1200)	30(300)	60(600)	90(900)	более 120(1200)
До 300	3,5 / 2	1,8 / 1,6	1,5 / 1,3	1,2 / 1	1,8	1,5	1,2	1
Св. 300 до 600	4 / 2,5	2 / 1,8	1,7 / 1,5	1,4 / 1,2	2,2	1,8	1,5	1,2
Св. 600 до 900	4,5 / 3	2,5 / 2,1	2 / 1,7	1,6 / 1,4	2,6	2,1	1,7	1,4
Св. 900 до 1200	5 / 3,5	3,5 / 3	2,5 / 2	1,8 / 1,6	3	2,5	2	1,5
Св. 1200	5,5 / 4	4 / 3,5	3 / 2,3	2 / 1,8	3,4	2,9	2,4	1,7

Примечания: 1. В числителе k_L для выработок с α до 35°, а в знаменателе — при α свыше 35°.

2. Для выработок, расположенных под углом к простиранию, принимается как среднее между значениями по простиранию и вкрест простирания.

3. k_L для наклонных выработок принимается как для горизонтальных, пройденных по простиранию.

4.6. Охрана выработок от вредного влияния очистных работ кроме оставления предохранительных целиков может осуществляться путем расположения их в разгруженной зоне, образуемой предварительной надработкой (подработкой), отработкой собственного пласта (залежи) или другими способами. При этом для уменьшения деформаций массива при подработке целесообразно производить закладку выработанного пространства.

Рекомендации по выбору расположения и охране горизонтальных и наклонных выработок представлены в прил. 11 Руководства.

4.7. В случае влияния очистных работ при эксплуатации выработки в качестве конструктивных мер защиты крепи рекомендуется предусматривать:

применение специальных крепей повышенной податливости;

устройство горизонтальных и вертикальных швов податливости в жестких монолитных бетонных и железобетонных и сборных типах крепи;

применение низкомодульных материалов в качестве демпферного слоя в многослойных крепях и для тампонажа закрепного пространства;

применение крепи усиления и другие меры по своевременному восстановлению рабочего состояния выработки.

4.8(4.4). В крепи устьев штолен и наклонных стволов следует предусматривать проемы для ввода и вывода трубопроводов и электрокабелей, а также для примыкания вентиляционных или калориферных каналов.

В сопряжениях каналов с устьями наклонных стволов должны устраиваться предохранительные ограждения.

Для укрепления лобовых откосов, отвода поверхностных вод и оформления выходов в устьях штолен и наклонных стволов необходимо предусматривать устройство порталов, которые следует проектировать из бетона, бутобетона, сборного или монолитного железобетона.

4.9(4.5). Водоотливные канавки следует проектировать согласно требованиям ГОСТ 5218—75.

4.10(4.6). Грузовые и порожняковые ветви околоствольных дворов у стволов следует проектировать прямолинейными, на длину не менее локомотивного состава.

4.11(4.7). Для пешеходного сообщения между грузовой и порожняковой ветвями клетевого ствола необходимо предусматривать обходную выработку либо проход под лестничным отделением или через камеру ожидания.

4.12(4.8). Проектирование сопряжений выработок следует производить с учетом сечений сопрягаемых выработок и взаимного их влияния, габаритов подвижного состава, типа стрелочных переводов и углов ответвления при соблюдении необходимых проходов, зазоров и уширений.

4.13(4.9). Радиусы криволинейных участков сопряжений горизонтальных выработок между собой, а также сопряжений горизонтальных и наклонных выработок следует принимать с учетом применяемого транспортного и проходческого оборудования.

4.14(4.10). Величину уширения на закруглениях горизонтальных выработок при локомотивной откатке следует принимать с наружной стороны кривой не менее 300 мм, с внутренней стороны кривой — не менее 100 мм. При этом расстояние между осями рельсовых путей следует увеличивать по сравнению с меж-

дупутьем на прямолинейных участках не менее, чем на 300 мм.

4.15(4.11). Горизонтальные и наклонные выработки необходимо проектировать с учетом обеспечения механизированной доставки людей. На путях следования средств доставки людей следует предусматривать посадочные площадки.

Расчет устойчивости пород и нагрузок на крепь, выбор типа и расчет крепи

4.16(4.12). Выбор типа и расчет параметров крепи горизонтальной и наклонной выработок следует производить в зависимости от категории устойчивости пород с учетом степени воздействия очистных работ и других выработок.

В качестве критерия определения категорий устойчивости пород следует принимать величину их смещений U на контуре поперечного сечения выработки за весь срок ее службы без крепи в соответствии с табл. 15(9).

Таблица 15(9)

Категория устойчивости пород	Оценка состояния устойчивости пород	Смещения U, мм		
		Осадочные породы (песчаники, алевролиты, аргиллиты, известняки, уголь и др.)	Изверженные породы (граниты, диориты, порфириты и др.)	Соляные породы (каменная соль, сильвинит, карналит и др.)
I	Устойчивое	До 50	До 20	До 200
II	Среднеустойчивое	Св. 50 до 200	Св. 20 до 100	Св. 200 до 300
III	Неустойчивое	Св. 200 до 500	Св. 100 до 200	Св. 300 до 500
IV	Очень неустойчивое	Св. 500	Св. 200	Св. 500

Отнесение выработки к той или иной категории устойчивости необходимо производить по абсолютной величине максимальных смещений пород на контуре поперечного сечения, которые определяются дифференцированно в кровле, почве и боках выработки.

4.17(4.13). При соответствующем обосновании в утверждаемых министерствами СССР по согласованию с Госстроем СССР ведомственных нормативных документах, учитывающих специфические условия месторождений, многолетний успешный опыт подземного строительства в бассейнах и др., допускается оценку устойчивости пород в горизонтальных и наклонных выработках и выбор крепи производить по величине безразмерного показателя $k_к$, определяемого по формуле

$$k_к = \frac{\gamma H_р}{R_с}, \qquad [39(25)]$$

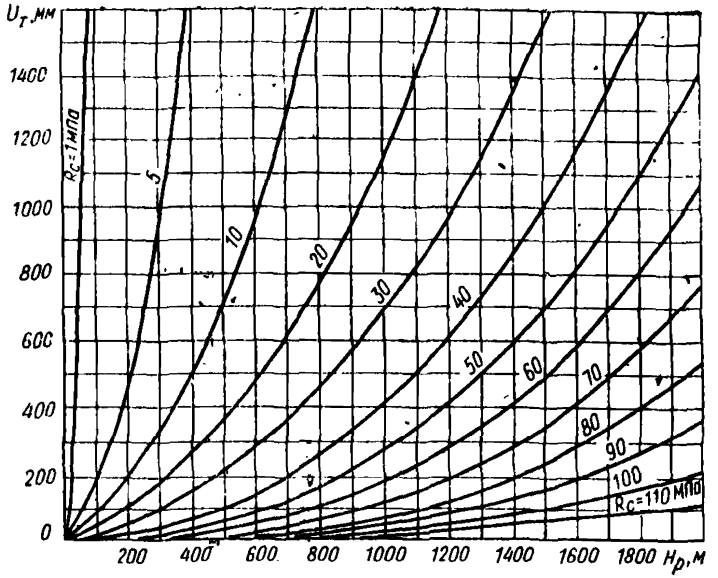


Рис. 3(1). Графики для определения типового смещения пород $U_т$

где $H_р$ — расчетная глубина размещения выработки, м, определяемая по формуле [1(1)];
R_c — расчетное сопротивление пород сжатию, кПа (тс/м²), определяемое по формуле [2(2)];
γ — удельный вес породы, кН/м³ (тс/м³).

4.18(4.14). Величину смещения U для горизонтальных и наклонных выработок, расположенных в осадочных и изверженных породах и вне зоны влияния очистных работ, следует определять по формуле

$$U = k_\alpha k_\theta k_s k_в k_t U_т, \qquad [40(26)]$$

где $U_т$ — смещение пород, мм, принятое за типовое, определяемое по графикам рис. 3(1) в зависимости от расчетного сопротивления пород сжатию R_c* и расчетной глубины расположения выработки $H_р$; k_α — коэффициент влияния угла залегания пород и направления проходки выработки относительно простирания пород или основных плоскостей трещиноватости, определяемый согласно табл. 16(10); k_θ — коэффициент направления смещения пород: при определении смещений со стороны кровли или почвы (в вертикальном направлении) k_θ равен 1; при определении боковых смещений пород (в горизонтальном направлении) k_θ определяется по табл. 16(10).

* В пп. 4.18(4.14) — 4.51 и на рисунках к ним R_c принимается в МПа; значения γ учтены при построении графиков.

Таблица 16(10)

Направление проходки выработки	Коэффициенты k_α и k_θ при углах залегания пород (α) или основных плоскостей трещиноватости, град.											
	до 20		30		40		50		60		свыше 70	
	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ	k_α	k_θ
По простиранию	1	0,35	0,95	0,55	0,8	0,8	0,65	1,2	0,6	1,7	0,6	2,25
Вкрест простирания	0,7	0,55	0,6	0,8	0,45	0,95	0,25	0,95	0,2	0,8	0,15	0,55
Под углом к простиранию	0,85	0,45	0,8	0,65	0,65	0,9	0,45	1,05	0,35	1,1	0,35	0,95

k_s — коэффициент влияния размера выработки, определяемый по формуле

$$k_s = 0{,}2\,(b - 1), \qquad [41(27)$$

здесь b — ширина выработки в проходке (вчерне), м;

$k_в$ — коэффициент воздействия других выработок, принимаемый для одиночных выработок и камер — равным 1; для сопряжений с односторонним примыканием выработки — 1,4; для сложных сопряжений с примыканием выработок в виде двустороннего заезда или пересекающихся выработок — 1,6; для параллельных выработок — по формуле

$$k_в = \frac{b_1 + b_2}{L} k_L, \qquad [42(28)]$$

где L — расстояние между выработками, м;

$b_1 + b_2$ — суммарная ширина взаимовлияющих выработок в проходке (вчерне), м;

k_L — коэффициент, определяемый согласно табл. 14(11);

k_t — коэффициент влияния времени возведения крепи.

Для выработок, срок службы t которых более 15 лет, k_t равен 1, при t менее 15 лет k_t определяется по графикам рис. 4(2).

Примечание. Определение расчетных смещений пород для выработок, располагаемых в зоне влияния очистных работ, должно производиться по методикам специализированных организаций.

4.19. При определении величин смещений пород для выработок, расположенных в зоне влияния очистных работ, рекомендуется использовать автоматизированную систему расчета Уголь, изложенную в прил. 12 Руководства.

4.20. Для выработок, поддерживаемых в зоне влияния крутых пластов Центрального района Донбасса общая величина расчетных

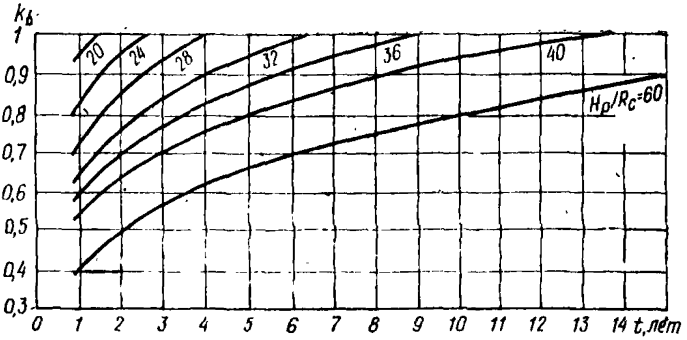


Рис. 4(2). Графики для определения коэффициента k_t при t от 1 года до 15 лет

смещений пород (в мм) складывается из двух составляющих: величины U_1, определяемой по формуле [40(26)] настоящих норм, и дополнительной величины $U_{оч}$ непосредственного влияния очистных работ. Одна из возможных расчетных схем определения $U_{оч}$ приведена в прил. 13 Руководства.

4.21(4.15). В выработках, пройденных по простиранию и при углах падения пород α от 20 до 50°, кроме смещений в вертикальном и горизонтальном направлениях необходимо определять смещения по нормали к напластованию по формуле

$$U_н = \frac{U_к}{\cos\alpha}, \qquad [43(29)]$$

где $U_к$ — смещения со стороны кровли выработки, мм.

4.22(4.16). Величину смещения U для соляных и подобных им пород следует определять по формуле

$$U = 500\varepsilon_\theta\, b\,(1 + 0{,}07t)\, k_в, \qquad [44(30)]$$

где ε_θ — относительные деформации пород за первый год службы выработки, определяемые по графику рис. 5(3);

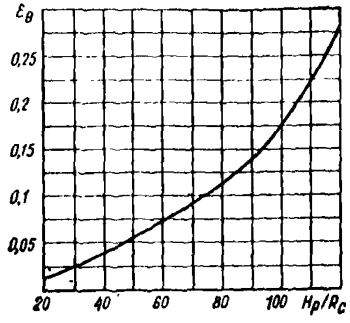
b — ширина выработки в проходке (вчерне), м;

t — срок службы выработки, лет;

$k_в$ — обозначение то же, что в формуле [40(26)].

4.23. Исходя из опыта разработки калийных месторождений при подсчете H_p по формуле [1(1)] настоящих норм коэффициент k рекомендуется принимать для Солигорского и Верхнекамского месторождений равным 1, а для Калушского и Стебниковского — 1,5.

4.24. Смещения U в выработках, расположенных в слоистых соляных породах, также определяются по формуле [44(30)], но при определении ε_θ по графику рис. 5(3) вместо расчетного R_c вводится приведенное $\overline{R}_c$, определяемое из выражения $\overline{R}_c = R_c k_{сл}$. Параметр $k_{сл}$ находится по графику рис. 6 в зависимости от отношения средней толщины слоев $h_{сл}$ к половине характерного поперечного размера выработки r_0, м.



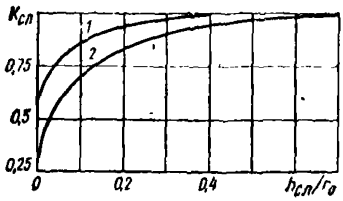


Рис. 6. Графики для определения $k_{сл}$

←

Рис. 5(3). График для определения ε_θ

На рис. 6 кривая *1* относится к расчету смещений в боках горизонтальных и наклонных выработок, а кривая *2* — расчету смещений в кровле и почве выработок.

Для условий, подобных Калушскому месторождению, формула [44(30)] верна для интервала времени $1 \leqslant t \leqslant 10$ лет. При $t \geqslant 10$ лет смещения принимать равными U при $t = 10$ годам.

4.25(4.17). В горизонтальных и наклонных выработках в осадочных (исключая соляные) и изверженных породах, расположенных вне зоны воздействия очистных работ и других выработок, следует применять:

в породах I категории устойчивости — анкерную или набрызгбетонную крепь толщиной не менее 30 мм. В монолитных, малотрещиноватых породах допускается оставление выработок без крепи;

в породах II категории устойчивости — монолитную бетонную крепь, комбинированную из набрызгбетона толщиной не менее 50 мм с анкерами и металлической сеткой или без нее, рамную крепь из железобетонных стоек с металлическими верхняками, сборную тюбинговую, металлическую податливую крепь без обратного свода, анкер-металлическую, металлическую арочную крепь с набрызгбетонным покрытием и тампонажем закрепного пространства;

в породах III и IV категории устойчивости — сборную тюбинговую и блочную, а при соответствующем обосновании металлобетонную, металлическую податливую и анкер-металлическую крепи; при этом в породах почвы I и II категорий устойчивости в крепи указанных типов обратный свод не предусматривается.

В осадочных породах почвы III и IV категории устойчивости и изверженных породах IV категории устойчивости — крепи, как правило, должны быть с обратным сводом.

В породах III и IV категорий устойчивости допускаются крепи без обратного свода, но с обязательным осуществлением мероприятий по уменьшению смещений почвы путем упрочнения пород цементацией, анкерованием или разгрузкой массива.

Необходимость возведения обратного свода и его параметры определяются на основе расчета смещения пород почвы, податливости забутовки и отпора крепи, а также с учетом времени установки крепи.

4.26. При наличии в кровле выработок трещиноватых и тонкослоистых пород при всех категориях их устойчивости для предотвращения вывалов и обрушений кровли при проведении выработок следует предусматривать установку в кровле непосредственно у забоя анкерной крепи, тип и параметры которой могут определяться в соответствии с рекомендациями прил. 14. При отсутствии необходимых исходных данных допускается принимать анкерную крепь без расчета с длиной анкеров $l_a=0{,}3b$ и плотностью 1 анкер на 1 м². При этом увеличение расчетной прочности массива R_c рекомендуется определять путем умножения ее на коэффициент $k_{упр}$, который определяется в соответствии с рис. 7.

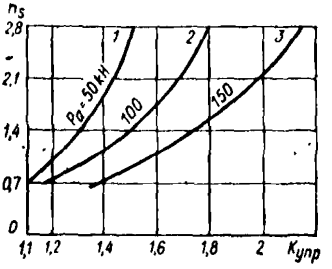


Рис. 7. Коэффициент упрочнения пород $k_{упр}$ в зависимости от плотности расстановки анкеров (n_s) и их несущей способности P_a

1 — P_a=50 кН; *2* — P_a=100 кН; *3* — P_a=150 кН

В указанных условиях также следует предусматривать технологические мероприятия по предотвращению вывалов и обрушений пород кровли (уменьшение некрепленого пространства у забоя, применение комбайновой проходки или гладкостенного взрывания пород и т. п.).

4.27. При применении сборных тюбинговой и блочной крепей, а в породах III и IV категорий устойчивости и металлобетонной крепи, кроме забутовки следует предусматривать тампонаж закрепного пространства песчано-цементным раствором, обеспечивающий равномерность нагружения крепей и повышение их несущей способности, а также упрочнение пород. При применении тампонажа закрепного пространства расчеты крепей следует производить с учетом увеличения R_c в 1,3 раза.

4.28. Мероприятия по упрочнению пород почвы цементацией или анкерами при применении в породах III и IV категорий устойчивости крепей без обратного свода следует применять в условиях неразмокающих пород с $R>30$ МПа при величинах смещения почвы $U_п=600-700$ мм. В случае упрочнения пород почвы устанавливаемой у забоя анкерной крепью с длиной анкеров $l_a\geqslant 0{,}3b$ смещения почвы могут быть определены в соответствии с п. 4.18(4.14) при увеличении R_c на $k_{упр}$ по графикам рис. 7. В случае упрочнения пород почвы нагнетаемым в них цементным раствором следует руководствоваться рекомендациями прил. 15 и 16 Руководства.

4.29. Мероприятия по упрочнению пород вокруг выработок путем нагнетания в них цементных растворов или смол являются эффективным средством повышения устойчивости пород, снижения смещений и нагрузок на крепь, а следовательно, обеспечения возможности применения более легкой крепи и повышения темпов сооружения выработки.

Упрочнение пород также является эффективным средством корректировки проектных решений в случае отличия фактических значений сопротивления пород и их трещиноватости от принятых в про-

екте при определении R_c, поэтому рассмотрение в проекте вопросов объединения смежных участков по длине выработки, определения R_c участков, установления категории устойчивости пород на участках, выбора типа и параметров крепи следует обязательно производить с учетом предварительного или последующего упрочнения пород.

4.30. Предварительное (опережающее забой выработки) упрочнение пород рекомендуется применять в трещиноватых породах с $k_т < 0{,}3$ (в зонах тектонических нарушений) при отнесении пород к III и IV категориям устойчивости. В конкретных условиях выбор упрочняющих материалов, параметров их нагнетания и расчетное упрочнение пород следует принимать в соответствии с отраслевыми нормативами, рекомендациями специализированных организаций и экспериментальными данными применения предварительного упрочнения пород. При отсутствии нормативов и экспериментальных данных при размерах зоны упрочнения пород не менее $0{,}5b$ допускается R_c принимать равным $0{,}6R$, но не более прочности упрочняющего материала.

Последующее упрочнение пород рекомендуется применять в породах III и IV категории устойчивости с отставанием от забоя выработки не менее 25—30 м после образования вокруг выработки зоны разрушенных пород. При последующем упрочнении пород цементным раствором в случае установки у забоя податливой металлической крепи для условий Донецкого и аналогичных ему бассейнов параметры упрочнения пород следует принимать в соответствии с прил. 15. При применении монолитных и сборных бетонных, железобетонных и металлобетонных крепей их расчеты допускается производить при увеличении R_c в 1,6 раза.

4.31(4.18). При выборе типа крепи выработок в соляных породах необходимо руководствоваться следующими требованиями:

а) в породах I категории устойчивости при смещении кровли в однородных породах до 200 мм и в слоистых — до 150 мм допускается поддержание выработок без крепи. При смещении кровли более указанных пределов необходимо устанавливать анкерную крепь;

б) в однородных породах II категории устойчивости следует применять в кровле анкерную крепь, в слоистых породах необходимо устанавливать крепи поддерживающего типа (податливые, рамные и др.);

в) в породах III, IV категории устойчивости следует применять податливые крепи или жесткие крепи с податливыми элементами (или слоем), способные компенсировать 70 % расчетных смещений.

4.32. При применении анкерной крепи мощность скрепленных слоев кровли определяется из условия сформирования грузонесущей конструкции (плиты) в зависимости от эквивалентного пролета, напряженного состояния и механических характеристик кровли, определяемых согласно прил. 14.

4.33. В стационарных технологических камерах в породах III и IV категории устойчивости при возведении монолитной бетонной крепи без элементов конструктивной податливости между контуром обнажения массива и наружным контуром крепи должен быть оставлен технологический зазор, заполняемый пластическим, весьма вязким, материалом. В качестве последнего целесообразно применение битума.

4.34. Сохранение протяженных капитальных выработок в соляных породах в рабочем состоянии в породах III и IV категории устойчивости может обеспечиваться дополнительной проходкой разгружающих выработок или щелей в сочетании с анкерной крепью.

Необходимость проходки разгружающих выработок или щелей определяется в зависимости от величины относительной деформации ε, определяемой по формуле

$$\varepsilon = \frac{AUh_{сл}}{b^2}, \qquad [45]$$

где U — ожидаемое смещение по формуле [44(30)], см;

$h_{сл}$ — мощность слоев в кровле, см;

b — ширина выработки, см;

A — коэффициент, учитывающий податливость упругого защемления потолочины в бортовых целиках. Для выработок прямоугольного сечения $A=8$, для выработок круглой формы $A=6$.

4.35. Ширина целика между охраняемой и разгружающей выработкой не должна превышать 2—2,5 м (ленточный целик) и 3—3,5 м (столбчатый целик).

Кровля в разгружающей выработке должна быть выше кровли охраняемой выработки на 0,5—1 м.

Разгружающие щели устраиваются при невозможности или экономической нецелесообразности разгружающей выработки.

Наиболее эффективны разгружающие щели в кровле. Ширина разгружающей щели определяется по расчету из условия ожидаемых смещений по формуле [44(30)], высота (глубина) 0,8—1 м.

4.36(4.19). В горизонтальных и наклонных выработках, располагаемых в породах IV категории устойчивости, а также в выработках, испытывающих воздействие очистных работ и других выработок, следует применять крепи, имеющие конструктивную податливость.

4.37. Конструктивную податливость крепи $U_{кр}$ рекомендуется определять на основании расчетных смещений пород на контуре сечения выработки, пользуясь графиками рис. 8(4).

4.38. В случае расположения выработки в породах IV категории устойчивости податливость крепи необходима для снижения нагрузок и облегчения общей конструкции крепи. Вместе с тем обеспечить весьма большую податливость для мощных типов крепи в этих условиях затруднительно. Необходимо решать вопрос о технологической податливости за счет забутовки и отставания возведения крепи от забоя согласно п. 4.51(4.28) настоящих норм.

Пример. Установлено, что в кровле выработки, пройденной в изверженных породах, расчетные смещения U составляют 400 мм. Для поддержания выработки принята блочная крепь с несущей способностью 500 кПа. Требуется применить меры конструктивной защиты крепи.

Решение. Для определения конструктивной податливости этой крепи на рис. 8(4) откладываем величину 500 кПа и по горизонтали находим точку пересечения с линией, соответствующей смещениям 400 мм. Проекция точки пересечения на ось абсцисс определяет величину конструктивной податливости крепи $U_{кр}$, равную 250 мм (за счет отпора крепи здесь погашается 150 мм).

Для обеспечения податливости крепи на величину 250 мм потребуется установить прокладки с суммарной толщиной около

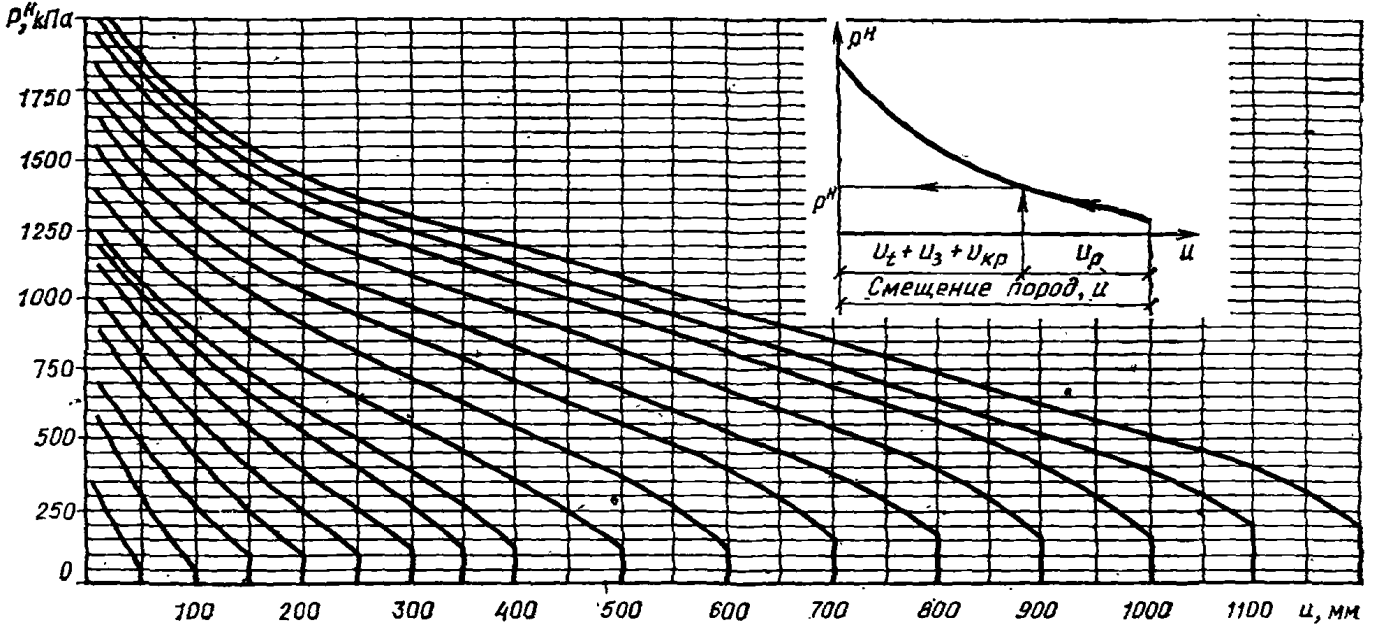


Рис. 8(4). Графики для определения нормативной нагрузки на крепь

500 мм, что не целесообразно, поскольку ухудшится устойчивость крепи. Уменьшение величины конструктивной податливости крепи может быть достигнуто за счет технологической податливости согласно п. 4.51(4.28) настоящих норм. Так, например, при возведении крепи с отставанием от забоя и реализацией смещений на контуре до установки крепи (U_t=100 мм), а также при применении забутовки ($U_з$=50 мм), величина конструктивной податливости крепи составит 100 мм.

4.39. В случае воздействия на выработку очистных работ необходимо заблаговременно предусматривать меры ее сохранения в эти наиболее тяжелые периоды эксплуатации. Возможны при этом варианты, когда в выработке не требовалось до попадания в зону влияния очистных работ мощных крепей, а применялись крепи небольшой несущей способности. В таких случаях необходимо поэтому предусматривать различные меры (за счет увеличения плотности, других типов крепи и т. п.), обеспечивая в то же время сохранение выработки за счет придания крепи большой податливости.

4.40(4.20). В рамных крепях должны применяться жесткие из сборного железобетона (плоские, кессонные, равного сопротивления) и гибкие (из металлической сетки, стеклотканевого рулонного материала и др.) межрамные ограждения.

4.41. В прил. 17 даны рекомендации по расчету межрамных ограждений.

4.42(4.21). На сопряжениях и примыкающих к ним участках выработок крепи на участках взаимного влияния выработок должны иметь близкие деформационные характеристики.

4.43(4.22). В стальных арочных крепях при породах с R_c менее 15 МПа (150 кгс/см²) под стойками арочной крепи следует предусматривать опоры или прогоны, исключающие вдавливание стоек в почву.

4.44(4.23). Податливые элементы любой конструкции крепи выработок, сооружаемых на крутых и наклонных пластах в направлении их простирания, необходимо располагать с учетом ожидаемых максимальных смещений по нормали к напластованию.

4.45(4.24). В наклонных выработках, закрепленных рамной или сборной железобетонной крепью, при углах наклона более 30° следует предусматривать усиленную связь с массивом с помощью тампонажа закрепного пространства, прикрепления элементов крепи к массиву анкерами, опорными венцами и другие меры усиления связи крепи с массивом горных пород.

4.46(4.25). На сопряжениях горизонтальных выработок следует предусматривать бетонные опоры с минимальными размерами: по длине — 2000 мм, а по ширине со стороны угла сопряжения — 500 мм.

4.47. В бетонных опорах рекомендуется предусматривать податливые элементы путем установки прокладок величиной 100—150 мм.

4.48(4.26). При проектировании крепи для пород I категории устойчивости горизонтальных и наклонных выработок параметры крепи допускается принимать без расчёта.

Выбор и расчет конструктивных параметров крепи выработок для пород II, III и IV категории устойчивости должен производиться на основе расчета ожидаемых смещений пород и нагрузок на крепь с учетом технологии проведения выработки и возведения крепи.

4.49(4.27). Расчетная нагрузка на все виды крепи, за исключением рамных податливых, определяется дифференцированно в кровле и почве (в вертикальном направлении), в боках (в горизонтальном направлении), а при угле падения пород α от 20 до 50° и по нормали к напластованию по формуле

$$P = k_{\text{п}} k_{\text{н}} m_{\text{в}} P^{\text{н}} , \qquad [46(31)]$$

где $P^{\text{н}}$ — нормативная нагрузка на крепь, определяемая с учетом пп. 4.14—4.16 и 4.28 настоящего Руководства, кПа (тс/м²);
$k_{\text{п}}$ — коэффициент перегрузки, принимаемый по табл. 17(12);
$k_{\text{ц}}$ — коэффициент, принимаемый для главных вскрывающих выработок, равным 1,1, для остальных — 1;
$m_{\text{в}}$ — коэффициент условий проведения выработок, принимаемый равным 1 при буровзрывном способе, а при комбайновом способе проведения выработок $m_{\text{в}}$ следует принимать по табл. 18(13).

Таблица 17(12)

Величина смещения U, мм	Коэффициент, $k_{\text{п}}$	
	Главные вскрывающие выработки	Магистральные и другие выработки
До 50	1,25	1,1
Св. 50 до 200	1,1	1,05
» 200 » 500	1,05	1
Свыше 500	1	1

Таблица 18(13)

Отношение $\frac{H_p}{R_c}$	До 16	Св. 16 до 20	Св. 20 до 25	Свыше 25
Коэффициент $m_{\text{в}}$	0,6	0,8	0,9	1,1

Примечание. Расчетная нагрузка на рамные податливые крепи определяется по методикам специализированных организаций.

4.50. Расчетную нагрузку на рамные податливые крепи можно определить по формуле

$$P_{\text{р}} = k_{\text{п}} k_{\text{н}} m_{\text{в}} b P^{\text{н}} , \qquad [47]$$

где b — ширина выработки, м;
$k_{\text{п}}$, $k_{\text{н}}$, $m_{\text{в}}$, $P^{\text{н}}$ — обозначения те же, что в формуле [46(31)].

На графиках рис. 8(4) величина ординаты точки перегиба прямолинейного и криволинейного участка линий U—$P^{\text{н}}$ соответствует нагрузке $P^{\text{н}}$ на 1 м² выработки.

4.51(4.28). Нормативная нагрузка $P^н$ определяется по графику рис. 8(4) в зависимости от смещений U с учетом смещений до установки крепи U_t, сжатия забутовочного материала $U_з$ и конструктивной податливости крепи $U_{кр}$.

Смещения, происходящие до установки крепи U_t, определяются по формуле

$$U_t = Uk_t, \qquad [48(32)]$$

где k_t — коэффициент влияния времени на смещение пород, определяется по графику рис. 9(5).

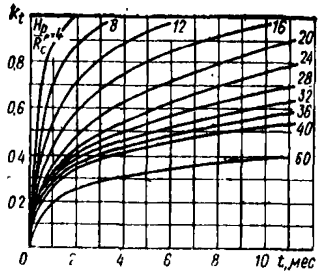


Рис. 9(5). Графики для определения коэффициента k_t при $t<1$ года

Смещения, компенсируемые за счет сжатия забутовочного материала $U_з$, зависят от сжимаемости материала, толщины забутовочного слоя и расчетной нагрузки на крепь и определяются опытным путем. Для забутовочного материала из дробленых пород при отсутствии опытных данных $U_з$ допускается принимать равным 25 % толщины забутовочного слоя.

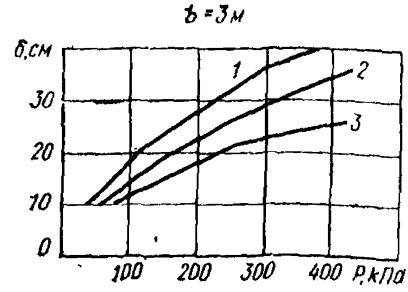
Конструктивная податливость крепи $U_{кр}$ принимается по ее технической характеристике. Для монолитных бетонных и железобетонных типов крепи при определении конструктивной податливости $U_{кр}$ следует учитывать величину усадки и ползучесть бетона при твердении, которую следует принимать: для однопутевых выработок равной 20 мм, для двухпутевых — 40 мм.

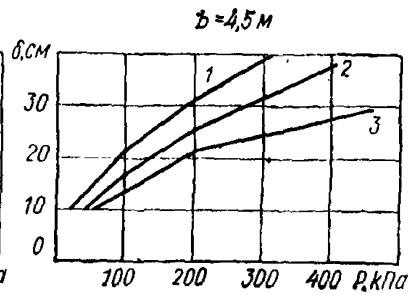
4.52. На контуре сечения выработки до установки в ней крепи практически всегда реализуются смещения пород и поэтому получаемые по формуле [48(32)] значения $U_t > 0$.

4.53. Выбор параметров монолитных бетонных, железобетонных, сборных блочных и тюбинговых крепей производится по величине расчетной нагрузки P на контуре сечения выработки с уточнением этих параметров для ответственных выработок, расположенных в породах III и IV категорий устойчивости на основе статического и прочностного расчета. На основании расчетных данных, определяемых формулой [48(32)] настоящего руководства, строится эпюра нагрузок на крепь, которая является основанием для статического расчета крепи.

4.54. Для выработок, сооружаемых в породах II категории устойчивости, конструктивные параметры жесткой и ограниченно податливой крепи для всех выработок по их значимости (табл. 1 Руководства) принимаются без статического и прочностного расчета. В случае применения монолитной бетонной сводчатой крепи толщину стен рекомендуется принимать в зависимости от расчетной нагрузки, марки бетона и ширины выработки по графикам рис. 10. Толщина бетонной крепи в своде принимается на 30 % меньше, чем в стенах.

При применении монолитных железобетонных крепей с жесткой арматурой из двутаврового профиля предварительный выбор плотности установки двутавровых рам на 1 м для кольцевой крепи рекомендуется производить по графикам рис. 11 в зависимости от рас-





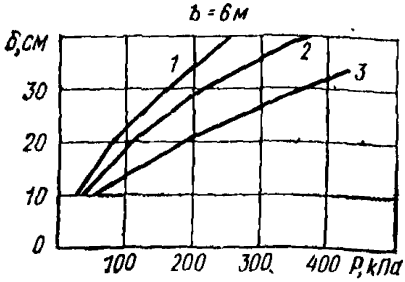
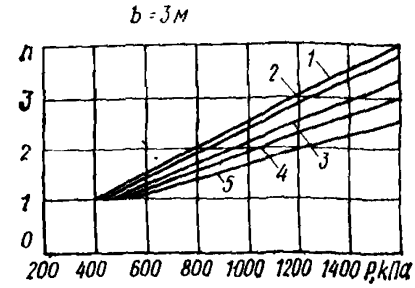
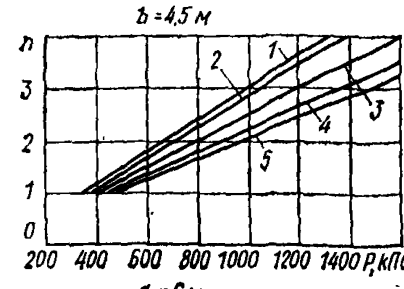


Рис. 10. Графики для выбора толщины монолитной бетонной сводчатой крепи в зависимости от расчетной нагрузки P, ширины выработки b и марки бетона:

1 — М150; *2* — М200; *3* — М300





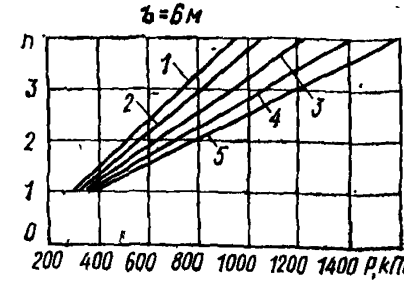


Рис. 11. Графики для выбора плотности установки двутавровых рам в монолитной железобетонной нагрузки крепи в зависимости от расчетной нагрузки P, ширины выработки b, и номера двутаврового профиля:

1 — № 16; *2* — № 18; *3* — № 20; *4* — № 22; *5* — № 24

четной нагрузки, ширины выработки и номера профиля двутавра. При этом толщина бетона принимается равной 30 см.

В случае применения крепи с выположенным сводом в кровле и почве плотность установки рам увеличивается на 25 %.

Некоторые конструктивные параметры для других типов крепи приведены в прил. 4 Руководства.

4.55. При проведении выработки в породах III категории устойчивости, когда расчетные нагрузки не превышают 400 кПа, для выработок III и IV классов значимости (см. табл. 1) допускается параметры крепи принимать также без статического и прочностного расчета согласно п. 4.54.

4.56. Выбор типа спецпрофиля и плотности установки рам металлической податливой постоянной или временной крепи рекомендуется производить по величине расчетной нагрузки в следующей последовательности.

По табл. 19, с учетом размеров ширины выработки или площади ее сечения в свету, выбирается тип спецпрофиля и определяется требуемая несущая способность крепи *NS* на раму. Допускается применять в выработках меньшего сечения более тяжелые типы спецпрофиля с целью снижения плотности крепи.

Таблица 19

Тип спецпрофиля	Площадь сечения выработки S, м²	Ширина выработки b, м	Несущая способность крепи NS, кН/раму
СВП-17	До 7	Св. 2,8 до 3,3	260
СВП-22	Св. 7 до 14	» 3,3 » 4,2	300
СВП-27	» 10 » 15	» 4,2 » 5	330
СВП-33	» 14	» 5 » 6	370

Плотность установки рам крепи из спецпрофиля на 1 м выработки n определяется путем деления расчетной нагрузки $P_р$, получаемой, согласно п. 4.50, на несущую способность NS крепи одной рамы.

Пример. Величина расчетного смещения пород кровли магистральной выработки шириной $b = 5$ м при буровзрывном способе ее проведения составляет 200 мм. Требуется установить расчетную нагрузку на рамную крепь на 1 м выработки, тип спецпрофиля и плотность крепи.

Решение. На графике рис. 8(4) по оси абсцисс откладываем величину смещения 200 мм и по оси ординат получаем $P^и = 100$ кПа. Для рассматриваемых условий определяем значения коэффициентов, входящих в формулу [47]. $k_п = 1{,}05$; $k_н = 1$; $m_в = 1$. По формуле [47] находим, $P_р = 1{,}05 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 100 = 525$ кПа·м, что соответствует 525 кН/м. В соответствии с табл. 19, в выработке шириной 5 м следует применять спецпрофиль СВП-33 с несущей способностью 370 кН/раму. Необходимую плотность установки крепи определяем из выражения

$$\frac{P_р}{NS} = \frac{525}{370} \approx 1{,}5 \text{ рамы/м}.$$

4.57. Примеры расчетов проявлений горного давления в горизонтальных и наклонных выработках, выбора типов крепи и их параметров представлены в прил. 18 Руководства. В прил. 20 приведены рекомендации использования автоматизированной системы проектирования «Недра» для угольных месторождений.

5. КАМЕРЫ

Объемно-планировочные и конструктивные решения

КАМЕРЫ ВОДООТЛИВНЫХ УСТАНОВОК

5.1 (5.1). Расположение камеры главной водоотливной установки надлежит предусматривать, как правило, в блоке с камерой центральной подземной электроподстанции.

В камерах водоотливных установок надлежит предусматривать средства вспомогательного транспорта, а также грузоподъемные приспособления для доставки и монтажа оборудования.

В случае применения рельсового транспорта головки рельсов должны быть расположены заподлицо с полом камеры.

5.2 (5.2). Размеры камер водоотливных установок надлежит определять исходя из количества насосных агрегатов и из условий расположения их вдоль продольной оси камеры в один ряд, принимая расстояние между ними — 1000 мм.

При определении размеров камер следует также учитывать размещение необходимых средств автоматизации и грузоподъемных механизмов.

В камерах водоотливных установок расстояние от наиболее выступающих частей насосного агрегата до ближайшей стены камеры необходимо предусматривать:

по длине камеры со стороны водотрубного ходка — не менее ширины водотрубного ходка, а с противоположной стороны — не менее длины платформы для перевозки оборудования и зазора 400 мм; при отсутствии наклонного водотрубного ходка и поворотной платформы — зазора по 1000 мм с обеих сторон камеры;

по ширине камеры — не менее суммарного расстояния, определяемого габаритами оборудования или шириной платформы для перевозки и зазоров по 200 мм до выступающих частей насосных агрегатов и до стенки камеры со стороны рельсового пути и не менее 500 мм от выступающих частей насосного агрегата до противоположной стены.

5.3 (5.3). Высоту камеры (главных и участковых) водоотливных установок следует определять с учетом:

превышения отметок фундаментов насосных агрегатов над уровнем пола камеры не менее 100 мм;

подъема грузоподъемными средствами оборудования над рельсовой платформой, а в камерах без рельсовых путей — над полом на высоту не менее 150 мм;

зазора не менее 100 мм между грузоподъемными средствами и нагнетательным трубопроводом, располагаемым поверху на высоте не менее 1800 мм;

установки электрооборудования в незаглубленных камерах таким образом, чтобы места, доступные для проникновения воды к токоведущим частям электрооборудования, были на высоте не менее 1000 мм от головок рельсов околоствольного двора (у ствола).

5.4 (5.4). Камеры главных незаглубленных и заглубленных водоотливных установок надлежит проектировать с двумя выходами (ходками), расположенными в противоположных концах камеры независимо от блокировки камер главной водоотливной установки и электроподстанции; при этом необходимо предусматривать, чтобы в камерах один из ходков, предназначенный для доставки оборудования транспортными средствами, принятыми на шахте (руднике), соединял камеры с главной откаточной выработкой.

5.5. (5.5). Поперечные размеры ходков, по которым в камеры доставляется оборудование, следует принимать:

по ширине — с учетом максимальных габаритов доставляемого оборудования и зазоров не менее 200 мм с каждой стороны выработки;

по высоте — исходя из максимальной высоты оборудования и зазора 200 мм до кровли ходка, но не менее 1500 мм для наклонного и 1900 мм для горизонтального ходка.

5.6. (5.6). Наклонный водотрубный ходок, соединяющий незаглубленную камеру главной водоотливной установки с наклонным стволом, следует располагать, как правило, под углом наклона до 20° к горизонту с таким расчетом, чтобы в месте сопряжения ходка со стволом расстояние по вертикали от уровня пола насосной камеры было не менее 3500 мм.

В заглубленных камерах водоотливных установок углы наклона водотрубных ходков надлежит определять в зависимости от горногеологических условий.

В наклонных ходках должны быть предусмотрены лестницы или сходни (трапы) с перилами.

5.7 (5.7). В незаглубленных камерах водоотливных установок при числе насосных агрегатов не более трех надлежит предусматривать, как правило, один водозаборный колодец, располагаемый внутри камер.

Конструктивные размеры водозаборного колодца следует принимать из расчета обеспечения полного удаления воды из водосборника при режиме работы насосов, исключающем кавитацию и аэрацию, а также с учетом зазоров не менее 200 мм между сливными задвижками и стенками водозаборного колодца и размещения всасывающих клапанов на расстоянии, равном утроенному диаметру всасывающих труб. При этом глубина водозаборного колодца должна быть не менее 1800 мм (от подошвы водосборника).

Устья колодцев необходимо перекрывать металлическими решетками или рифлеными металлическими листами.

ВОДОСБОРНИКИ И ОСВЕТЛЯЮЩИЕ РЕЗЕРВУАРЫ

5.8(5.8). Поперечное сечение водосборников следует принимать не менее 4,5 м² в свету при высоте выработки не менее 1900 мм.

Водосборники насосных камер заглубленного типа должны иметь два выхода на откаточные выработки. Один из выходов

необходимо устраивать непосредственно над водоприемными клапанами, доступ к которым следует предусматривать по лестницам или скобам.

5.9.(5.9). Ветви водосборников при наличии осветляющих резервуаров должны иметь уклон 0,001 в сторону насосной камеры, а при чистке водосборников через наклонные ходки ветви должны иметь подъем 0,001 в ту же сторону.

5.10.(5.10). При наличии в шахтной воде абразивных частиц (породы, руды, угля) следует предусматривать осветляющие резервуары с устройствами для их механизированной очистки.

Необходимое количество осветляющих резервуаров должно определяться расчетом. Общее количество осветляющих резервуаров должно быть больше расчетного на один, который находится в чистке или ремонте.

КАМЕРЫ ЗУМПФОВЫХ ВОДООТЛИВНЫХ УСТАНОВОК

5.11.(5.11). При наличии на площадке двух стволов следует предусматривать, как правило, одну камеру зумпфового водоотлива в стволе с наибольшей глубиной и с перепуском воды из другого ствола по специальной выработке (скважине).

5.12(5.12). В камерах зумпфовых водотливных установок расстояние от наиболее выступающих частей насосных агрегатов следует принимать по длине до стены камеры — 1500 мм, по ширине со стороны прохода — 800 мм и с противоположной стороны — 400 мм, а между насосными агрегатами — 1000 мм.

Высоту камеры зумпфовой установки при плоском перекрытии следует принимать не менее 2200 мм, а при сводчатом перекрытии — не менее 1600 мм от пола до пяты свода.

5.13.(5.13). Нагнетательный трубопровод в камере следует располагать на высоте не менее 1500 мм со стороны, противоположной проходу. При установке в камерах зумпфового водоотлива насосных агрегатов с электроприводом мощностью 100 кВт и более необходимо применять грузоподъемные средства.

5.14.(5.14). Аппаратуру автоматизации зумпфового водоотлива следует выносить на уровень горизонта околоствольного двора или предусматривать специальное место для ее размещения в камерах.

КАМЕРЫ ЭЛЕКТРОПОДСТАНЦИЙ И РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНЫХ ПУНКТОВ

5.15.(5.15). Камеры подземных электроподстанций и распределительных пунктов высокого напряжения следует располагать:

центральных подземных подстанций (ЦПП) — в околоствольных дворах, вблизи шахтных стволов с непосредственным примыканием к камере незаглубленной главной водоотливной установки;

распределительных пунктов высокого напряжения (РПП) — в центре расположения высоковольтных потребителей электроэнергии (стационарных и передвижных участковых подстанций);

стационарных участковых подстанций (УПП) — вблизи основных потребителей электроэнергии;

преобразовательных подстанций (ППП) — в околоствольных дворах и на участках шахт.

При соответствующем обосновании допускается расположение указанных камер в других местах.

5.16(5.16). В камерах подземных электроподстанций надлежит предусматривать места для установки аппаратуры автоматизации и грузоподъемных средств.

5.17.(5.17). Камеру центральной подземной электроподстанции, непосредственно примыкающую к незаглубленной камере главной водоотливной установки, надлежит отделять от последней противопожарной стеной толщиной не менее 200 мм.

В перемычке необходимо предусматривать устройство противопожарной и решетчатой дверей. Двери должны открываться в сторону насосной камеры. Полы камеры ЦПП и камеры главной незаглубленной водоотливной установки должны быть на одном уровне.

При примыкании камеры ЦПП или РПП непосредственно к откаточной выработке в разделяющей их стене надлежит предусматривать монтажные проемы.

5.18(5.18). При проектировании электротехнических камер соляных рудников необходимо:

камеры размещать перед перегрузочными и погрузочными пунктами по ходу свежей струи;

пол подстанции предусматривать на 500 мм выше отметки почвы примыкающей выработки;

предусматривать устройство в центральных подземных подстанциях бетонных полов.

КАМЕРЫ ПОДЪЕМНЫХ МАШИН И ЗАГРУЗОЧНЫХ УСТРОЙСТВ СКИПОВЫХ ПОДЪЕМОВ

5.19(5.19). В камерах подъемных машин и лебедок следует предусматривать два выхода (ходка): один — для канатов, второй — для доставки в камеру оборудования и материалов. Сечение этого ходка следует определять исходя из условий транспортировки наиболее крупной детали подъемной машины или лебедки.

Размеры камер надлежит принимать с учетом возможности установки грузоподъемных средств для обслуживания и ремонта оборудования, а также устройства, при необходимости, стационарных рабочих мест.

5.20(5.20). В камерах шкивов с диаметром более 2000 мм следует предусматривать монтажные балки для монтажа и ремонта шкивов. Высота установки монтажной балки должна быть не менее суммы наружного диаметра шкива, минимальной длины монтажного приспособления в стянутом виде со стропами и зазора 100 мм от подшкивных балок.

5.21(5.21). Размеры камеры загрузочного устройства должны определяться с учетом размещения подъемно-транспортных приспособлений для монтажа и ремонта оборудования, аспира-

ционно-обеспыливающих устройств и аппаратуры автоматизации и телемеханики.

Камера загрузочного устройства должна отделяться от ствола съемными сетками ограждения или железобетонной стенкой с монтажными проемами.

5.22(5.22). Для сообщения между площадками в камере загрузочного устройства следует предусматривать лестницы или скобы.

Если для сообщения камеры загрузочного устройства с околоствольным двором предусматривается ходок, то сопряжение его с околоствольным двором необходимо располагать в специальной нише, позволяющей изолировать камеру от околоствольного двора при помощи дверей в нише или над сопряжением — лядами.

5.23(5.23). Бункера для полезного ископаемого и породы следует предусматривать, как правило, вертикальными — круглого сечения. При аккумулировании угля, слеживающихся руд и породы в наклонном бункере рядом с ним следует предусматривать ходок.

Наклонную часть бункеров следует предусматривать под углом не менее: для угля — 50°, для породы и неслеживающихся руд — 60° и для слеживающихся руд — 70°.

Для предохранения бетонной крепи бункера от разрушений и уменьшения коэффициента трения движущегося материала необходимо предусматривать футеровку трудно истираемыми материалами днища в бункерах для угля, а также днища и стен в бункерах для руд.

КАМЕРЫ ОПРОКИДЫВАТЕЛЯ, ДРОБИЛЬНЫХ УСТАНОВОК И ДРУГИХ РАЗГРУЗОЧНЫХ УСТРОЙСТВ

5.24(5.24). Камеры опрокидывателя и толкателя следует располагать на прямолинейном участке выработки.

5.25(5.25). Размеры камер опрокидывателя и толкателя необходимо определять исходя из габаритов оборудования и грузоподъемных приспособлений с учетом размещения аспирационно-обеспыливающих устройств. В камерах с обгонным путем зазор между наиболее выступающей частью опрокидывателя и подвижным составом следует принимать не менее 200 мм.

5.26(5.26). В камерах опрокидывателя с перепуском руды помещение пальцевого, секторного затвора или питателя должно быть отделено стенкой, в которой следует предусматривать стальную дверь и монтажный проем для доставки деталей и узлов этого оборудования, перекрываемый съемными щитами.

Для контроля заполнения полезным ископаемым рудоспуска под опрокидывателем должен устанавливаться датчик.

5.27(5.27). Для осмотра оборудования, расположенного в подвалах камер, необходимо предусматривать люки в перекрытиях и лестницы для спуска людей. Пол подвала должен иметь уклон не менее 0,002 в направлении к специально предусмотренному приямку или бункеру.

5.28(5.28). Камеры дробильной установки должны иметь два выхода (ходка) — горизонтальный и наклонный или вертикальный, предназначаемые для доставки оборудования, материалов, прохода людей и прокладки коммуникаций.

В наклонном и вертикальном ходках необходимо предусматривать лестницы с перилами.

5.29(5.29). Размеры камер дробильных установок следует определять с учетом грузоподъемных средств. Для осмотра и ремонта кранового оборудования в торце камеры следует иметь ремонтную площадку.

5.30(5.30). Размеры камеры пластинчатых питателей следует определять с учетом:

зазора между питателями со стороны привода и крепью не менее 1200 мм;

резервной площадки тупиковой части выработки длиной 2000 мм;

высоты камеры над натяжной и приводной звездочкой питателя не менее 4000 мм;

установки в нишах для электродвигателя грузоподъемных средств.

5.31(5.31). Под пластинчатыми питателями следует предусматривать специальные устройства для сбора и удаления просыпающейся мелочи.

5.32(5.32). Все монтажные проемы и лазы в камерах дробильных установок должны перекрываться съемными щитами и иметь ограждения.

5.33(5.33). Размеры приемных бункеров для недробленой руды необходимо определять: по ширине — количеством одновременно разгружаемых вагонеток, по высоте — углом наклона боковых стенок бункера, который следует принимать не менее 55°.

5.34(5.34). К камерам дробильных установок должно примыкать или находиться вблизи них помещение для аппаратуры автоматизации и телемеханики, а также установок аспирации и обеспыливания.

КАМЕРЫ ДЕПО ЭЛЕКТРОВОЗОВ И ДЛЯ РЕМОНТА ВАГОНЕТОК

5.35(5.35). Депо электровозов следует размещать, как правило, в районе околоствольного двора: для аккумуляторных электровозов только в отдельных камерах, а для контактных — в отдельных камерах или за счет местного расширения откаточной выработки с ограждением от выработки сплошной несгораемой стеной.

5.36(5.36). Депо аккумуляторных электровозов следует предусматривать в составе сблокированных между собой камер: зарядной, преобразовательной подстанции и ремонтной мастерской, в которой необходимо оборудовать стационарные рабочие места.

Допускается размещение ремонтной мастерской на расширении участка заезда в зарядную камеру. При этом дополнительный заезд в ремонтную мастерскую не требуется. Камера должна быть отгорожена от заезда бетонной стеной толщиной не менее 200 мм.

При устройстве и оборудовании преобразовательной подстанции необходимо соблюдать требования Правил устройства электроустановок (ПУЭ), утвержденных Минэнерго СССР.

5.37(5.37). Депо контактных электровозов следует предусматривать в составе камеры ремонтной мастерской и заезда в нее, используемого для стоянки запасных электровозов.

5.38(5.38). Длина зарядных камер должна выбираться с таким расчетом, чтобы зарядные столы располагались в один продольный ряд, при этом расстояние между батареями, расположенными на зарядных столах, следует принимать 1000 мм и свободный проход между крайними зарядными столами и стеной камеры — 2500 мм.

5.39(5.39). Ширину зарядных камер следует определять с учетом ширины прохода для людей не менее 700 мм и минимальных зазоров: 600 мм — между батареей на зарядном столе и крепью; 260 мм — между батареей на зарядном столе и электровозом.

Высоту зарядных камер следует принимать с учетом подъема краном батарей над зарядным столом на высоту не менее 150 мм, а общую высоту камеры преобразовательной подстанции не менее 2200 мм.

5.40(5.40). Высоту камер ремонтных мастерских для аккумуляторных и контактных электровозов надлежит определять с учетом размещения монтажных балок на высоте не менее 3000 мм, а ширину — с учетом проходов по 700 мм с обеих сторон.

В камерах ремонтных мастерских надлежит предусматривать смотровые ямы шириной не более 1000 мм, глубиной — 1650 мм и длиной, равной длине принятого проектом электровоза при одном ремонтном месте, и суммарной длине двух электровозов — при двух ремонтных местах.

В одном из концов смотровой ямы по всей ее ширине необходимо предусматривать приямок глубиной 500 мм, в сторону которого пол ямы должен иметь уклон до 0,01. Для спуска в яму людей следует предусматривать бетонную или стальную лестницу или скобы, заделанные в стену.

5.41(5.41). При проектировании камер депо аккумуляторных электровозов надлежит предусматривать один заезд в камеру при инвентарном количестве электровозов до 3, два заезда — при инвентарном количестве электровозов до 10 и три заезда — при инвентарном количестве электровозов более 10.

Для камер депо контактных электровозов следует предусматривать один заезд при одном ремонтном месте в камере и два заезда — при наличии двух и более ремонтных мест.

Количество необходимых ремонтных мест следует определять расчетом.

5.42(5.42). Заезды в зарядные камеры, а также в депо электровозов следует предусматривать с противопожарными дверями, открывающимися наружу.

В камерах депо электровозов следует предусматривать бетонные полы, а рельсы — укладывать заподлицо с полом.

5.43(5.43). Камеры для текущего ремонта, чистки и смазки вагонеток следует предусматривать в тех случаях, когда размеры клетей не допускают выдачу на поверхность вагонеток, используемых для откатки полезного ископаемого и породы.

Во всех остальных случаях следует предусматривать камеру только для смазки вагонеток.

Камеры должны закрепляться несгораемой крепью и иметь противопожарные двери.

5.44(5.44). Длину камер для текущего ремонта, чистки и смазки вагонеток надлежит определять с учетом минимальных зазоров: 1500 мм — между вагонетками и станочным оборудованием, 1200 мм — между вагонеткой и дверью, 700 мм — между двумя вагонетками.

Длина отделения, предназначенного для станочного оборудования, должна быть не менее 3000 мм.

Ширину камер для текущего ремонта, чистки и смазки вагонеток надлежит определять в зависимости от предусмотренного в камере количества рельсовых путей и зазоров между вагонеткой и крепью по 500 мм с каждой стороны.

КАМЕРЫ ДЛЯ ДИЗЕЛЬНОГО САМОХОДНОГО ТРАНСПОРТА

5.45(5.45). Гараж должен обеспечивать стоянку всего списочного состава парка, за исключением машин, находящихся в ремонте.

5.46(5.46). Ремонтную мастерскую следует предусматривать в случае отсутствия возможности доставки оборудования на поверхность без разборки его на основные узлы. Допускается расположение ремонтной мастерской в одной выработке с гаражом при условии их разделения несгораемой стенкой с противопожарными дверями и наличия независимых выходов.

5.47(5.47). Размеры камер гаража и ремонтной мастерской следует определять с учетом габаритов обслуживаемых машин, необходимых проходов для людей между машинами и возможности маневров при въезде и выезде машины, имеющей наибольший радиус поворота, а также с учетом устройства стационарных рабочих мест.

Высоту камер следует определять с учетом высоты размещаемых грузоподъемных средств.

5.48(5.48). Подземные склады горюче-смазочных материалов (ГСМ) следует размещать в обособленных камерах, имеющих не менее двух отдельных выходов в прилегающие выработки. Выходы должны быть расположены в наиболее удаленных друг от друга частях камеры, каждый выход оборудуется противопожарным поясом с двумя металлическими дверями.

5.49(5.49). В складах ГСМ почва камеры должна быть ниже уровня почвы прилегающих выработок или перед выходом из камеры должен быть устроен бетонный вал. Заглубление или вал должны быть такими, чтобы исключалась возможность растекания горюче-смазочных материалов за пределы складов в случае, если вся жидкость вытечет из сосудов, в которых она хранится. Толщина вала должна быть равна его высоте, но не менее 500 мм.

5.50(5.50). В гараже, ремонтной мастерской и складе ГСМ следует предусматривать бетонные полы.

5.51(5.51). Склад ГСМ должен быть расположен не ближе 100 м от других пунктов обслуживания, расстояние между которыми должно быть не менее 30 м.

ДЕПО ПРОТИВОПОЖАРНОГО ПОЕЗДА И СКЛАД ДЛЯ ХРАНЕНИЯ ПРОТИВОПОЖАРНЫХ МАТЕРИАЛОВ, ОБОРУДОВАНИЯ И ИНСТРУМЕНТОВ

5.52(5.52). Депо противопожарного поезда следует проектировать в районе околоствольного двора на каждом действующем горизонте в отдельной выработке или в месте расширения откаточной выработки.

В составе депо противопожарного поезда следует предусматривать склад противопожарных материалов, оборудования и инструментов.

В составе указанного депо необходимо также предусматривать:

отсеки для хранения противопожарного оборудования, материалов и инструментов;

место вдоль отсеков для стоянки поезда с противопожарным оборудованием, материалами и инструментами;

решетчатую входную дверь.

5.53(5.53). Зазор между противопожарным поездом и отсеками для материалов и оборудования должен быть не менее 700 мм при электровозном транспорте и не менее 1000 мм — при самоходном нерельсовом транспорте. Ширину отсеков для хранения противопожарных материалов, оборудования и инструментов следует принимать не менее 900 мм.

5.54(5.54). Длину депо следует определять по суммарной длине сопряжения его со штреком, длине состава противопожарного поезда и зазора 1000 мм по длине депо. Высота депо от головок рельсов должна быть не менее 1900 мм.

КАМЕРЫ ДЛЯ УСТРОЙСТВ КОНДИЦИОНИРОВАНИЯ ВОЗДУХА, ВОДОНЕПРОНИЦАЕМЫХ ПЕРЕМЫЧЕК И МАСТЕРСКИХ-КЛАДОВЫХ ДЛЯ ГОРНОГО ОБОРУДОВАНИЯ

5.55(5.55). Взаимное расположение и блокировку камер для устройства кондиционирования шахтного воздуха надлежит принимать исходя из схемы кондиционирования шахтного воздуха, удобства обслуживания камер и наиболее экономичной привязки их к выработкам околоствольного двора.

5.56(5.56). Камеры подземных холодильных машин и высоконапорных теплообменников должны проектироваться в соответствии с требованиями Правил устройства электроустановок (ПУЭ), утвержденных Минэнерго СССР.

Ширина главного прохода, предназначенного для обслуживания компрессоров холодильных машин, должна быть не менее 1500 мм.

Размеры камер следует определять с учетом подъемно-транспортного оборудования и места для ремонтно-слесарного оборудования.

В камерах следует предусматривать рельсовый путь принятой для шахты колеи. Головки рельсов при этом должны быть на уровне или ниже пола камеры.

В камерах необходимо предусматривать непылящие бетонные полы и водоотливные канавки с уклоном в сторону стока шахтной воды.

- 5.57(5.57). Камеры подземных холодильных машин должны проветриваться обособленной струей свежего воздуха.

5.58(5.58). Камеры насосных установок хладоносителя, вторичного хладоносителя, конденсаторной воды с ходками следует проектировать в соответствии с требованиями пп. 5.2(5.2), 5.3(5.3), 5.5(5.5) настоящих норм. Допускается расположение насосов в два ряда.

5.59(5.59). При давлении в трубопроводах более 6,4 МПа (64 кгс/см²) их следует прокладывать от ствола до камеры теплообменников по специальным ходкам.

5.60(5.60). При необходимости следует предусматривать устройство подземных камер мастерских-кладовых для горного оборудования.

Место расположения, количество камер и их размеры определяются проектом в зависимости от назначения камер и габаритов размещаемого в них оборудования и материалов.

5.61(5.61). Камеры для водонепроницаемых перемычек должны сооружаться в нетрещиноватых устойчивых породах. На протяжении не менее 15 м в каждую сторону от места сооружения перемычки не должно быть тектонических нарушений, разломов, трещин и карстовых пустот.

5.62(5.62). При проектировании водонепроницаемых перемычек на давление свыше 0,2 МПа (2 кгс/см²) следует предусматривать необходимость проведения их испытания.

КАМЕРА ОПЕРАТОРА (ДИСПЕТЧЕРА), ОЖИДАНИЯ ЛЮДЕЙ, МЕДИЦИНСКОГО ПУНКТА И ДРУГИЕ

5.63(5.63). Камера оператора (диспетчера) в подземных выработках должна располагаться с учетом удобства контроля и управления автоматизированными установками, а также простоты обслуживания и ремонта аппаратуры.

В зависимости от аппаратурного решения диспетчеризации рудника камера оператора должна состоять из одного и более помещений: операторной, аппаратурной и мастерской. Высоту камеры следует принимать не менее 2200 мм.

5.64(5.64). Камеру ожидания надлежит размещать вблизи шахтного ствола, по которому предусмотрен спуск-подъем людей.

Для независимого сообщения камеры ожидания с каждой ветвью околоствольного двора следует предусматривать два выхода из камеры, поперечные размеры которых должны быть не менее: по ширине — 1500 мм, а по высоте — 2200 мм.

5.65(5.65). В камере ожидания должны быть предусмотрены скамьи шириной 450 мм, расположенные в два или четыре ряда с проходами между ними 800 мм.

Площадь пола камеры ожидания следует определять исходя из нормативной площади на одного человека равной 0,5 м².

Пол и стены камеры должны быть покрыты теплоизолирующими материалами.

5.66(5.66). На предприятиях по добыче полезных ископаемых, на которых отраслевыми нормативными документами предусматривается подземный медицинский пункт, следует вблизи камеры ожидания людей размещать камеру медицинского пункта.

Камера должна состоять из приемно-регистрационного и перевязочного помещений, разделенных между собой перегородкой с проемом для двери, и иметь размеры в плане не менее 4000××7000 мм.

Камера медицинского пункта должна соединяться с околоствольным двором двумя ходками шириной не менее 1500 мм и высотой 2200 мм, в которых необходимо предусматривать открывающиеся наружу двери с вентиляционными окнами.

В камерах ожидания и медицинского пункта надлежит предусматривать бетонные полы.

5.67(5.67). В выработках следует предусматривать камеры для размещения оборудования ассенизации в соответствии с Правилами безопасности в угольных и сланцевых шахтах, утвержденных Госгортехнадзором СССР и Минуглепромом СССР по согласованию с Госстроем СССР.

Расчет устойчивости пород и нагрузок на крепь, выбор типа и расчет крепи

5.68(5.68). Выбор типа и параметров крепи камер должен производиться на основании результатов определения категории устойчивости пород горизонтальных и наклонных выработок, расчета смещений пород на контуре поперечного сечения камер в соответствии с пп. 4.16(4.12)—4.51.(4.28) настоящих норм и следующих требований:

а) крепь выработок, примыкающих к камерам на расстоянии не менее удвоенной ширины выработки (но не менее 5 м), а также против самой камеры, должна иметь деформационные характеристики, близкие с деформационными характеристиками крепи камеры;

б) крепь камер, сооружаемых в породах, склонных к размоканию и набуханию, в которых при эксплуатации находятся шахтные воды (водосборники, осветляющие резервуары и т. п.), должна выполняться с гидроизоляцией или рассчитываться с учетом снижения прочности пород и дополнительных нагрузок на крепь за счет набухания пород;

в) при расположении складов взрывчатых материалов (ВМ) и камер электрооборудования в обводненных породах следует предусматривать специальные мероприятия по гидроизоляции крепи;

г) в камерах, примыкающих к стволам, балки металлоконструкций под оборудование и для грузоподъемных средств не должны стыковаться с армировкой стволов;

д) крепление балок перекрытий под оборудование и подъемно-транспортные приспособления в камерах должно проектироваться так, чтобы исключалось непосредственное воздействие на балки деформаций, возникающих в результате смещений пород.

5.69(5.69). Расчет нагрузок на крепь камер $P_к$ следует производить:

для протяженных камер (при отношении длины камеры к ее ширине более 5) по п. 4.49 (4.27) настоящих норм;

для камер ограниченной длины по формуле

$$P_k = k_{сн} k_{вк} P, \qquad [49(33)]$$

где P — расчетная нагрузка на крепь выработки, определяемая по формуле [46(31)];

$k_{сн}$ — коэффициент снижения нагрузок на крепь камер, определяемый в зависимости от категории устойчивости пород по рис. 12(6);

$k_{вк}$ — коэффициент влияния выработок, примыкающих к длинной стороне камеры, определяется в зависимости от соотношения пролетов камеры $b_к$ и примыкающей выработки $b_в$ по табл. 20(14):

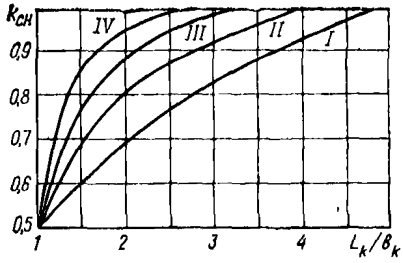


Рис. 12(6). Графики для определения коэффициента $k_{сн}$

$L_к$ — длина камеры; $b_к$ — ширина камеры; *I, II, III, IV* — категории устойчивости пород

Таблица 20(14)

Отношение $\frac{b_к}{b_в}$		1	2	3	4
Коэффициент $k_{вк}$	При одностороннем примыкании выработки	1,4	1,2	1,1	1,05
	При двустороннем примыкании выработок	1,6	1,3	1,15	1,1

Примечание. Коэффициент $k_{вк}$ равен 1, если примыкающие выработки расположены с торцов камеры.

5.70. Определение конструктивных параметров крепи камер производится аналогично указанному в п. 4.53 настоящего Руководства для протяженных горизонтальных и наклонных выработок.

Пример расчета проявлений горного давления в камере и выбор для нее рационального типа крепи приведен в прил. 19 Руководства.

Рекомендации по разработке проектов и проведению контрольных измерений и исследований в особо ответственных выработках

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1. Целью наблюдений и измерений проявлений горного давления и сдвижения пород для контроля за состоянием особо ответственных выработок в процессе их строительства и эксплуатации является контроль за правильностью принятых проектных решений, а при необходимости их корректировка, принятие своевременных мер по сохранности выработок, расчету крепи и т. п. Задачами этих исследований является установление количественных зависимостей между показателями проявлений горного давления в сооружаемой выработке и горно-геологическими и горнотехническими условиями ее проведения. Эти исследования позволяют устанавливать соответствующие эмпирические зависимости, уточняют показатели и параметры расчета, положенного в основу проекта, более правильно классифицируют исходные данные расчета. Шахтные экспериментальные исследования обеспечивают получение представительного для данных конкретных условий фактического материала, более достоверного в количественном отношении, чем обобщенные исходные данные проекта.

2. Контрольные измерения и исследования включают следующие работы:

визуальные наблюдения, простейшие измерения и исследования сдвижений и деформаций пород и крепи в выработке в период ее проходки, крепления и эксплуатации;

комплексные инструментальные измерения на специальных замерных станциях сдвижений, деформаций пород, нагрузок на крепь и деформаций крепи.

Для эксплуатируемых выработок дополнительно необходимы:

сбор данных об условиях поддержания выработки, затратах на ее проведение и крепление;

периодическое обследование выработки для выяснения состояния ее крепи, распространенности, характера и причин ее нарушений, а также деформаций и нарушений окружающих выработку горных пород.

В условиях влияния очистных работ местом наблюдений при этом должны быть не только исследуемые выработки и прилегающие к ним части массива горных пород, но и вся толща пород, вмещающая стволы и капитальные выработки и подвергающаяся сдвижениям и деформациям под влиянием разработки полезных ископаемых. Для изучения толщи целесообразно использовать расположенные в ней подготовительные выработки, шурфы, скважины с измерением в них вертикальных и горизонтальных смещений, искривлений вертикальных или горизонтальных линий и наклонов в различных зонах.

3. При постановке и проведении наблюдений и измерений необходимо обеспечить представительность, достоверность и надежность результатов и их сопоставимость при дальнейшем анализе, обобщении и разработке практических рекомендаций. Эти требования должны удовлетворяться:

при выборе мест проведения наблюдений в выработке, качественной и количественной характеристике горнотехнической обстановки и ее изменении во времени и пространстве;

при установлении определяемых показателей горного давления и сдвижения пород и методов их изучения.

4. Выбор мест исследования должен производиться в первую очередь на основании требований их типичности в отношении горно-геологических и горнотехнических условий выработки на всем ее протяжении. Выбранные места должны обеспечить получение характерных для выработки как минимальных, так и особенно максимальных показателей проявления горного давления.

Требования к изучению горногеологических и горнотехнических условий в местах проведения исследований заключаются в обязательной количественной привязке этих мест как к границам контролируемой выработки, так и к местам расположения других влияющих выработок в окружающем горном массиве с учетом изменения их положения и размеров во времени и пространстве. Это требование должно осуществляться путем построения совмещенных планов горных работ и характерных разрезов с указанием на них всех изменений горнотехнической обстановки на протяжении всего срока службы выработки.

Изучение состава и сложения (включая нарушенность) вмещающего выработку массива и физико-механических свойств слагающих его горных пород должно основываться на имеющихся материалах инженерно-геологических изысканий и при необходимости включать дополнительные определения, состав и объемы которых устанавливаются, как правило, при участии специализированной организации. Например, при необходимости уточняют сопротивление пород сжатию по контуру сечения и длине выработки или изучают их реологические и другие показатели, нужные для более полного выявления закономерностей горного давления и доступные средствам хорошо оснащенных специализированных организаций.

5. Методы и технические средства измерений горного давления[1] принимаются обычно различными в зависимости от решаемой задачи и программы исследований в вертикальных стволах, горизонтальных, наклонных выработках и камерах, а также от технической возможности производства измерений в конкретных условиях. Некоторые средства таких измерений приведены в табл. 1.

Для сопоставимости результатов исследований, получаемых измерительными средствами, указанными в табл. 1, должны соблюдаться следующие требования:

Размеры участка измерений, количество измерительных приборов, частота, длительность измерений и аппаратура должны, как правило, обеспечивать уровень надежности определения всех показателей не менее 95 %, причем чувствительность измерительных средств должна быть не ниже 50 % допустимой погрешности измерений.

Механические характеристики приборов (их жесткость) не должны вносить существенных изменений в характеристику изучаемой системы. В частности, при определении перемещений и деформаций жесткость приборов должна быть минимальной и не превышать 5 %

---

[1] **Ардашев К. А., Катков Г. А., Ахматов В. И.** Методы и приборы для исследования проявлений горного давления. М., Недра, 1981, 128 с.

Таблица 1

Исследуемый параметр	Применяемые методы	Измеряемая величина и пределы ее изменения	Применяемые преобразователи (датчики)	Длительность измерений, ч	Характеристика измерений
Напряжения, действующие в массиве	Варианты методов разгрузки	Деформация $2 \cdot 10^{-3}$—1 мм	Тензорезисторы струнные, индуктивные	0,5—2	Количественные
	Метод компенсационной нагрузки	Компенсационная нагрузка до 100 МПа (1000 кгс/см^2)	Тензорезисторы, манометры	2—8	»
	Метод разности давлений	Давление в гидродатчике 2,5—50 МПа (25—500 кгс/см^2)	Манометры	10—10^3	»
	Метод упругих динамометров	Распределение фотоупругих полос	Фотоупругие элементы	10—10^3	Качественные
	Метод измерения деформаций скважин	Деформация 0,1—5 мм	Тензорезисторы струнные, индуктивные	10—10^3	»
	Акустический	Интенсивность импульсов 1,00—100 имп/мин	Геофоны	0,15—0,5	Оценочные
	Ультразвуковой	Скорость звука до 30—80 %	Пьезоэлектрики	0,1—0,5	»
	Электрический	Удельное сопротивление	Массив	0,2—2	»
	Методы, основанные на изменении уд. веса выхода буровой мелочи, усилия вдавливания штампа	%	»	0,5—2	»

Реологическое деформирование и разрушение горных пород	Измерение смещения стенок выработки и элементов массива на различном удалении от стенок выработок	Перемещение 0,1—300 мм	Механические (нониус, индикатор, шкала), индуктивные, струнные реостаты, контактные тензорезисторы	10^3—$4 \cdot 10^4$	Количественные
Динамическое деформирование и разрушение элементов массива	Измерение скорости, амплитуды, ускорения элементов массива при взрывных работах	Амплитуда 10^{-3}—2 мм Ускорение 10—200 g	Пьезокерамические, электродинамические, индуктивные пьезорезисторы	10^{-6}—10^{-10}	Качественные
	Измерение деформаций массива	Деформации $20 \cdot 10^{-3}$—2 мм	Тензорезисторы	10^{-6}—10^{-10}	
Взаимодействие элементов массива с инженерными сооружениями	Измерение нагрузок, действующих на крепь выработки	Сосредоточенные силы 0,1—50 т	Механические, гидромеханические струнные	1—$4 \cdot 10^4$	Количественные
		Распределенные силы 50—150 кгс/см^2	Магнитоупругие тензорезисторы, фотоупругие	1—$4 \cdot 10^4$	
	Измерение смещений (деформаций) пород и крепи	Смещения 0,1—50 мм	Струнные, индуктивные, реостатные, тензорезисторы, контактные	10—$4 \cdot 10^4$	»
	Измерение деформаций подрабатываемых сооружений	Смещения 1—10^3 мм	Фотография, нивелирование, струнные, индуктивные датчики	$5 \cdot 10^2$—$4 \cdot 10^4$	»

сил, вызывающих такие проявления; в таком же диапазоне допускается изменение жесткости крепи (или системы «крепь—порода»).

Измерения сил надлежит производить на площадях с линейными размерами, не менее чем в 5 раз превышающими максимальные размеры структурных блоков пород.

Эксплуатационные характеристики измерительных приборов должны быть стабильными (удовлетворять при необходимости требованиям взрыво- и искробезопасности) в течение требуемого периода измерений.

6. Результаты наблюдений и исследований надлежит представлять в форме, обеспечивающей наилучшие возможности анализа, обобщения измерений и составления рекомендаций, выводов и заключений по охране и поддержанию выработок с учетом следующих требований:

по каждому из объектов необходимы сведения о фактических показателях свойств и состояния пород с указанием методов и аппаратуры, с помощью которых они получены;

графический материал целесообразно представлять по единой форме с указанием всех необходимых количественных показателей условий и процессов;

текстовую часть необходимо излагать в краткой и сжатой форме с указанием мотивов постановки шахтных исследований, их целей и задач; описания объектов исследования, состава наблюдений, методик и аппаратуры исследований; сроков проведения работы; конкретных выводов и рекомендаций по результатам исследований.

7. Проектная организация составляет проект проведения наблюдений и измерений, привлекая в случае необходимости специализированные НИИ и КБ. В проекте дается методика проведения работ со схемами и чертежами размещения и установки приборов, их спецификации, а также смета на изготовление приборов и станций. В рабочем проекте конкретизируются местоположение приборов и все необходимые детали, связанные с их установкой и оборудованием. При подсчете потребного количества приборов и линий связи берется обычно 10 %-ный запас на случай выхода их из строя.

8. Специальные наблюдения и исследования проводятся в целях получения сведений, уточняющих и развивающих расчетные методы определения нагрузок на крепь, параметров крепи, выбора целесообразных способов производства работ, условий эксплуатации выработки.

В качестве примера ниже излагаются состав, объем и методы контрольных измерений и исследований в вертикальном шахтном стволе.

Для магистральных горизонтальных и наклонных выработок I и II классов значимости (табл. 1, п. 1.4 Руководства) в проектах предусматриваются подобные же наблюдения и измерения для проведения натурных исследований за состоянием указанных выработок в процессе их сооружения и в период эксплуатации.

9. Контрольными измерениями и исследованиями в вертикальных шахтных стволах оценивается надежность их работы и разрабатываются необходимые мероприятия, улучшающие условия их эксплуатации.

НАБЛЮДЕНИЯ И ИЗМЕРЕНИЯ ДО ПРОХОДКИ СТВОЛА

А. Наблюдения и измерения до проходки ствола проводятся для уточнения исходных данных и оптимизации проектных решений по стволам, проектируемым на месторождениях с уже имеющимися стволами и другими горными выработками.

Проводятся измерения оседания поверхности и пород в массиве при ведении очистных работ и водопонижении в районе заложения ствола, обследования состояния и причин нарушения существующих стволов, анализ эффективности конструктивных решений крепи и ее фактической несущей способности.

Б. При влиянии очистных работ и водопонижения проводятся систематические нивелировки и измерения деформаций поверхности в соответствии с нормативами[1].

При комплексных исследованиях изучаются сдвижения пород в массиве по реперам, устанавливаемым в скважинах, а при наличии каких-либо горных выработок в них проводятся нивелировки на разных горизонтах.

По сети гидрогеологических скважин определяются параметры депрессионной воронки и динамика гидрогеологической обстановки.

Из скважин на осушаемом месторождении берутся образцы пород водоносных горизонтов и контактирующих с ними слоев для лабораторного определения сжимаемости.

Геологические материалы должны содержать все необходимые для расчетов сведения о прочностных и деформационных свойствах пород.

ОБСЛЕДОВАНИЕ СОСТОЯНИЯ СТВОЛОВ

В. Обследование состояния стволов включает в себя визуальные осмотры и экскизирование нарушений крепи и армировки, ознакомление с проектной и технической документацией, установление фактических размеров, толщин, прочности и несущей способности крепи, прочности и состояния пород, простейшие измерения при развитии нарушений крепи и армировки, установление условий поддержания ствола, степени и причин нарушения крепи и армировки, недостатков технических решений.

При осмотре ствола фиксируются видимые изменения формы и размеров поперечного сечения ствола, толщины крепи, деформации армировки, расхождение или закрытие стыков проводников.

Г. При осмотре крепи ствола необходимо фиксировать вид крепи, местоположение, характер и размеры разрушения ее, места обнажения пород, их характеристику и состояние, а также места и обильность поступления воды через крепь, сток ее по стволу, наличие натеков разного характера, следы выщелачивания, наледи. В местах обнажения пород определяется фактическая толщина крепи. На эскизах помечаются положение трещин, характер излома в ней, раскрытие, направление поверхности излома в теле крепи (невозможность должна быть оговорена), размеры и конфигурация вывалов крепи,

---

[1] Техническая инструкция по производству маркшейдерских работ. М., Недра, 1973.

наклон оконтуривающей поверхности крепи по ее толщине, размеры и конфигурация вывалов пород.

Формы нарушений крепи и их характер проявления разнообразны ввиду динамичности и неоднозначности процесса деформирования и сводятся, как правило, к следующему:

микротрещины в крепи различной ориентации с раскрытием до 1 мм располагаются обычно системами. Протяженность и расстояние между ними от 1 до 3 м. Захватывают значительные участки. На стыках заходок, как правило, исчезают. В результате выноса шахтных вод трещины минерализуются и имеют белые подтеки. Хорошо просматриваются. Свидетельствуют о начале нарушений крепи;

трещины величиной до 1—2 см различной ориентации. Могут быть значительной протяженности — до 15—20 м. Бывают обычно одиночные и реже системами. У трещин, возникающих от сжимающих усилий, по краям следы скалывания, у разрывных — рваные края. Проследить ориентацию трещины в толще бетонной крепи удается редко, хотя это обстоятельство имеет немаловажное значение;

заколы и вывалы в крепи являются следствием дальнейшего развития трещин. Заколы появляются в результате последующего относительного смещения краев развивающихся трещин. Крепь теряет несущую способность. Происходит выпадение кусков бетонной крепи при скалывании или под действием собственного веса. Участки нарушений площадью 1—5 м² ориентированы по трещинам.

Вывалы образуются в местах пересечения трещин и полной потери несущей способности. Крепи могут нарушаться на значительных площадях до 20—30 м² с обрушением вмещающих пород.

Отслоение и скалывание бетонной крепи происходит локальными участками в форме линз («коржей», «тарелок» и т. п.) не на полную толщину крепи площадью 0,1—0,3 м² с выпадением в выработку. Это обстоятельство свидетельствует о появлении условий, приближающихся к предельным для данного типа крепи. На это указывает также шелушение поверхности бетона, кирпичной и бетонной кладки, отслоение побелки в околоствольных выработках.

Коркообразование, вздутие, высыпание бетонной крепи свидетельствуют об изменении качества бетона и агрессивности среды. Проявляется это отдельными участками.

Образование ступеньки среза крепи свидетельствует о сдвиге пород по напластованию; встречается в чистом виде редко.

Деформирование расстрелов происходит в зависимости от их конструкции (жесткие или податливые), способа заделки их в крепи и породах, количества промежуточных опор и проявляется в виде изгиба в форме дуги или синусоиды со стрелой прогиба до 150 мм. Происходит потеря их устойчивости. Появление изгибов свидетельствует о повышенном радиальном давлении.

Деформирование проводников проявляется в закрытии (раскрытии) стыков проводников, их изгиба, общего искривления и, как следствие, заклинивания подъемных сосудов и повышенного износа направляющих башмаков. Деформации указывают на наличие вертикальной составляющей сжатия (растяжения) околоствольного массива.

При нарушениях крепи и армировки в районах сопряжений ствола с околоствольным двором и различного рода камерами необходимо провести обследования этих камер и выработок околоствольного двора в радиусе не менее 50 м от ствола.

При осмотре камер и выработок околоствольного двора необхо-

димо фиксировать вид крепи, фактическую толщину монолитной крепи (прежде всего в местах обнажений пород), плотность установки рам крепи и размер нарушений. Особое внимание обращается на величину и характер пучения почвы выработок, места и обильность поступления воды в выработку, места перекрепления и ремонт выработок.

На эскизах помечаются положение характерных трещин в монолитной крепи, их протяженность и раскрытие, размеры и конфигурация вывалов крепи и пород, конфигурация и размеры поперечных сечений выработок в местах их деформаций и разрушения крепи с привязкой к контактирующим с крепью породам.

Результаты осмотра ствола и других выработок отражаются в акте осмотра с приложением эскизов и результатов замеров. Там же указываются необходимые измерения в период обследования.

Д. При обследовании состояния стволов по проектной и технической документации собираются следующие сведения и документы:

действующие в данном районе нормативные и рекомендательные документы;

проектный и исполнительный геологический и гидрогеологический разрезы по стволу со сведениями о прочности и трещиноватости пород;

геологические сведения, в том числе о положении и характеристиках тектонических нарушений в районе ствола;

сведения о водопонизительных и дренажных мероприятиях;

сведения об агрессивности подземных вод;

журнал проходки;

планы всех горных работ в районе ствола;

построение околоствольных предохранительных целиков;

сведения об оседании поверхности;

профилировки ствола по годам и другие данные наблюдений и измерений;

паспорт ствола;

акты и протоколы по предыдущим обследованиям состояния ствола;

рекомендации научно-исследовательских институтов по данному стволу.

Е. Для характеристики условий поддержания ствола выделяются характерные виды деформации вертикального ствола и армировки и связанные с ними горно-геомеханические факторы в соответствии с табл. 2.

Следствием влияния на ствол очистных работ являются деформации разного вида, наличие которых должно быть достоверно установлено по данным профилировок, а для вертикального укорочения или удлинения — по данным нивелировок поверхности и замеров в стволе, изменение диаметра — также по замерам. Вне влияния других выработок горное давление, как правило, проявляется в виде радиального давления со стороны пород и подземных вод. Повышенное радиальное давление обычно наблюдается в слабых породах, при нарушении их, или в тектонических зонах при проходке, а также при сильной изрезанности массива горных пород околоствольными выработками и нарушениях в них крепи.

В последних двух случаях вследствие образования вывалов, неравномерности деформирования массива наблюдается особенно большая неравномерность распределения нагрузок по поверхности крепи.

Таблица 2

Виды деформаций ствола	Места возникновения и основные действующие факторы	Характер и формы проявления нарушений крепи и армировки
Наклоны	Область надработки и подработки; равномерное изменение горизонтальных сдвижений вдоль вертикальных линий в этих областях и при водопонижении	Односторонний износ проводников
Искривление ствола	Область подработки и надработки; изменение горизонтальных сдвижений вдоль вертикальных линий в этих областях и при водопонижении	Общее искривление, как правило, в сторону выработанного пространства; в слоистых породах изгиб не является плавной кривой, а представляет ступенчатую кривую в результате сдвигов по плоскостям напластования при прогибе пластов с образованием трещин и заколов; возможны изгибы расстрелов и заклинивания подъемных сосудов
Срезы ствола	Послойные сдвиги слоев при их прогибе в области подработки, а также местных искривлениях; при сдвижениях массива по напластованиям, трещинам, тектоническим нарушениям; на границе наносов с коренными породами	Относительные смещения сечений и поступательное перемещение по плоскостям ослабления участков ствола сопровождаются образованием трещин, заколов, вывалов, ориентированных по контактам слоев и ослаблениям. Армировка деформируется
Вертикальные укорочения или удлинения	Деформации формируются в зонах опорного давления, уплотнения пород в выработанном пространстве и разуплотнения при надработке; при пластическом выдавливании слабых пород на больших глубинах и участках водопонижения; при местных осадках пород в районе околоствольных выработок	Сжатие или растяжение крепи и армировки приводит к образованию микротрещин, трещин, вывалов, заколов, отслоений крепи и выпадению породных блоков; продольный изгиб проводников. Развитие и формирование деформаций может быть весьма длительным

Уменьшение или увеличение диаметра в некоторых направлениях	Наличие горизонтальной составляющей сжатия в зонах опорного давления и уплотнения пород в выработанном пространстве и под ним вследствие деформирования массива в направлении нормали к напластованию; возникновение несимметричности горизонтальных нагрузок	Изменение формы поперечного сечения ствола с образованием трещин, заколов и вывалов на значительных участках; продольный изгиб расстрелов и искривление проводников
Радиальное сжатие	Воздействие упругих и неупругих деформаций при повышенном горном давлении, в зонах опорного давления, при уплотнении пород и на больших глубинах; пластическое выдавливание слабых слоев пород на больших глубинах и при дополнительной пригрузке массива	Изменение поперечного сечения, трещины, заколы и вывалы приурочены, как правило, к слабым слоям пород; армировка деформируется; деформации могут развиваться длительное время

Таблица 3

Состояние нарушенности	Характеристика состояния	Условия и места возникновения
Динамическое состояние нарушенности	Постоянно развивающиеся деформации крепи и армировки	Области опорного давления, активизации его и процесса сдвижения при ведении очистных работ у границ целика. Повышенное давление в слабых породах на больших глубинах и их выдавливание. Влияние геологических нарушений
Состояние затухающей нарушенности	Незначительное развитие деформаций во времени и дальнейшая их стабилизация	Область подработки и надработки; пересечение старых выработанных пространств, влияние околоствольных выработок; коррозия; уравновешивающееся развитие зоны неупругих деформаций
Уравновешенное состояние нарушенности	Нарушения носят единовременный характер и дальнейшее развитие деформаций не наблюдается	То же, при прекращении сдвижений и деформаций пород

Осадки пород при водопонижении и дренаже подземных вод вызывают в основном вертикальные укорочения и частично наклоны.

Ж. Развитие нарушений крепи во времени, являющееся важнейшей характеристикой условий поддержания ствола, не может быть выявлено однократным осмотром состояния крепи и армировки. Эта характеристика устанавливается на основании анализа развития нарушений при повторных осмотрах и на основании маркшейдерских наблюдений.

В зависимости от развития нарушений состояние нарушенности каждого участка ствола классифицируют в соответствии с табл. 3.

З. Для установления наличия деформаций определенного вида и их развития проводятся следующие простейшие измерения:

измерения линейками, штангенциркулем или специальными щелемерами раскрытия и протяженности трещин;

определение интенсивности раскрытия трещин по устанавливаемым на них маякам;

измерения изменений размеров крепи и податливых прокладок линейными инструментами, мерными лентами и маркшейдерскими измерениями по реперам;

измерение радиальных смещений специальными устройствами, например АГ-3М конструкции ВНИМИ.

И. Результаты анализа деформаций ствола и нарушений крепи и армировки должны служить целям разработки эффективных мероприятий по ликвидации и предотвращению в дальнейшем нарушения крепи и нормальных условий эксплуатации ствола, поэтому анализ наряду с выявлением влияющих факторов должен определить степень эффективности либо неэффективности мер охраны ствола, мер по снижению вредных проявлений различных факторов, эффективность принятых конструктивных решений и соответствие технических параметров этих решений условиям поддержания ствола.

Названные ранее горно-геомеханические факторы являются характеристикой условий работы крепи и армировки, диктующие набор мер защиты и технические параметры.

Сами по себе такие факторы, как большое горное давление, сдвижение горных пород при влиянии очистных выработок и др., не определяют состояния ствола. Если меры защиты и технические параметры отвечают условиям поддержания, то нарушения отсутствуют вследствие того, что приняты меры по обеспечению более благоприятного режима взаимодействия ствола с массивом, например упрочнение пород, закладка выработанного пространства, обеспечение высокой прочности крепи, применение податливых элементов и др., и наоборот, даже в сравнительно благоприятных условиях поддержания недостаточная несущая способность крепи однозначно является непосредственной причиной ее разрушения.

Нарушения крепи (и армировки) возникают при таких основных недостатках технических решений, как:

неправильный выбор типа крепи и форм сечений ствола и сопряжений, не обеспечивающих надежной работы крепи в данных условиях;

недостаточная несущая способность крепи (запроектированной, возведенной, эксплуатируемой) в результате неправильного назначения размеров, материала крепи в результате отклонений в размерах при сооружении ствола, плохого ее качества, вследствие выщелачивания бетона (например, при применении несульфатостойкого бетона), обмерзания;

недостаточность мер охраны ствола при целиках малых размеров, отсутствие или неэффективность проектировавшейся закладки и т. п.;

отсутствие или неэффективность мер защиты крепи и армировки от сдвижения горных пород, в частности осадочных швов, податливости закрепного пространства, регулируемых (податливых) узлов в армировке;

отсутствие или недостаточность мер по снижению горного давления и мер по обеспечению устойчивости околоствольного массива, таких, как упрочнение трещиноватых слабых пород, ликвидация незабученных пустот вокруг ствола и в погашенных выработках, водоподавляющий тампонаж горных пород, водопонижение и обеспечение дренажа напорных вод, соответствующие последовательность и технология сооружений ствола и близлежащих выработок, достаточность расстояний между околоствольными выработками и обеспечение хорошего состояния их крепи.

Особенно стоит отметить механические повреждения крепи и армировки в результате падения тяжелых предметов и т. п., поэтому в формулировке причины недопустимой деформации ствола или нарушений крепи и армировки должны присутствовать как горногеомеханические факторы, так и недостаточность технических мер защиты.

Должна отмечаться недостаточность определенных мер и параметров при воздействии конкретных факторов, например повышенного горного давления со стороны слабых трещиноватых пород на большой глубине.

При выявлении причин деформаций ствола и нарушений его крепи и армировки наряду с анализом материала непосредственного обследования (осмотра) должен проводиться общий анализ обстановки.

Поскольку внешние признаки нарушений могут быть общими для ряда факторов, а видимые деформации ствола, например искривления, могут и не быть непосредственным следствием нарушения крепи, следует при определении основной причины и основного действующего фактора обоснованно последовательно исключать действие других факторов и возможную недостаточность фактических параметров крепи.

Выявляется — расположен или нет ствол в области вредного влияния очистных работ в соответствии с документами и результатами наблюдений.

Устанавливается наличие геологических нарушений, напорных вод, изрезанности массива околоствольными выработками, состояние этих выработок и камер, наличие разрушенных пород, вывалов и пустот, агрессивности вод, механических повреждений и обмерзания ствола.

Выявляются факты и обстоятельства последующего после проходки ствола сооружения камер и других близлежащих выработок.

Устанавливаются номинальные и фактические размеры крепи, ее материал, его номинальная и фактическая прочность, способ проходки и крепления.

Проверяется достаточность несущей способности проектной и фактической крепи в номинальных условиях (по горному давлению, определяемому только прочностью пород и глубиной их залегания), а также в условиях влияния выявленных или подозреваемых факторов с учетом и без учета принятых мер защиты ствола.

Номинальная и фактическая предельная или допустимая несущая способность монолитной связанной с породами бетонной крепи (соответствующая по смыслу нагрузке в формуле [9(9)] Руководства), определяется по формуле

$$P = \frac{R\left[(\delta_к + m_у r_0)^2 - m_у^2 r_0^2\right]}{2k_р(\delta_к + m_у r_0)^2}, \qquad (1)$$

где R — сопротивление бетонной крепи сжатию, определяемое испытанием для фактической несущей способности (либо марочное значение для номинальной), соответствующее допустимой несущей способности, или расчетное сопротивление бетона соответственно по марочному или фактическому его значению (согласно формуле [18(18)] Руководства). Остальные обозначения те же, что в формулах [9(9)] и [18(18)].

При анализе материалов должна оцениваться их достоверность. Необходимо подтверждать показатели результатами замеров и испытаний.

Фактические размеры крепи определяются при осмотре в местах вывалов или по специальным скважинам. Определение прочности крепи и пород производится по кернам диаметром не менее 40 мм или монолитам.

НАБЛЮДЕНИЯ И ИЗМЕРЕНИЯ В ПЕРИОД ПРОХОДКИ И ЭКСПЛУАТАЦИИ СТВОЛОВ

К. В период проходки производится контроль перемещений пород в призабойной части ствола, контроль качества бетонной крепи физико-механических свойств пород и начинаются долговременные измерения оседания поверхности, перемещений в закрепленной части ствола, деформаций крепи, ее нагруженности, перемещений пород и в необходимых случаях их напряженного состояния.

Л. Контроль перемещений пород в призабойной части ствола для проверки и уточнения элементов проходческого цикла и определения начальных перемещений, учитываемых в расчете крепи, производится линейными измерениями по устанавливаемым у забоя реперам; в процессе проходки фиксируется контур поперечного сечения по маркшейдерским замерам или с помощью специальных устройств.

М. Качество бетонной крепи непосредственно в стволе оценивается визуально и с помощью пробников молоткового типа. В необходимых случаях прочность и толщина материала крепи проверяются путем бурения скважин с извлечением керна диаметром не менее 40 мм, который передается в лабораторию на испытание.

Перед транспортировкой и хранением образцы бетона должны быть тщательно запарафинированы.

Н. Измерения оседания поверхности в районе устья ствола начинаются до его проходки и предпринимаются:

для оценки возможного сжатия околоствольного массива при проходке глубоких стволов в слабых пластичных породах;

для контроля сжатия массива при водопонижении (наблюдения в этом случае начинаются до начала водопонижения);

для оценки величин сдвижения околоствольного массива под влиянием очистных работ.

Измерения проводятся в порядке, изложенном в п. 9 «В» настоящего приложения.

В необходимых случаях наблюдения проводятся дополнительно по специальным вертикальным скважинам, а также в ранее пройденных горизонтальных выработках и шурфах.

О. В закрепленной части ствола измеряются радиальные перемещения крепи и окружающих пород. Перемещения измеряются в породах IV категории устойчивости и при влиянии очистных работ при падении залежи (отрабатываемых слоев) более 25°.

Измерения перемещений крепи производятся устройством АГ-3М, конструкции ВНИМИ и мерной лентой по реперам.

Измерения перемещений и деформаций пород за крепью производятся по глубинным реперам, устанавливаемым в скважинах, глубина которых определяется проектом.

П. Вертикальные деформации крепи измеряются при ожидаемых вертикальных деформациях глубоких стволов в слабых породах, при водопонижении и при влиянии очистных работ.

Измеряются деформации ненарушенной крепи, осадочных швов и специальных податливых узлов.

По результатам измерений производится сравнение фактических деформаций с расчетными и соответственно корректируется расчет крепи.

Деформации измеряются деформометрами ДР-1 конструкции ВНИМИ, устанавливаемыми на жестких штангах.

Для получения величин и направления главных напряжений деформометры на штангах компонуются в схему розетки.

Вертикальные деформации осадочных швов и узлов податливости измеряются деформометрами ДР-1 и другими на укороченных штангах. Коммутация и запись организуются так же, как по п. 9 «О».

Р. Основным видом измерений на комплексных замерных станциях является измерение нагрузок на крепь и напряжений в ее элементах.

Давление на крепь измеряется при помощи специальных динамометрических сегментов, например 72-Д13 конструкции ВНИМИ. Сегменты должны быть предварительно протарированы в условиях максимального приближения к работе системы в натурных условиях.

Предпочтительнее применение дистанционных приборов с коммутацией и регистрирующей аппаратурой.

Для измерения остаточного напора за крепью применяются обычные манометры или те же дистанционные динамометры, устанавливаемые в специальных патрубках, имеющих сообщение с водой в закрепном пространстве.

Напряжения в крепи измеряются прибором ДИ-9, устанавливаемым внутрь бетона, или поверхностными датчиками разного типа.

Характеристики физико-механических свойств горных пород

1. Расчетные значения плотности горных пород при отсутствии данных экспериментального определения рекомендуется принимать по табл. 1.

Таблица 1

Типы горных пород	Расчетные значения плотности $\rho_м$, т/м³
Грунты рыхлые не водонасыщенные	1,6
Грунты рыхлые водонасыщенные	2
Полускальные и пористые скальные породы	2,3
Скальные осадочные и соляные породы	2,5
Изверженные и метаморфические породы, руды	2,8

2. Расчетные значения сопротивления растяжению горных пород $R_р$, МПа, приближенно определяют по формуле

$$R_р = sR_с, \qquad (1)$$

где $R_с$ — расчетное значение сопротивления одноосному сжатию; s — расчетное значение коэфициента, принимаемое согласно табл. 2.

Таблица 2

Типы горных пород	Расчетные значения коэффициента s
Глины уплотненные	0,2
Глины известковистые и песчанистые	0,1
Соляные породы	0,08
Аргиллиты, мергели	0,06
Песчаники глинистые	0,055
Песчаники карбонатные, алевролиты, известняки	0,05
Кварцевые песчаники, изверженные и метаморфические породы	0,04

3. Расчетные значения модуля упругости E, МПа, горных пород приближенно определяют в зависимости от величины $R_с$ расчетного сопротивления одноосному сжатию по формулам табл. 3.

4. Приближенные расчетные значения коэффициента Пуассона горных пород рекомендуется принимать по табл. 4.

5. Расчетные значения коэффициента ползучести $\delta_п$, $c^{-0,3}$, горных пород рекомендуется определять в зависимости от величины модуля их упругости E, МПа, по формулам табл. 5.

6. Расчетные значения реологического показателя $\frac{\chi}{\beta}$ ползучести пород рекомендуется принимать по табл. 6.

Таблица 3

Типы горных пород	Расчетные значения модуля упругости, E, МПа
Соляные породы	$200\ R_c$
Мергели	$120\ R_c$
Аргиллиты	$242\ R_c+0,16\cdot10^4$
Алевролиты	$245\ R_c+1,24\cdot10^4$
Песчаники	$226\ R_c+1,22\cdot10^4$

Таблица 4

Типы горных пород	Расчетные значения коэффициента Пуассона
Слабые, пластичные (глины, соляные породы, мергели, аргиллиты и т. п.)	0,45
Средней крепости (алевролиты, песчаники, известняки и т. п.)	0,35
Крепкие (граниты, диабазы, кварциты, кварцевые песчаники и т. п.)	0,3

Таблица 5

Типы горных пород	Расчетные значения коэффициента ползучести $\delta_п$, $c^{-0,3}$
Угли	$4,73\cdot10^{-3}-6,90\cdot10^{-7}\ E$
Аргиллиты	$12,50\cdot10^{-3}-2,88\cdot10^{-7}\ E$
Алевролиты	$6,65\cdot10^{-3}-1,39\cdot10^{-7}\ E$
Песчаники	$3,36\cdot10^{-3}-0,56\cdot10^{-7}\ E$

Таблица 6

Типы горных пород	Расчетные значения реологического показателя $\frac{\chi}{\beta}$
Уплотненные глины, кучерявчики, аргиллиты слабые (R_c до 15 МПа)	Св. 0,63
Аргиллиты, алевролиты слабые, песчаники выветрелые (R_c=15—30 МПа)	Св. 0,4 до 0,63
Алевролиты, песчаники средней крепости (R_c=30—50 МПа)	» 0,25 » 0,4
Алевролиты, аргиллиты и песчаники (R_c=50—100 МПа)	» 0,16 » 0,25
Известняки, песчаники и алевролиты (R_c более 100 МПа)	До 0,16

7. Расчетные значения коэффициента бокового распора λ горных пород при отсутствии данных экспериментального определения рекомендуется определять по формуле

$$\lambda = \lambda_0 + \left(\frac{H_р}{H_п}\right)^2 \left(3 - 2\frac{H_р}{H_п}\right)(1 - \lambda_0), \qquad (2)$$

где $H_р$ — *расчетная глубина расположения выработки, м;*
$H_п$ и λ_0 — расчетные значения показателей, принимаемые согласно табл. 7.

Таблица 7

Типы горных пород	Расчетные значения	
	$H_п$	λ_0
Уплотненные глины, вмещающие породы соляных месторождений	1000	0,25
Глинистые сланцы, аргиллиты	1500	0,22
Песчано-глинистые сланцы	2200	0,18
Песчанистые сланцы, алевролиты	2800	0,13
Песчаники	3000	0,1

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Характеристики свойств материалов крепи выработок

При проектировании подземных выработок в зависимости от их назначения и класса в качестве основных крепежных материалов используют бетон, металл, камень, дерево, полимеры, а также различные сочетания материалов указанных групп (металлобетон, полимербетон и др.).

В табл. 1 представлены характеристики удельных (объемных) весов крепежных материалов.

Таблица 1

Материал	Удельный (объемный) вес кН/м³
Металл (сталь, чугун)	7,5
Бетон:	
тяжелый	2,5
легкий	1
особо легкий	0,5
Полимербетон	2
Кирпич, стекловолокно	1,8
Битумная мастика	1,5
Древесина	0,5
Пенопласт	0,05

Характеристика бетона	Условные обозначения	Единица измерения
Расчетное сопротивление осевому сжатию (призменная прочность):		
предельные состояния первой группы	$R_{прI}$	МПа
предельные состояния второй группы	$R_{прII}$	»
Расчетное сопротивление осевому растяжению:		
предельные состояния первой группы	$R_{рI}$	»
предельные состояния второй группы	$R_{рII}$	»
Начальный модуль упругости бетона:	$E \cdot 10^{-3}$	
естественного твердения		»
подвергнутого тепловой обработке		»

Таблица 2

Значение характеристик при проектной марке бетона и набрызгбетона на сжатие										
М150	М200	М250	М300	М350	М400	М450	М500	М600	М700	М800
7	9	11	13,5	15,5	17,5	19,5	21,5	24,5	28	31
8,5	11,5	14,5	17	20	22,5	25,5	28	34	39	45
0,63	0,75	0,88	1	1,1	1,2	1,28	1,35	1,45	1,55	1,6
0,95	1,15	1,3	1,5	1,65	1,8	1,9	2	2,2	2,35	2,5
21	24	26,5	29	31	33	34,5	36	38	39	40
19	21,5	24	26	28	30	31	32,5	34	35	36

Наиболее эффективные строительные материалы получаются сочетанием материалов разных групп, когда от каждого из них берутся наиболее характерные свойства. В последние годы полимеры начали вводить в бетон либо полностью заменяя цемент новым полимерным связующим, либо вводя в цементный бетон полимерные добавки; для самонапряженных железобетонных конструкций получает распространение бетон на напрягающемся цементе и т. п.

БЕТОН

Монолитный бетон для крепи горных выработок должен удовлетворять требованиям главы СНиП II-21-75 на проектирование бетонных и железобетонных конструкций, а также требованиям настоящего Руководства.

Проектные марки бетона по прочности на осевое сжатие и осевое растяжение определяются по ГОСТ 10180—78; проектные марки по морозостойкости — по ГОСТ 10060—76.

В табл. 2 приведены расчетные механические характеристики бетона.

Предельные деформации бетона на растяжение ε_p в зависимости от марки бетона даны в табл. 3, а характеристика деформативных свойств ξ_0 — в табл. 4.

Плотность и проектные марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости назначают с учетом принятой системы гидроизоляции или защиты крепи от коррозии в зависимости от климатических и гидрогеологических условий района расположения горной выработки и в соответствии с классификацией бетонов и требованиями к их применению, установленными для I класса сооружения главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, а также в соответствии с главой СНиП по защите строительных конструкций от коррозии.

Конструкции шахтной крепи, предназначенные для работы в условиях воздействия низких температур, предусматриваются из бетона марок, указанных в табл. 5.

Таблица 3

Марка бетона	М150, М200	М250	М300 и выше
ε_p	0,0007	0,00008	0,00009

Таблица 4

Вид бетона	ξ_0
Тяжелый	0,85
На пористых заполнителях	0,8
Ячеистый	0,85

Таблица 5

Характеристика режима	Расчетная зимняя температура воздуха	Минимальные проектные марки бетона		
		по прочности на сжатие	по морозостойкости	по водонепроницаемости
Части устьев стволов, расположенные в сезонно оттаивающих породах и подвергающиеся попеременному замораживанию и оттаиванию в водонасыщенном состоянии	Ниже —40 °С Ниже —20 °С и до —40 °С вкл.	М350 М300	Мрз 200 Мрз 150	В4 В2
Углубленные части устьев, защищенные от воздействия атмосферного влияния	Ниже —40 °С Ниже —20 °С и до —40 °С вкл.	М250 М250	Мрз 100 Мрз 75	В2 Не нормируется

С целью ускорения темпов крепления стволов монолитным бетоном и железобетоном и возведения крепи в глубоких шахтах следует применять быстротвердеющие бетоны марок М350 — М400. Распалубочная прочность бетона 0,8 МПа в этом случае может быть достигнута через 2—4 ч после укладки смеси.

НАБРЫЗГБЕТОН

К набрызгбетону помимо требований к обычным бетонам (прочностные характеристики, водонепроницаемость, устойчивость агрессивным воздействиям и пр.) предъявляются еще и дополнительные— скорость схватывания бетонной смеси в пределах 15—20 мин, быстрый набор прочности в раннем возрасте, качественное сцепление с закрепляемой поверхностью, незначительные технологические потери материала («отскок»), малое пылеобразование, более высокая марка бетона.

Прочность набрызгбетона должна быть не менее (6—8) МПа в возрасте 1 сут и 25—30 МПа в возрасте 28 сут.

Набрызгбетон удовлетворительного качества может быть получен при водоцементном отношении (*В/Ц*) 0,4—0,5, что примерно соответствует пластичности обычной бетонной смеси.

Вяжущие должны иметь марку не ниже 300 и при наличии агрессивных вод соответствовать требованиям солестойкости.

Эффективно применение специальных быстросхватывающихся и быстротвердеющих цементов (ТУ УССР 21-881-75).

Указанные цементы имеют сроки схватывания в пределах 5—15 мин (начало — конец), являются быстротвердеющими [предел прочности на сжатие в возрасте 2 ч (2—3) МПа; 3 сут (20—25) МПа]; высокомарочными (марок 300, 400); обладают повы-

шенной солестойкостью. Срок хранения цементов — до 2 мес. в отдельной емкости.

Возможно применение быстротвердеющих портланд- и шлакопортландцементов, гипсоглиноземистых и водонепроницаемых расширяющихся, удовлетворяющих требованиям ГОСТ 10178—76.

Оптимальный расход специальных цементов на 1 м³ бетонной смеси находится в пределах 350—400 кг.

Ориентировочный подбор состава сухой смеси на цементах с обычными сроками схватывания и твердения и ускорителем схватывания ОЭС 2—4 % веса цемента приведен в табл. 6.

Таблица 6

Требуемый предел прочности набрызгбетона, МПа	Расход цемента на 1 м³ сухой смеси, кг	Относительное содержание крупного заполнителя в сухой смеси	Содержание цемента в 1 м³ набрызгбетона, кг
3	250	0,2—0,3	300—350
4	300	0,3—0,4	350—450
5	350	0,4—0,5	450—520

В качестве мелкого заполнителя необходимо применять песок, отвечающий требованиям ГОСТ 8736—77 и ГОСТ 10268—80. Предпочтительно использовать крупнозернистые и среднезернистые пески, которые улучщают общий зерновой состав смеси заполнителей. Мелкие пески менее благоприятны.

Влажность песка должна быть в пределах 3—5 %. При большей влажности песок следует просушивать.

Содержание крупного заполнителя должно быть в пределах 35—40 %.

Щебень твердых пород или гравий по физико-механическим свойствам должен удовлетворять требованиям ГОСТ 8268—74, ГОСТ 10268—80, а в случае агрессивных шахтных вод — главе СНиП II-28-73*, изд. 1980 г.

Максимальный размер зерен — 20 мм.

Вода для затворения и поливки набрызгбетона должна отвечать требованиям ГОСТ 23732—79.

В случае применения минерализованных вод для затвердения набрызгбетона, в соответствии с указанным ГОСТом, необходима дополнительная проверка этой воды с цементами, а также добавками — ускорителями схватывания и твердения согласно требованиям специальных инструкций, например инструкция Оргэнергостроя «Применение набрызгбетона в подземных сооружениях гидроэлектростанций» (М., 1975).

ЖЕЛЕЗОБЕТОН

Толщину монолитной железобетонной крепи с гибкой арматурой следует принимать не мене 250 мм при армировании однорядной арматурой.

Минимальная толщина защитного слоя для рабочей арматуры[1] монолитной железобетонной крепи должна назначаться в зависимости от толщины элемента и агрессивности воды — среды по табл. 7.

Арматура железобетонных конструкций должна предусматриваться в виде армоферм, армопакетов, сварных каркасов и сеток или армоблоков.

Таблица 7

Толщина элемента, мм	Минимальная толщина защитного слоя бетона, мм, при среде	
	не агрессивной	агрессивной
До 300	30	40
300—500	40	50
Более 500	50	60

Минимальные расстояния между стержнями арматуры, анкеровку арматуры, сварные соединения и стыки арматуры, а также продольное и поперечное армирование элементов крепи следует принимать по рекомендации СНиП на проектирование бетонных и железобетонных конструкций.

Для армирования железобетонных конструкций должна применяться арматура, отвечающая требованиям соответствующих государственных стандартов или утвержденных в установленном порядке технических условий.

В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует преимущественно применять:

а) горячекатаную арматурную сталь класса А-III;

б) обыкновенную арматурную проволоку диаметром 3—5 мм, классов Вр-I и В-I (в сварных сетках и каркасах);

допускается также применять:

в) горячекатаную арматурную сталь классов А-II и А-I в основном для поперечной арматуры линейных элементов, для конструктивной и монолитной арматуры, а также в качестве продольной рабочей арматуры в случаях, когда использование других видов ненапрягаемой арматуры нецелесообразно или не допускается.

Арматуру (А-IV, А-V, Ат-V, Ат-IV, Ат-VI), не имеющую физического предела текучести, применять для крепи горных выработок не рекомендуется.

Диаметр продольных стержней внецентренно-сжатых элементов монолитных конструкций должен быть не менее 10—12 мм, а расстояние между осями стержней продольной арматуры — не более 400 мм.

Толщину железобетонной крепи с жесткой арматурой следует принимать не менее 200 мм. Для крепи толщиной до 300 мм рекомендуется принимать арматуру из двутавров или спецпрофиля.

Для крепи толщиной более 300 мм рекомендуется принимать

[1] Толщина защитного слоя бетона для распределительной арматуры должна приниматься на 10 мм меньше, чем для рабочей арматуры.

каркас из швеллеров с соединительной решеткой. Расстояние между рамами рекомендуется принимать не более 1 м, а минимальные расстояния ограничиваются возможностью укладки бетона между рамами. Минимальные радиусы кривизны элементов металлических каркасов из прокатных профилей по ГОСТ 8239—72 и ГОСТ 8240—72 должны приниматься: для каркасов из двутавров — 11 высот двутавра, для каркасов из швеллеров — 30 размеров полки швеллера. Рамы металлического каркаса, используемые в качестве временной крепи, рассчитываются на нагрузки, возникающие в этот период.

Толщина защитного слоя в радиальном сечении крепи со стороны выработки должна приниматься не более 50 мм. Допускается не предусматривать защитный слой бетона со стороны выработки, если при этом применяются антикоррозионные покрытия металла защитным лаком или краской. Защитный слой со стороны массива должен быть не менее 30 мм.

БЛОКИ И ПАНЕЛИ ДЛЯ СБОРНЫХ КРЕПЕЙ

Проектная марка бетона на сжатие для сборных бетонных и железобетонных крепей должна приниматься не ниже М300, а в зависимости от назначения выработки и требований к ней предусматривается марка бетона по водонепроницаемости. Минимальную толщину сборных элементов следует принимать, мм:

бетонных блоков — 300;

клиновых бетонных блоков — 250;

сборных железобетонных блоков — 140;

спинок тюбингов — 60.

Минимальная толщина слоя бетона для рабочей арматуры должна приниматься на 10 мм меньше по сравнению с данными, приведенными в табл. 7.

Минимальные проценты армирования сборных железобетонных крепей, в которых допускается раскрытие трещин, должны определяться из условий ограничения величины раскрытия в соответствии с настоящими нормами.

Стыки сборных элементов должны проверяться расчетом на прочность и местное смятие. В торцах сборных элементов крепи, стыки которых могут иметь повышенные напряжения смятия, следует устанавливать не менее трех дополнительных сеток для восприятия местных напряжений.

При проведении выработок с помощью БВР минимальная ширина ребер тюбингов должна назначаться, мм:

для крепи ребрами внутрь выработки — 150;

для крепи ребрами к породному контуру — 120.

При щитовой проходке размеры радиальных и продольных ребер (для последних и их количество) должны назначаться исходя из нагрузок, действующих на элемент тюбинговой крепи в период перемещения щита.

В шахтных условиях крепь по своему контуру обычно нагружена неравномерно, вследствие чего в ее элементах возникают знакопеременные моменты, поэтому армирование сборной крепи (если это позволяет поперечное сечение ее элементов) должно быть симметричным.

Минимальное содержание продольной арматуры во внецентренно-сжатых элементах должно составлять 0,15—0,2 %.

ЧУГУН

Расчетные сопротивления серого чугуна и высокопрочного с шаровидным графитом перлитной структуры следует принимать по данным, приведенным в табл. 8 и 9.

Таблица 8

Марка чугуна	Расчетное сопротивление при центральном сжатии и при изгибе, МПа, при толщинах оболочки тюбингов, мм									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
СЧ 21-40	176,4	172	154,4	145,6	132,3	123,5	114,7	105,8	96	88,2
СЧ 28-48	205,8	205,8	188,7	175,8	167,2	158,7	150	141,5	131,3	123,5

Таблица 9

Марка чугуна	Расчетное сопротивление высокопрочного чугуна при сжатии и при изгибе, МПа, при толщинах оболочки тюбингов, мм									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
ВЧ 50-2	297	288	282	273	264	255	249	243	240	234
ВЧ 60-2	356	349	342	331	320	310	302	299	292	288
ВЧ 70-3	416	412	403	391	378	365	357	353	344	340

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Характеристики конструкций крепи выработок

Выбор типа крепи осуществляется в зависимости от категории устойчивости пород и способа проведения выработки.

Наибольшее распространение в настоящее время получили металлическая арочная податливая крепь из спецпрофиля, монолитная бетонная и монолитная железобетонная с обратным сводом, или незамкнутая. Применяются также смешанные крепи из бетонитовых стен с бетонным сводом, сборные крепи из железобетонных стоек и металлических верхняков, анкерная и набрызгбетонная крепи. В последние годы внедряются сборные бетонные и железобетонные блочные крепи, а также железобетонные тюбинги. В незначительных объемах применяется деревянная крепь.

В табл. 1 приведена характеристика крепей, имеющих перспективное значение для использования в капитальных выработках глубоких шахт со сложными горно-геологическими условиями.

1. Комбинированная крепь АНТ (ДГИ) состоит из трехзвенной арочной крепи из спецпрофиля СВП с железобетонной затяжкой, набрызгбетонного покрытия толщиной до 2 см по аркам и затяжкам. После установки крепи и нанесения набрызгбетона производит-

Таблица 1

№ п.п.	Тип крепи, разработчик	Площадь сечения в свету, м²	Несущая способность, кН/м²	Конструктивная податливость, мм
1	Металлическая арочная податливая крепь с железобетонной затяжкой и набрызгбетонным покрытием и тампонажем закрепного пространства АНТ — Днепропетровский горный институт	6—15	150—250	300
2	Металлическая кольцевая податливая крепь из спецпрофиля СВП-27, КПЗ-4 — Донгипрошахт и ДонУГИ	6,5—9,2	200 кН на раму	350
3	Металлическая замкнутая податливая крепь с выположенным обратным сводом — Донгипрошахт и ДонУГИ	12,4—17,9	200 кН на раму	400
4	Арочная гладкостенная тюбинговая крепь ГТК, Кузниишахтстрой	10,8—15	50—300	50—100
5	Арочная крепь из крупноразмерных тюбингов КТАГ — ВНИИОМШС	6,3—16,7	75—300	100—150
6	Металлоблочная ограниченно-податливая крепь ОПК — ВНИИОМШС	7,2—16,9	600	До 150
7	Арочная и замкнутая блочная крепь БК-60, ВНИИОМШС	7,9—18,8	600	150—200
8	Блочная бетонная крепь Центрогипрошахта, НИИОГР, Донгипрошахт, ДонУГИ	7,9—18	550—650	150—200
9	Податливая крепь с пониженным обратным сводом КПОС — Ленинградский горный институт	6—18	150—200 кН на раму	400
10	Анкерная крепь постоянного сопротивления БМ-1 для крепления почвы горных выработок — ВНИМИ	Без ограничений	150 кН на анкер	200
11	Анкерная крепь, закрепляемая на неорганических вяжущих — ВНИИОМШС	То же	100—150 кН на анкер	—

ся тампонаж закрепленного пространства. По степени механизации работ, технологии и темпам ее возведения эта крепь имеет преимущества перед монолитной бетонной крепью и при экономической целесообразности может заменять ее.

Область рационального применения крепи АНТ ограничена породами средней устойчивости и частично неустойчивыми, когда ожидаемые смещения породного контура со стороны кровли за весь срок службы не превышает 400 мм, а пучение со стороны подошвы выработки не превышает 200 мм. При этом необходимо предусматривать увеличение проектных размеров сечения выработки на величину допущенных смещений.

2. С целью увеличения работоспособности металлической податливой крепи институтами Донгипрошахт и ДонУГИ разработаны унифицированные сечения горных выработок для глубоких шахт с применением замкнутой податливой крепи КПЗ-4 из спецпрофиля СВП-27.

Крепь принимается кольцевой при сечениях от 6,5 до 9,2 м² в свету (рис. 1). Кольцо составляется из четырех сегментов, соединенных внахлестку. Применение кольцевой формы крепи целесообразно в выработках с небольшим поперечным сечением, поскольку затраты на устройство обратного свода при малом сечении не превышают затрат на подрывку пород почвы в случае применения арочной незамкнутой крепи.

Для сечений от 12,4 до 17,9 м² разработана конструкция замкнутой податливой крепи с выположенным обратным сводом, что позволяет существенно уменьшить сечение выработки в проходке и снизить стоимость ее проведения (рис. 2). Крепь состоит из шести элементов. Затяжка железобетонная: в кровле укладывается всплошную, в почве — вразбежку. Величина конструктивной податливости кольцевой крепи в вертикальном направлении составляет 350 мм, выположенной крепи — 400 мм.

Крепь предназначена для квершлагов, полевых штреков, наклонных и других выработок при пучащих породах почвы.

3. Институтом Донгипрошахт разработана замкнутая крепь с выположенным обратным сводом из двутаврового профиля с бетонным заполнением и составлены унифицированные сечения горных выработок глубоких шахт (НР 139-69-1, НР 139-70-1 и НР 139-70-2). Размеры сечений от 5,8 до 17,9 м² в свету. Бетонное заполнение имеет толщину 250 мм, бетон марки М150. Крепь ставится у забоя, а бетонные работы производятся с отставанием от него на 30—40 м, что позволяет бетону затвердевать за пределами зоны интенсивных смещений пород. Последующий тампонаж закрепного пространства существенно повышает устойчивость выработок. Плотность установки рам определяется ожидаемой нагрузкой на крепь и составляет от 0,75 до 2 рам на 1 м выработки.

Металлобетонные крепи типа КДЗ и КДА и аналогичные им со спецпрофилем вместо двутавра в качестве жесткой арматуры (несущая способность 0,4—0,8 МПа) рекомендуются для крепления участков приствольных выработок, сопряжений и камер, а также при пролетах более 6 м в свету.

4. Гладкостенная тюбинговая крепь ГТК (рис. 3) предназначена для горизонтальных и наклонных (до 25°) выработок, расположенных вне зоны влияния очистных работ.

Тюбинг шириной 750 мм имеет с внутренней стороны цилиндрическую поверхность, а с внешней — поверхность двоякой кривизны.

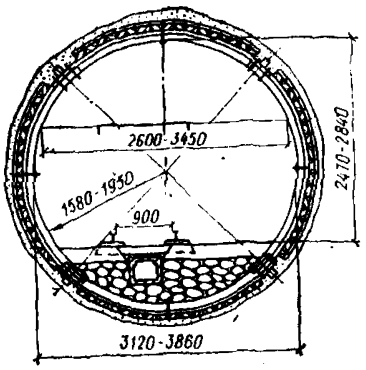


Рис. 1. Металлическая кольцевая податливая крепь КПЗ-4 из спецпрофиля СВП-27, Донгипрошахт и ДонУГИ

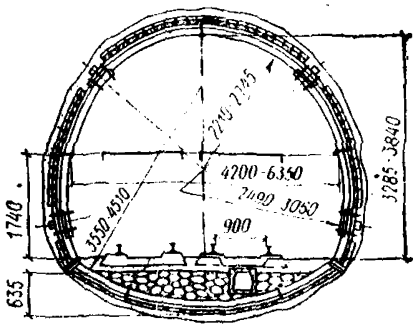


Рис. 2. Металлическая податливая крепь КПЗ-4 с выположенным обратным сводом из спецпрофиля СВП-27, Донгипрошахт и ДонУГИ

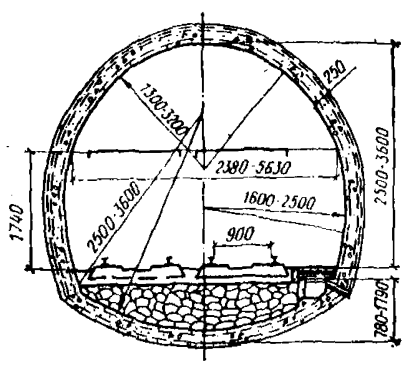


Рис. 3. Замкнутая железобетонная крепь из двутаврового профиля с бетонным заполнением КДЗ, Донгипрошахт

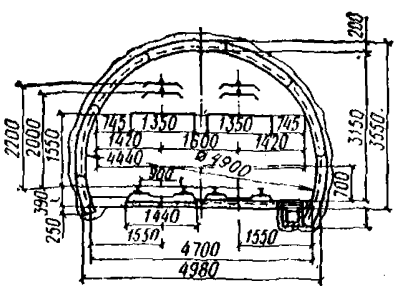


Рис. 4. Железобетонная крепь КТАГ

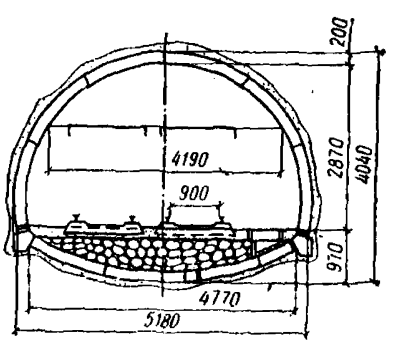


Рис. 5. Замкнутая блочная крепь БК-60, ВНИИОМШС

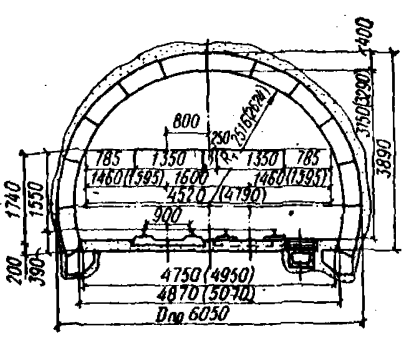


Рис. 6. Блочная бетонная арочная крепь

Несущая способность крепи зависит от высоты ребра тюбинга и диаметра стержня рабочей арматуры и составляет 0,05—0,3 МПа.

Крепь устанавливается непосредственно у забоя выработки с помощью крепеукладчиков К-1000 и ТУ-2м. Закрепленное пространство заполняется мелкой породой. В сложных горно-геологических условиях требуется дополнительный тампонаж закрепленного пространства цементно-песчаным раствором марки 25. Тюбинги смежных арок с помощью полутюбингов устанавливаются с перевязкой горизонтальных швов. Для равномерной передачи давления на почву выработки крепь у почвы замоноличивается бетоном марки М50. Обязательным условием применения этой крепи является отсутствие пучения пород со стороны почвы выработки и смещения пород на контуре выработки, не превышающих 50—100 мм.

5. Арочные крепи из гладкостенных тюбингов КТАГ (рис. 4) и крупноразмерных ребристых тюбингов КТАМ применяются в породах, не склонных к пучению, и при отсутствии влияния очистных работ. У этих крепей тюбинги примыкают друг к другу в арке по криволинейным поверхностям разной кривизны, благодаря чему тюбинги могут поворачиваться на некоторый угол и обеспечивать податливость крепи. Для возведения крепи применяется крепеукладчик УК-500 и кран К-1000. Несущая способность этих крепей не превышает 0,3 МПа.

Для более сложных условий и глубоких шахт ВНИИОМШС разработана конструкция крепи из крупноразмерных железобетонных блоков БК-60 (рис. 5) с несущей способностью до 0,6 МПа. Блоки устанавливаются укладчиком К-1000.

6. В последние годы стали широко применяться сборные сплошные крепи из бетонных блоков с податливыми прокладками или без них (рис. 6, 7). Эти крепи имеют ряд преимуществ по сравнению с железобетонными монолитными крепями. Они могут возводиться непосредственно у груди забоя без применения временной крепи и сразу же после установки способны воспринимать давление пород. Появляется возможность применить более прогрессивное изготовление крепи индустриальным способом, механизировать процессы возведения крепи. Большинство блочных крепей взрывостойки, и в них несложно ввести податливые элементы в виде прокладок необходимой толщины, благодаря чему крепь становится многошарнирной податливой конструкцией. Несущая способность за счет применения бетона высоких марок (до М300—М400) может достигать у этих крепей 1—1,2 МПа (крепи КБЗ, КБА). В одном кольце устанавливается до 27 блоков (в крепи конструкции НИИОГР — до 40 блоков). Толщина блоков принимается 300—400 мм, ширина по длине выработки — 500 мм. Возведение крепей осуществляется посредством специальных механизированных шаблонов типа МШ.

7. Взамен металлобетонной крепи ВНИИОМШС разработана металлоблочная крепь ОПК (рис. 8), которая является комбинированной конструкцией, включающей в себя металлические арки (кольца) из спецпрофиля, неармированные блоки-затяжки и податливые прокладки, укладываемые между бетонными элементами. Благодаря специальным углублениям блоки-затяжки обеспечивают продольный распор металлических арок, а последние в свою очередь содействуют сохранению проектного контура крепи в период сборки, ведения взрывных работ и под нагрузкой до выполнения тампонажа закрепного пространства.

Металлические арки устанавливаются с шагом 1 м. В арке от

9 до 15 блоков из бетона марки М300—М400. Конструктивная податливость крепи 150 мм, несущая способность 0,6 МПа.

Блоки-затяжки возводятся крепеукладчиками К-1000 и ТУ-2. С их помощью можно устанавливать и металлические рамы.

При пучащей почве крепь ОПК применяется в комбинации с анкерной крепью (например, анкерной крепью постоянного сопротивления БМ-1 конструкции ВНИМИ. Описание крепи БМ-1 приведено ниже).

8. Одним из технологичных видов крепи является монолитная бетонная крепь. Монолитная бетонная крепь, как правило, применяется без обратного свода и имеет невысокую несущую способность (до 0,1—0,3 МПа). Крепь обычно деформируется при смещениях контура 20—100 мм с раскрытием трещин, появлением сколов и вывалов бетона. Область целесообразного применения крепи ограничена средними глубинами разработки, устойчивыми породами и отсутствием влияния очистных работ.

Минимальную толщину монолитной бетонной крепи следует принимать для сводов 170 мм, для стен — 200 мм.

Следует принимать меры по снижению гидростатического давления путем применения фильтрующих типов крепи, дренажа и других мероприятий.

В случаях когда в проектируемые выработки не допускается проникновение воды, надлежит предусматривать их гидроизоляцию. Применение водонепроницаемых крепей в водоносных породах должно быть специально обосновано.

В железобетонной и бетонной крепи горных выработок, сооружаемых в сейсмических районах с сейсмичностью свыше 7 баллов, следует предусматривать устройство деформационных швов, расстояния между которыми должны быть не более 30 м. Устройство деформационных швов следует, как правило, предусматривать в местах пересечения выработкой трещин или контактов между породами различной прочности.

Монолитную бетонную крепь целесообразно возводить не менее чем через 30 сут с момента обнажения пород и удаления забоя выработки не менее чем на 30 м. Участок выработки до 30 м от забоя поддерживается на временной крепи.

9. Арочные податливые крепи изготовляются из специального взаимозаменяемого профиля СВП пяти типоразмеров: № 17, 19, 22, 27 и 33.

Крепи предназначены для горизонтальных и наклонных выработок, находящихся как в зоне установившегося горного давления, так и в зоне влияния очистных работ при условии отсутствия пучащих пород в почве выработки. Плотность установки арочных рам от 0,8 до 2 рам на 1 м. Тип спецпрофиля арок выбирают исходя из размеров ширины выработки в соответствии с табл. 19 Руководства.

Крепь изготовляется трехзвенной, четырехзвенной и пятизвенной. Для выработок с пучащей почвой используется крепь с выполненным обратным сводом, или кольцевая податливая крепь. Трехзвенная арочная крепь предназначена для выработок со смещением пород кровли до 300 мм, пятизвенная — более 300 мм.

Проектными институтами разработаны унифицированные типовые сечения выработок от 6,4 до 17,2 м² (трехзвенная), от 7,3 до 18,1 м² (пятизвенная), от 6,5 до 15,3 м² (кольцевая).

Комбинированные арочные податливые крепи ВНИИОМШС, ПНИУИ и НИОГР (рис. 9) предназначены для тех же условий, что

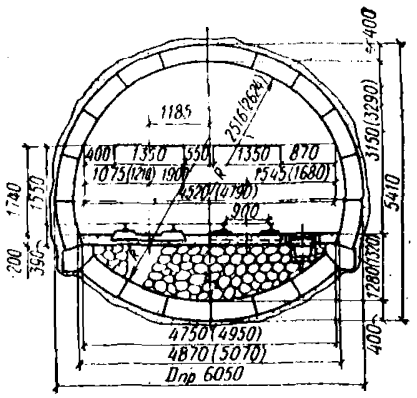


Рис. 7. Блочная бетонная кольцевая крепь

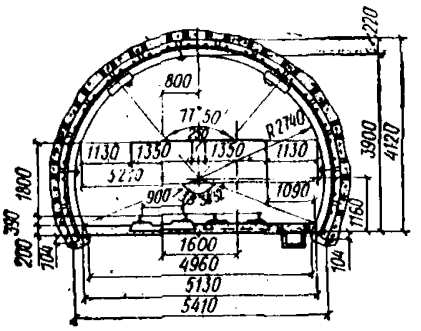


Рис. 8. Комбинированная металлическая крепь ОПК

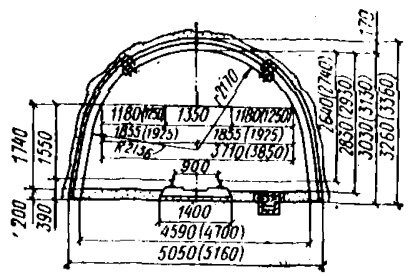


Рис. 9. Комбинированная арочная податливая крепь АП

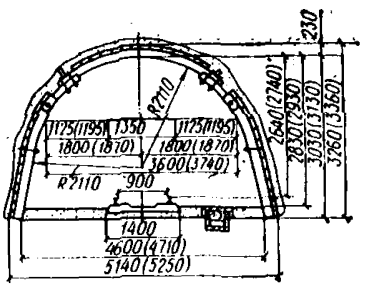
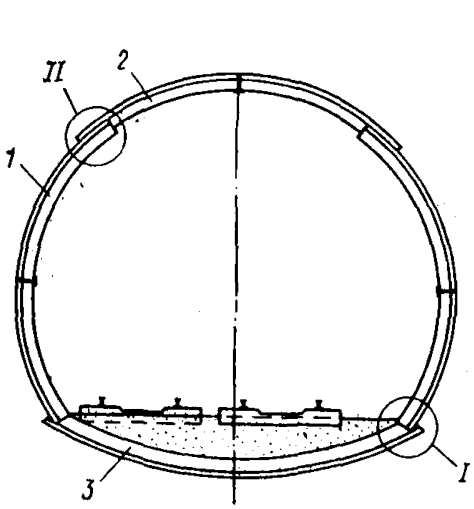


Рис. 10. Сборная железобетонная рамная шарнирно-податливая крепь



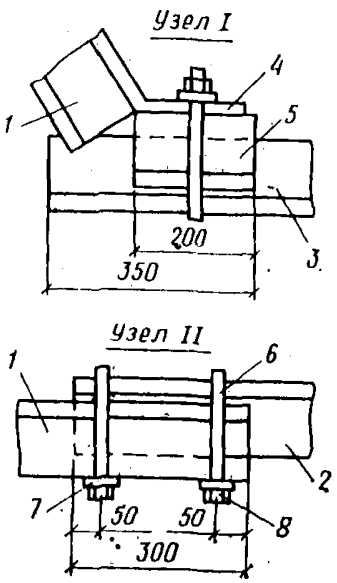


Рис. 11. Конструкция крепи КПОС

1 — стойка; *2* — верхняк; *3* — лежень; *4* — полка; *5* — накладка; *6* — скоба; *7* — планка; *8* — гайка

и трехзвенная металлическая крепь из СВП. Конструктивные отличия этих крепей заключаются в основном в степени кривизны стоек, а также в некотором различии способов соединения верхняка со стойкой. С целью сокращения расхода дефицитного металла стойки комбинированных крепей выполняются из железобетона М300—М400. За счет этого на одном комплекте крепи экономится до 100 кг металла.

10. Арочная шарнирно-податливая крепь (АШПК) ВНИИОМШС (рис. 10) отличается от комбинированных крепей тем, что благодаря шарнирному соединению верхняка со стойкой имеется возможность предварительного монтажа элементов и их пакетной доставки в забой выработки. Это позволяет полностью механизировать процесс установки арок при помощи подвесных или других крепеукладчиков и увеличить производительность труда при креплении до 40 %.

11. Податливую крепь с пониженным обратным сводом (КПОС) Ленинградского горного института (рис. 11) следует применять для крепления горных выработок при пологом (до 18°) залегании пород, при наличии всестороннего давления, когда ожидаемое смещение со стороны почвы выработки не более 400 мм.

Крепь состоит из двух взаимозаменяемых стоек *1*, верхняка *2* с одинаковыми радиусами кривизны и криволинейного лежня *3*, изготовленных из специального взаимозаменяемого профиля. Узел соединения стоек с лежнем выполняет одновременно функции шарнира и узла податливости. К концу стойки *1* с помощью металлической полосы *4* крепится выполненная из спецпрофиля скользящая накладка *5* (рис. 11, узел *I*). Соединение элементов крепи производится скобами *6*, планками *7* и гайками *8* (узел *II*). Рамы крепи между собой скрепляются тремя межрамными стяжками, состоящими из уголка *1*, скобы *2*, планки *3* и двух гаек *4* (рис. 12).

Конструкция крепи позволяет производить выемку породы из обратного свода породопогрузочной машиной, что значительно снижает трудоемкость сооружения обратного свода по сравнению с четырехзвенной податливой кольцевой крепью. Кроме того, возможна механизация возведения крепи с помощью самоходных крепеукладчиков.

Крепь имеет несущую способность, аналогичную рамной крепи из спецпрофиля.

12. Набрызгбетонная крепь применяется в выработках, пройденных в породах I и II категории устойчивости, как правило, вне зоны влияния очистных работ. Минимальная толщина покрытия из набрызгбетона должна быть не менее 3 см. Наибольший эффект от применения набрызгбетона в изверженных породах достигается при нанесении покрытия сразу после обнажения выработки, а также в сочетании с анкерной крепью.

13. Применение мощных железобетонных монолитных и сборных крепей с обратным сводом позволяет в ряде случаев бороться с интенсивными проявлениями горного давления на больших глубинах. Однако эти крепи являются дорогими. Устройство обратного свода в крепи снижает темпы сооружения выработки в 3—5 раз, поэтому в решении вопросов обеспечения устойчивости капитальных выработок перспективными являются разработка и применение комбинированных крепей, представляющих собой сочетание прочных металлических или бетонных конструкций с одновременным упрочнением закрепного пространства и пород в приконтурном массиве (анкерами различных конструкций, цементацией, тампонажем, хими-

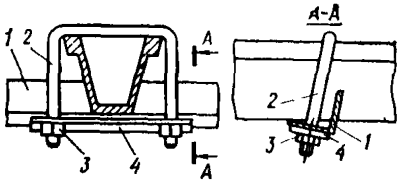


Рис. 12. Конструкция межрамной стяжки

1 — уголок; *2* — скоба; *3* — планка; *4* — гайка

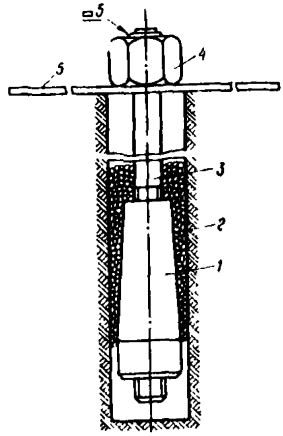


Рис. 13. Устройство анкерной крепи постоянного сопротивления

1 — распорное устройство в виде усеченного конуса с цилиндрическим основанием; *2* — металлические гранулы каплевидной формы различных размеров; *3* — штанга; *4* — анкерный болт; *5* — опорная плита с отверстием для засыпки металлических гранул

ческими растворами и смолами). Благодаря такому упрочнению приконтурной зоны получается дополнительная искусственно упрочненная породная конструкция толщиной 1—2 м, которая по своей несущей способности может превышать несущую способность собственно крепи и, работая совместно с ней, способствует обеспечению устойчивого состояния выработки.

Для предотвращения пучения пород почвы в горных выработках в качестве анкерной крепи может применяться крепь БМ-1 (конструкции ВНИМИ) повышенной грузонесущей способности (рис. 13).

У крепи БМ-1 распорное устройство, выполненное в виде усеченного конуса с цилиндрическим основанием, которое закрепляется в скважине путем засыпки в нее чугунных гранул различного диаметра. Крепь постоянного сопротивления и работает в податливом режиме.

Несущая способность анкеров составляет 0,06—0,15 МПа в породах с расчетным сопротивлением на сжатие 15—100 МПа. Анкерная крепь позволяет уменьшить смещения пород со стороны почвы выработки почти в 2—3 раза.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Расчет ожидаемых сдвижений и деформаций околоствольного массива на пластовых месторождениях

УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА СДВИЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ

1. Рекомендации по определению ожидаемых величин сдвижений и деформаций земной поверхности и околоствольного массива от проектируемых и проводимых в целике очистных выработок при-

водятся для условий разработки свит и одиночных пластов с углом падения до 60° при отсутствии сдвижений по напластованию в соответствии с Правилами охраны сооружений и природных объектов. Расчеты могут производиться при управлении кровлей полным обрушением или закладкой выработанного пространства для прямолинейных контуров очистных выработок.

2. При особо сложных горно-геологических условиях для расчета сдвижений и деформаций околоствольного массива рекомендуется привлекать специализированные организации (ВНИМИ и др.). *К таким условиям относятся:*

наличие в околоствольном массиве крупных разрывных нарушений или древних оползней;

складчатое залегание пород;

гористый рельеф местности;

возможность оседания толщи пород под влиянием водопонижения или откачки воды из затопленных выработок;

камерная система разработки.

3. При расчете сдвижений и деформаций от очистных выработок, проводимых в целике, необходимо учитывать наличие в пласте ранее пройденных и проектируемых за пределами целика выработок. Расчет производится как от одной выработки суммарных размеров. Когда проводимая в целике очистная выработка отделена от пройденных или проектируемых в пласте за пределами целика выработок целиком, размеры которого более $0{,}15H$ (H — средняя глубина залегания целика, м), то расчет сдвижений и деформаций выполняется без учета ранее пройденных или проектируемых за пределами целика выработок.

Когда ствол проходится в зоне влияния очистных работ до окончания процесса сдвижения в соответствии с Правилами охраны, расчетные сдвижения и деформации определяются с привлечением специализированных научно-исследовательских институтов.

Рассчитанные по настоящей методике ожидаемые величины сдвижений и деформаций при использовании их в качестве исходных данных для разработки мер по предотвращению нарушений эксплуатируемых или реконструируемых стволов должны умножаться на коэффициенты перегрузки, приведенные в табл. 1.

Таблица 1

Деформация	Обозначение	Величина
Оседание η	n	1,2
Горизонтальное сдвижение ξ	n_ξ	1,2
Уклон, наклон i_z, i_x	n_i	1,4
Кривизна k_z, k_x	n_k	1,8
Относительные вертикальные деформации ε_z	n_z	1,2
Относительные горизонтальные деформации ε_x	n_ε	1,4

Примечание. Коэффициенты перегрузки и величины рассчитанных ожидаемых сдвижений и деформаций вводятся только один раз, например при расчете деформаций ε_z по формуле (8) настоящего приложения используются величины оседаний без коэффициента перегрузки, а в полученное значение деформаций ε_z вводится коэффициент перегрузки согласно табл. 1.

4. При оконтуривании околоствольного целика уменьшенных размеров с одной стороны величины сдвижений и деформаций земной поверхности определяются по рекомендациям Правил охраны[1] для соответствующего бассейна с учетом п. 3.

5. При оконтуривании целика с противоположных сторон по простиранию величины сдвижений и деформаций земной поверхности определяются способом суммирования от каждой выработки с учетом их знаков.

Расчет сдвижений и деформаций производится по рекомендациям Правил охраны. При этом угол полных сдвижений ψ_3' и граничный угол δ_0' от влияния горных выработок, оконтуривающих целик во вторую очередь, определяются по формулам:

$$\delta_0' = \delta_0 - (\delta_0 - \psi_3)\left(1 - \frac{l}{l_0}\right)^2; \qquad (1)$$

$$\psi_3' = \psi_3 + (\delta_0 - \psi_3)\left(1 - \frac{l}{l_0}\right)^2, \qquad (2)$$

где δ_0' и ψ_3' — соответственно граничный угол и угол полных сдвижений, град, при размере предохранительного целика $l < l_0$, углы строятся от границы целика, оконтуриваемой во вторую очередь; l_0 — предельный размер предохранительного целика, м, определяемый по формуле

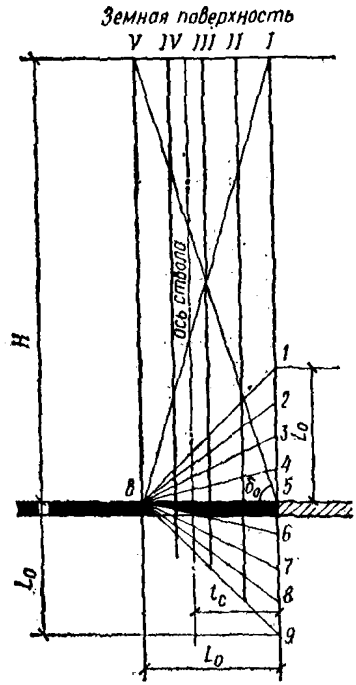


Рис. 1. Схема к расчету сдвижений и деформаций в зоне опорного давления на разрезе по простиранию

[1] Здесь и далее имеется в виду, что сдвижения и деформации, или параметры процесса сдвижения, определяемые по действующим в бассейне Правилам охраны сооружений и природных объектов могут приниматься согласно «Руководству по расчету, проектированию, строительству зданий и сооружений на подрабатываемых территориях». М., Стройиздат, 1977.

$$l_0 = 2H \operatorname{ctg} \delta_0, \quad (3)$$

где H — глубина залегания пласта, м.

Если $l > l_0$, то размер предохранительного целика при расчете по формулам (1) и (2) принимается $l = l_0$. Граничный угол и угол полных сдвижений от влияния горных выработок, оконтуривающих целик в первую очередь, определяются по Правилам охраны.

Если сокращение целика с противоположных сторон по простиранию производится одновременно, то граничный угол и угол полных сдвижений от влияния каждой из противоположных выработок определяются по формулам (1) и (2) с учетом п. 6 настоящего приложения.

РАСЧЕТ СДВИЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ В ЗОНЕ ОПОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

6. Расчет сдвижений и деформаций в зоне опорного давления (зона сжатия) выполняется на основе определения нормальной (вертикальной) составляющей вектора сдвижения.

Схема, с помощью которой выполняется расчет сдвижений и деформаций на разрезе по простиранию, приведена на рис. 1.

На разрезе по простиранию от границы выработки в сторону целика откладывается отрезок *5—B*, равный

$$L_0 = H \operatorname{ctg} \delta_0, \quad (4)$$

и соответствующий размеру зоны опорного давления L_0, м, в плоскости угольного пласта по простиранию.

Размеры зоны опорного давления в кровле и почве пласта принимаются равными размеру зоны опорного давления, определяемому по формуле (4).

Отрезок *5—B* делится на четыре равные части. Через точки деления проводятся вертикальные линии *I*, *II*, *III*, *IV* и *V*. На вертикальной линии, проходящей через границу выработки (точка *5*), *в сторону кровли и почвы пласта откладываются отрезки, равные* L_0 (точки *1* и *9*). Отрезок *1—9* делится на восемь равных частей, а точки деления соединяются с точкой *B* прямыми.

Оседания в зоне опорного давления определяются для узловых точек — точек пересечения вертикальных (*I*, *II*, *III*, *IV*, *V*) и наклонных (*1—B*, *1—B*, ..., *9—B*) линий. Величины оседания η, мм, в узловых точках вычисляются по формуле

$$\eta = \eta_0 S(z), \quad (5)$$

где η_0 — максимальное оседание, мм, при полной подработке земной поверхности выработкой, от которой производится расчет (см. п. 3), определяемое по формуле

$$\eta_0 = q_0 m, \quad (6)$$

где q_0 — относительное максимальное оседание — согласно Правилам охраны; m — вынимаемая мощность пласта, м.

При неполной подработке вместо η_0 определяется максимальное оседание η_m, мм, — по рекомендациям Правил охраны.

При ведении очистных работ с противоположных сторон расчет оседаний в зоне опорного давления производится отдельно от каждой выработки и результаты суммируются. При этом граничный

Таблица 2

Горизонтальное или наклонное сечение	Вертикальное или наклонное сечение				
	V	IV	III	II	I
Земная поверхность	0	d	c	b	a
I—B	0	d	c	b	a
1—B	0	$\frac{d}{q_0}$	$\frac{c}{q_0}$	$\frac{b}{q_0}$	$\frac{a}{q_0}$
2—B	0	$\frac{d\ (a-0{,}5\ d)}{aq_0}$	$\frac{c\ (a-0{,}5\ d)}{aq_0}$	$\frac{b\ (a-0{,}5\ d)}{aq_0}$	$\frac{a-0{,}5\ d}{q_0}$
3—B	0	$\frac{d\ (a-0{,}5\ c)}{aq_0}$	$\frac{c\ (a-0{,}5\ c)}{aq_0}$	$\frac{b\ (a-0{,}5\ c)}{aq_0}$	$\frac{a-0{,}5\ c}{q_0}$
4—B	0	$\frac{d\ (a-0{,}5\ b)}{aq_0}$	$\frac{c\ (a-0{,}5\ b)}{aq_0}$	$\frac{b\ (a-0{,}5\ b)}{aq_0}$	$\frac{a-0{,}5\ b}{q_0}$
5—B	0	$\frac{d}{2q_0}$	$\frac{c}{2q_0}$	$\frac{b}{2q_0}$	$\frac{a}{2q_0}$
6—B	0	$\frac{bd}{2aq_0}$	$\frac{bc}{2aq_0}$	$\frac{b^2}{2aq_0}$	$\frac{b}{2q_0}$
7—B	0	$\frac{cd}{2aq_0}$	$\frac{c^2}{2aq_0}$	$\frac{bc}{2aq_0}$	$\frac{c}{2q_0}$
8—B	0	$\frac{d^2}{2aq_0}$	$\frac{cd}{2aq_0}$	$\frac{bd}{2aq_0}$	$\frac{d}{2q_0}$
9—B	0	0	0	0	0

угол и угол полных сдвижений, входящие в формулы (4) и (7) для горной выработки, отрабатываемой во вторую очередь, определяются по формулам (1) и (2)*.

Коэффициент $S(z)$, характеризующий распределение оседаний в зоне опорного давления, определяется по табл. 2.

---

* В Донецком бассейне при расчете сдвижений и деформаций в зоне опорного давления для районов, разрабатывающих пласты марок Д-Г-Ж, граничный угол δ_0, град, определяется из выражения

$$\delta_0 = 75° - \left(\frac{H - 200}{100}\right),$$

где H — глубина точки пересечения ствола пластом, м.

Табличные величины $a=S(z)_1$; $b=S(z)_2$, $c=S(z)_3$ и $d=S(z)_4$ находятся, по Правилам охраны, по $z=x/L_3$ с точностью до третьего знака соответственно для вертикальных линий *I*, *II*, *III*, *IV* (см. пример 2). Длина полумульды (м) на разрезе по простиранию определяется графически или по формуле

$$L_в = H(\operatorname{ctg}\delta_0 + \operatorname{ctg}\psi_3), \qquad (7)$$

где δ_0 и ψ_3 определяются по Правилам охраны с учетом п. 3, град.

На разрезе по простиранию в зоне опорного давления в однородных горных породах* определяют вертикальные деформации для середины интервалов между узловыми точками по формуле

$$\varepsilon_z = \frac{\eta_в - \eta_{в-1}}{l}, \qquad (8)$$

где $\eta_в$ и $\eta_{в-1}$ — соответственно оседания нижней и верхней точек (мм), расположенных на одной вертикали (*I*, *II*, *III*, *IV*, *V*, см. рис. 1); l — расстояние между точками, м.

Определение вертикальных деформаций точек оси ствола по найденным деформациям интервалов нормальных сечений (*I*, *II*, *III*, IV, V) между узловыми точками производится следующим образом.

Соединяются середины интервалов между узловыми точками нормальных сечений, ближайших к оси ствола и расположенных по обе ее стороны. Деформации точек пересечения этих линий со стволом определяются интерполированием. Например, для случая — по рис. 1 интерполяция должна производиться между нормальными сечениями *III* и *IV*.

На углах падения до 5° включительно расчет деформаций и сдвижений выполняется аналогичным образом.

7. Расчет сдвижений и деформаций на разрезе вкрест простирания (рис. 2) у нижней границы очистной выработки производится следующим образом. От границы выработки в сторону целика в плоскости пласта откладывается отрезок *5—B*, равный

$$L_{о.н} = H_н \operatorname{ctg}\delta_0 \cos\alpha, \qquad (9)$$

где $L_{о.н}$ — размер зоны опорного давления со стороны нижней границы выработки, м; $H_н$ — глубина залегания нижней границы выработки, м; α — угол падения пласта, град.

От нижней границы выработки (точка *5*) по граничному углу β_0, град, определяемому по действующим Правилам охраны, проводим линию до пересечения с земной поверхностью (точка *V*). Соединяем точки *V* и *B* прямой линией и из точки *5* проводим линию, параллельную линии *V—B*, до пересечения с земной поверхностью (точка *1*). На линии *5—1*, проходящей через границу выработки (точка *5*), в сторону пород кровли и почвы пласта откладываем отрезки, равные $L_{о.н}$ (точки *1* и *9*). Точки *1* и *9* соединяем с точкой *B*. Отрезок *5—B* делим на четыре равные части. Из точек, полученных в результате деления отрезка *5—B*, проводим линии, параллельные линии *V—B* до пересечения с земной поверхностью

* Под однородными здесь понимают породы, модули деформации которых отличаются не более чем в 2 раза от среднего модуля деформаций массива, определяемого по рекомендациям п. 10.

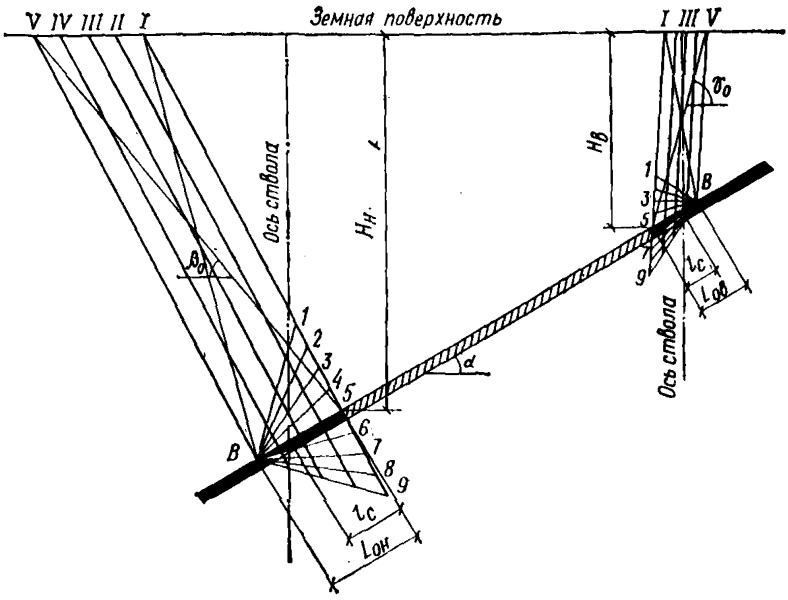


Рис. 2. Схема к расчету сдвижений и деформаций в зонах опорного давления со стороны нижней и верхней границ очистной выработки

(точки *II*, *III* и *IV*) и с линией *B*—*9*. Отрезок *1*—*9* делим на восемь равных частей, а полученные точки *1*, *2*, ..., *8*, *9* соединяем с точкой *B*.

Деформации по нормали к напластованию ε_n у нижней границы в зоне опорного давления определяются для интервалов между узловыми точками по формуле

$$\varepsilon_n = \frac{\eta_n - \eta_{n-1}}{l}, \qquad (10)$$

где l — расстояние между точками, м;

η_n и η_{n-1} — сдвижения, мм, по нормали к напластованию соответственно нижней и верхней узловых точек (точек пересечения линий *I*, *II*, *III*, *IV*, т. е. параллельных линий *I*—*B*, *1*—*B*, ..., *9*—*B*), и вычисляются по формуле (5), в которой коэффициент $S(z)$ находится по табл. 2. Величины η_0 и η_m определяются по формуле (6) без учета угла падения.

Нормальные деформации точек оси ствола определяются по найденным деформациям интервалов интерполированием между ближайшими сечениями (*I*, *II*, *III*, *IV*, *V*), расположенными по обе стороны. Например, для случая на рис. 2 со стороны нижней границы выработки интерполяция должна производиться для интервалов *1*—*2* и *2*—*3* между сечениями *II* и *III*, для интервалов *3*—*4*, *4*—*5*, *5*—*6*, *6*—*7* — между сечениями *III* и *IV* и т. д.

8. Переход от деформаций, вычисленных по нормали к напластованию ε_n к горизонтальным $\varepsilon_{x,y}$ и вертикальным ε_z, производит-

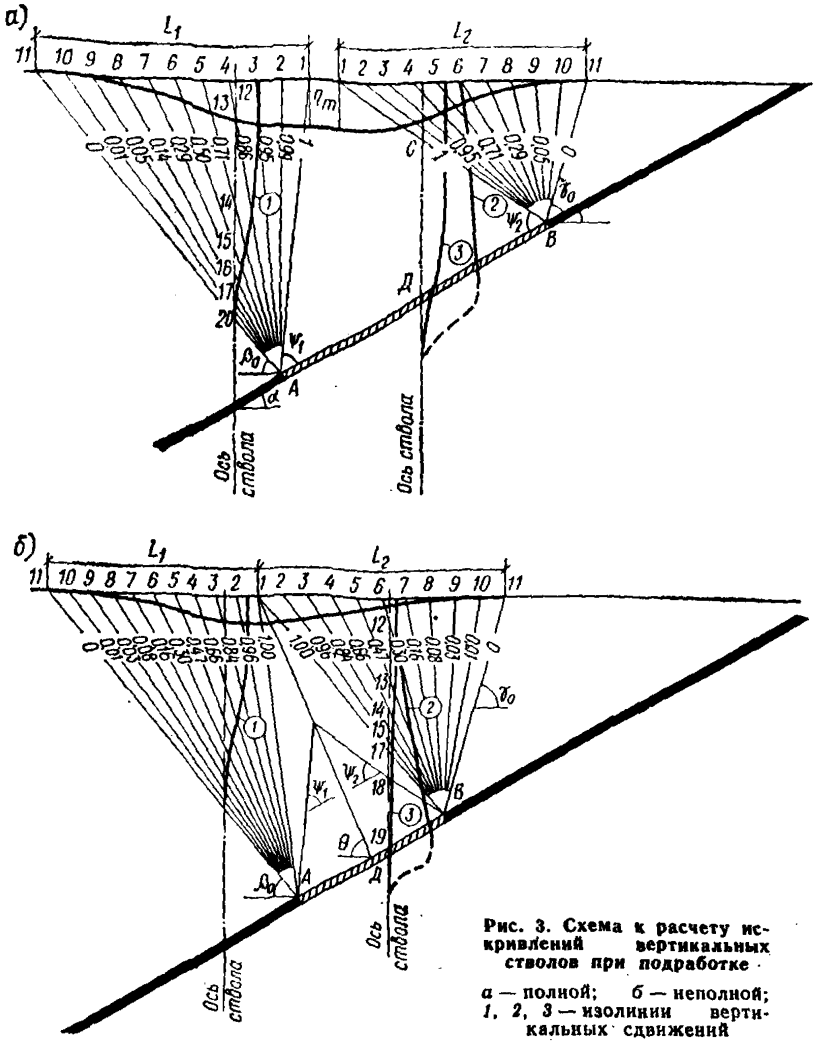


Рис. 3. Схема к расчету искривлений вертикальных стволов при подработке

а — полной; *б* — неполной; *1, 2, 3* — изолинии вертикальных сдвижений

ся по известным формулам аналитической геометрии и теории упругости в зависимости от ориентирования осей *x, y* относительно элементов залегания пород.

Например, принимая в прямоугольной системе координат ось *z* вертикальной и ориентируя горизонтальные оси *x* и *y* симметрично относительно линии падения (в плане), деформации определяется через направляющие косинусы нормального вектора ε_n:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_n \cos^2 \alpha; \tag{11}$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \varepsilon_n \cos^2 \varphi_1 \tag{12}$$

где α — угол падения пласта (пород), град;

$$\varphi = \arccos \sqrt{\frac{1 - \cos^2 \alpha}{2}}.$$

9. Для определения сдвижений и деформаций в зоне опорного давления у верхней границы выработки геометрические построения производятся так же, как и у нижней (см. рис. 2). Угол γ_0, град, определяется по Правилам охраны.

Размер зоны опорного давления со стороны верхней границы выработки определяется по формуле

$$L_{ов} = H_в \operatorname{ctg} \delta_0 \cos \alpha, \qquad (13)$$

где $H_в$ — глубина верхней границы выработки, м.

Сдвижения (в мм) по вертикали η у верхней границы выработки в зоне опорного давления рассчитываются для узловых точек по формуле (5), в которой значение коэффициента $S(z)$ берется из табл. 2.

Вертикальные деформации ε_z у верхней границы выработки в зоне опорного давления для интервалов между узловыми точками вычисляются по формуле (8).

10. В неоднородных породах, т. е. при различных модулях деформаций слоев, расчет вертикальных сжатий пород осуществляется в следующей очередности:

по рекомендациям п. 8 определяются сжатия ε_z интервалов зоны опорного давления в условиях однородных пород;

определяются приведенные значения деформаций сжатия по формуле

$$\varepsilon_{z\text{прив.}} = \varepsilon_z \frac{E_{ср}}{E_i}, \qquad (14)$$

где $E_{ср}$ — средний модуль деформации массива, МПа;
E_i — модуль деформации, МПа, i-го слоя.

$$E_{ср} = \frac{H_0}{\frac{h_1}{E_1} + \frac{h_2}{E_2} + \ldots + \frac{h_n}{E_n}}, \qquad (15)$$

где H_0 — общий размер зоны опорного давления в данном расчетном сечении (*I*, *II*, *III*, *IV*, *V*); $h_1, h_2, \ldots, h_n$ — мощности отдельных слоев в зоне опорного давления $\sum_1^n h_i = H_0$, м.

При отсутствии значений модулей деформации вместо них для приближенных расчетов могут быть использованы пределы прочности слоев на одноосное сжатие.

РАСЧЕТ ИСКРИВЛЕНИЙ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШАХТНЫХ СТВОЛОВ

11. Приводимые методы расчета искривлений вертикальных шахтных стволов даются для полной и неполной подработки.

Расчеты производятся на разрезе по простиранию или вкрест

простирания в области, ограниченной граничными углами сдвижения.

12. Расчет искривлений шахтных стволов выполняется на основании построения схемы положений изолиний вертикальных сдвижений η (рис. 3, *а* и *б*) и определения горизонтальных составляющих вектора сдвижения в точках околоствольного массива по вертикальной оси ствола.

13. Положение изолиний вертикальных сдвижений для ствола, расположенного со стороны падения выработки при условии полной подработки земной поверхности, на разрезе вкрест простирания (см. рис. 3, *а*) определяют следующим образом.

По граничному углу β_0, град, и углу полных сдвижений Ψ_1, град, находится размер полумульды на земной поверхности L_1, м, которая делится на 10 равных частей (точки *1*, ..., *11*).

Точка *А* (нижняя граница очистной выработки) соединяется прямыми линиями с точками *1*, ..., *11*. Линии *1—А*, ..., *11—А* представляют собой линии равных относительных вертикальных сдвижений η в толще пород (на рис. 3, *а* они показаны цифрами, означающими доли от максимального оседания η_0, мм). Эти линии в дальнейшем условно называются изолиниями.

Построение схемы положений изолиний вертикальных сдвижений на разрезе по простиранию пласта, а также на разрезе вкрест простирания со стороны верхней границы выработки при условии полной подработки производится аналогичным образом.

14. Если на разрезе вкрест простирания размер очистной выработки не обеспечивает полной подработки земной поверхности, то построение схемы положений изолиний вертикальных сдвижений производится следующим образом (рис. 3, *б*). От середины выработки (точка Д на рис. 3, *б*) под углом θ, град, определяемым по Правилам охраны, проводится прямая линия до пересечения с земной поверхностью (точка *1*). От нижней границы выработки (точка *А*) под углом β_0 проводится линия до пересечения с земной поверхностью (точка *11*). Отрезок *1—11*, равный L_1, является величиной полумульды со стороны падения выработки. Полумульда точками *2*, ..., *10* делится на десять равных частей. Точки деления соединяются с точкой *А* прямыми линиями, представляющими изолинии относительных вертикальных сдвижений в толще со стороны падения выработки. Оцифровка изолиний производится по таблице для величин $S(z)$ по коэффициенту подработанности n_1, определяемому согласно Правилам охраны.

Например, для условий Донбасса по табл. 1.4 Правил охраны для $n_1=0{,}6$ находим наименование изолиний (оцифровку), которые и даны на рис. 3, *б*.

По простиранию и со стороны верхней границы выработки построение производится аналогично.

15. В точках пересечения оси ствола с земной поверхностью и с изолиниями вертикальных сдвижений (например, точки *12*, ..., *20* на рис. 3, *а*) горизонтальные сдвижения (в мм) рассчитываются по формуле

$$\xi = \eta \operatorname{tg} \alpha \pm 0{,}15\eta_0 S'(z), \qquad (16)$$

где $S'(z)$ — функция распределения наклонов определяется по Правилам охраны. В формуле (16) знак «+» относится к полумульде по восстанию, знак «—» — к полумульде по падению пласта; η_1 определяется в местах пересечения оси ствола с изолиниями от-

носительных вертикальных сдвижений и представляет собой произведение относительного вертикального сдвижения по данной изолинии и максимального оседания η_0 (например, для точки 14 $\eta_{14} = 0{,}71\eta_0$; для точки *15* $\eta_{15} = 0{,}5\eta_0$ и т. д.)

Горизонтальные сдвижения, рассчитанные указанным способом, всегда направлены в сторону восстания пласта и имеют знак плюс.

Максимальное оседание определяется по Правилам охраны с учетом п. 3.

16. Рассчитанные горизонтальные сдвижения ξ, мм, откладываются в масштабе в местах пересечения оси ствола с изолиниями вертикальных сдвижений η: соединяя отложенные значения ξ, получаем профиль искривления оси ствола (кривые *1* на рис. 3, *а* и *б*).

На профиле ствола выбираются характерные точки — места перегиба профиля — и с использованием полученных для них величин горизонтальных сдвижений ξ рассчитываются уклоны и искривления стволов.

Отклонения интервалов от вертикальной линии (уклоны, мм/м, или $1 \cdot 10^{-3}$) в коренных породах определяются по формуле

$$i_{zn} = \frac{\xi_n - \xi_{n-1}}{l_n}, \qquad (17)$$

где ξ_n и ξ_{n-1} — соответственно горизонтальные сдвижения соседних точек массива, расположенных на одной вертикальной линии; l_n — расстояние между точками, м.

Кривизна вертикальной линии ($1 \cdot 10^{-6}$) в коренных породах (искривление оси ствола) определяется по формуле

$$k_z = \frac{i_{zn} - i_{zn-1}}{0{,}5\,(l_n + l_{n-1})}, \qquad (18)$$

где i_{zn} и i_{zn-1} — уклоны соседних интервалов массива; $0{,}5\,(l_n + l_{n-1})$ — полусумма длин соседних интервалов.

Вертикальные деформации ε_z по оси ствола определяются по формуле (8), в которой оседания в точке по оси ствола принимаются в соответствии с пп. 12—14.

17. Рассмотренные выше расчеты искривления оси ствола относятся только к тем случаям, когда ось ствола на разрезе вкрест простирания не пересекает очистную выработку или ее проекцию на плоскости разреза вкрест простирания (кривые *1* на рис. 3, *а* и *б*).

Кроме этого, положение оси ствола на разрезе вкрест простирания относительно очистных выработок может быть следующим:

ось ствола пересекает очистную выработку;

ось ствола пересекает проекцию очистной выработки, т. е. на разрезе по простиранию ось ствола проходит через целик.

18. В первом случае схемы положений изолиний вертикальных сдвижений строятся аналогично изложенному выше, однако при этом производятся дополнительные расчеты.

Если подработка полная, т. е. ось ствола после пересечения с изолинией *1* (точка *C* на рис. 3, *а*) пересекает очистную выработку (точка *D* на рис. 3, *а*), то в этом интервале (вдоль оси ствола) принимается изменение η прямо пропорциональным расстоянию до пласта от величины η_0, определяемой по Правилам охраны, до величины m.

Если подработка неполная и ось ствола после пересечения с изолинией *1* (точка *17* на рис. 3, *б*) пересекает линию, проведенную под углом полных сдвижений (точка *18*), и далее пересекает очистную выработку (точка *19*), то в интервалах (вдоль оси ствола) *17—18* и *18—19* увеличение η принимается прямо пропорциональным расстоянию до пласта. Величина η изменяется от величины η_m — при неполной подработке вкрест простирания, до величины η_0 — при полной подработке в интервале *17—18* и от величины η_0 — при полной подработке до величины m в интервале *18—19*. Горизонтальные сдвижения ξ рассчитываются по формуле (16). Полученные таким образом искривления оси ствола показаны на рис. 3, *а* и *б* кривыми *2*.

19. Во втором случае (см. п. 17) искривления ствола рассчитываются следующим образом:

по оси ствола строится разрез по простиранию, на котором показываются границы целика по пласту;

в зависимости от положения ствола относительно границ целика по простиранию по методике, изложенной в пп. 6 и 7, определяются вертикальные сдвижения в точках по оси ствола, попадающей в зону опорного давления по простиранию. Если на ствол оказывают влияние зоны опорного давления с обеих границ целика по простиранию, то величины вертикальных сдвижений по оси ствола, определенные от влияния каждой из зон опорного давления, суммируются;

по определенным на разрезе по простиранию величинам вертикальных сдвижений в точках оси ствола по формуле (16) рассчитываются горизонтальные сдвижения;

рассчитанные горизонтальные сдвижения в точках оси ствола откладываются на разрезе вкрест простирания в масштабе в сторону восстания пласта;

выше зоны опорного давления горизонтальные сдвижения принимаются постоянными и равными значению горизонтального сдвижения, определенного в точке пересечения оси ствола с верхней границей зоны опорного давления (кривая *3* на рис. 3, *б*).

20. Искривления ствола для свиты пластов определяют путем алгебраического суммирования искривлений, рассчитанных от каждой из влияющих на ствол выработок.

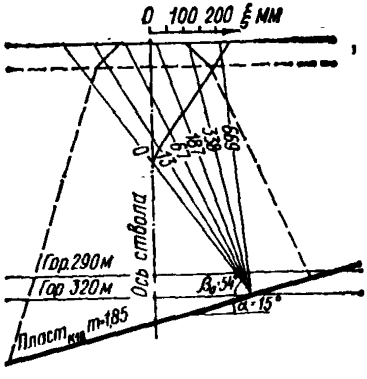


Рис. 4. Схема к расчету искривлений ствола

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СДВИЖЕНИЙ И ДЕФОРМАЦИЙ

Пример 1. Расчет ожидаемых искривлений ствола

В Карагандинском бассейне вертикальный шахтный ствол охраняется предохранительным целиком. Предполагается лавой длиной 120 м между горизонтами 290 и 320 м отработать часть целика, равную 80 м (рис. 4). Верхняя часть шахтного поля отработана

до выхода пласта под наносы. Глубина залегания пласта k_{18} по оси ствола составляет $H=350$ м, угол падения пласта $\alpha=15°$, мощность $m=1{,}85$ м, мощность наносов 30 м.

Требуется рассчитать ожидаемые искривления ствола от очистной выработки, проектируемой в предохранительном целике.

Решение. Расчет искривлений ствола производится согласно пп. 11—20.

Угол сдвижения, граничные углы в неподработанной ранее толще и углы полных сдвижений выбираются согласно Правилам охраны для Карагандинского бассейна:

$$\beta=64°;\ \beta_0=60°-0{,}4\alpha=54°;\ \gamma=73°\ \gamma_0=60°;$$

$$\psi_1=48°;\ \psi_2=64°;\ \psi_3=55°;$$

$$\delta=73°;\ \delta_0=60°;$$

Расчет максимального оседания земной поверхности производим по формуле

$$\eta_m=\frac{m\cos\alpha}{1+\dfrac{a}{n_1}}\sqrt{n_2}=\frac{1{,}85\cdot 0{,}95}{1+\dfrac{0{,}335}{1}}\sqrt{1}=1338\text{ мм}.$$

Величины оседаний в каждой точке главного сечения мульды сдвижения η_x, вычисленные по формуле: $\eta_x=\eta_m S(z)$, сведены в табл. 3.

Таблица 3

$z=x/L$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$S(z)$	1	0,99	0,95	0,86	0,71	0,5	0,29	0,14	0,05	0,01	0
η_x	1338	1325	1271	1151	950	669	338	187	67	13	0

Горизонтальные сдвижения в точке пересечения оси ствола с земной поверхностью $z=0{,}8$ и с изолиниями вертикальных сдвижений $z=0{,}9$ рассчитываем по формуле (16):

$$\xi=\eta_0\operatorname{tg}\alpha-0{,}15\eta_0 S'(z),$$

где $S'(z)$ определяем по Правилам охраны.

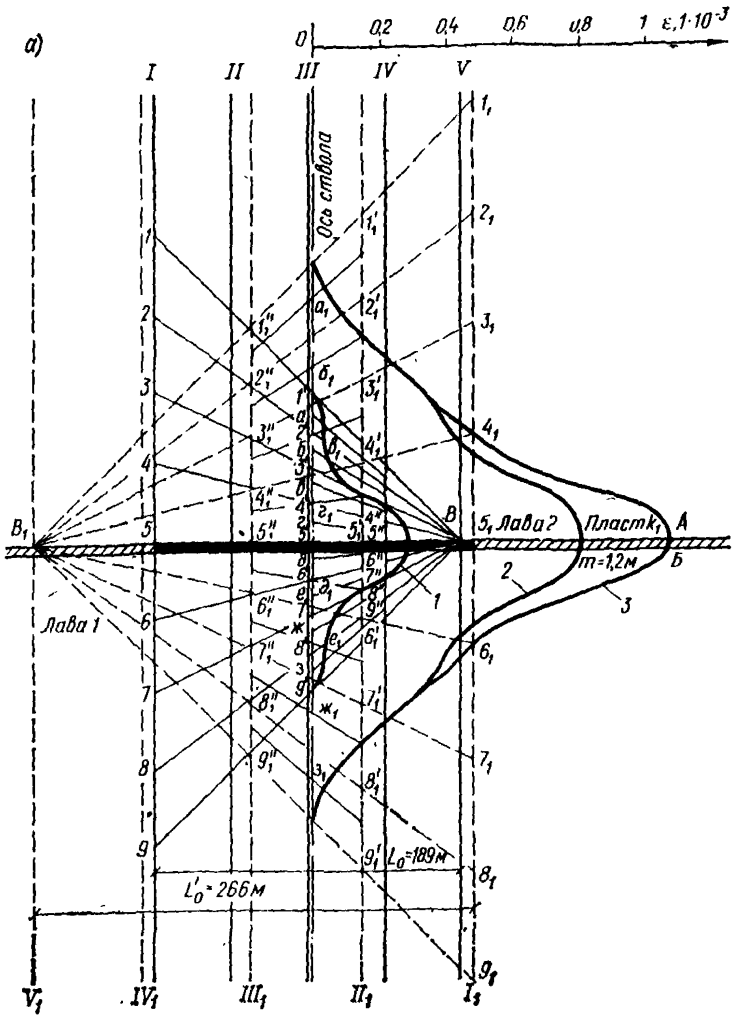
$$\xi_1=175\cdot 0{,}27-0{,}15\cdot 1338\,(-1{,}0)=248\text{ мм};$$

$$\xi_2=67\cdot 0{,}27-0{,}15\cdot 1338\,(-0{,}56)=130\text{ мм};$$

$$\xi_3=13\cdot 0{,}27-0{,}15\cdot 1338\,(-0{,}19)=42\text{ мм}.$$

Значения горизонтальных сдвижений откладываем в точках пересечения оси ствола с земной поверхностью и с изолиниями вертикальных сдвижений и получаем график искривления ствола (см. рис. 4).

Рассчитанные ожидаемые величины сдвижений при использовании их в качестве исходных данных для разработки мер охраны должны быть умножены на коэффициенты перегрузки (см. табл. 1).



Пример 2. Расчет деформаций в зоне опорного давления при сокращении околоствольного целика с двух сторон по простиранию

В условиях Донецкого бассейна вертикальный шахтный ствол охраняется предохранительным целиком. Ствол на глубине 700 м пересекает горизонтально залегающий пласт k_1 мощностью $m = 1{,}2$ м.

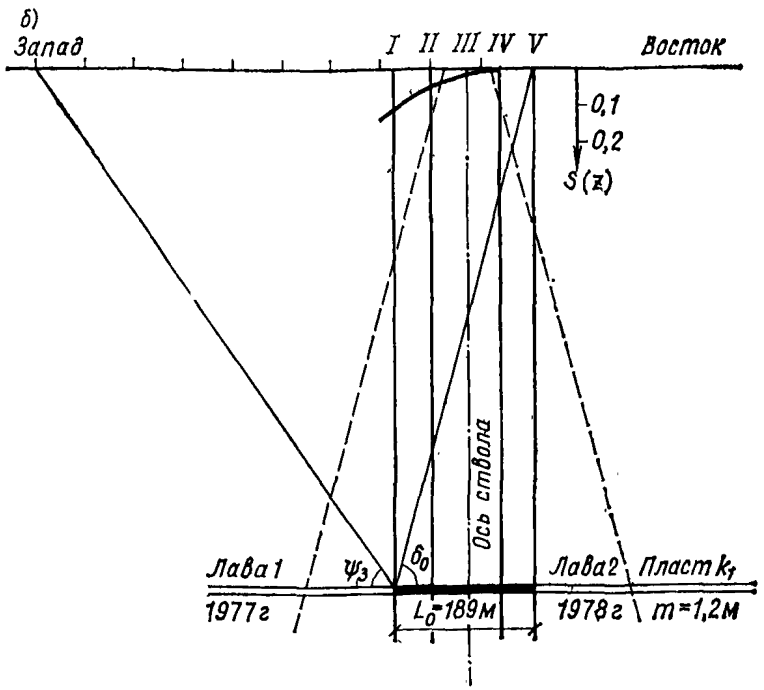


Рис. 5. Схема к расчету сдвижений и деформаций в зоне опорного давления
а — деформации в толще; *б* — сдвижения на поверхности

Предохранительный целик планируется частично отработать с востока и запада (лавы *2* и *1*). За границами лав *1* и *2* пласт отработан (рис. 5).

Средний предел прочности на одноосное сжатие толщи горных пород в пределах зоны выше и ниже пласта k_1 на 200 м составляет 700 кгс/см², предел прочности угля — 250 кгс/см².

Требуется рассчитать деформации сжатия ствола в зоне опорного давления.

Решение. Деформации в зоне опорного давления рассчитываем согласно пп. 6—8, а оседания земной поверхности от каждой из противолежащих выработок — по Правилам охраны сооружений для Донецкого угольного бассейна.

Максимальное оседание земной поверхности η_0 определяем по формуле (6): $\eta_0 = q_0 m = 0{,}75 \cdot 1{,}2 = 900$ мм.

Граничные углы, необходимые для построения, составят:

$$\delta_0 = 75°; \quad \psi_э = 55°.$$

Для построения зоны опорного давления от границы выработки (лавы *1*) в сторону целика откладываем отрезок *5—B*, равный $L_0 = H \operatorname{ctg} \delta_0 = 700 \cdot 0{,}27 = 189$ м, делим его на четыре одинаковые части (рис. 5, *а*). Через точки деления проводим вертикальные ли-

Таблица 4

Коэффициенты $S(z)$ в различных сечениях

Наклонное	Вертикальное		Наклонное	Вертикальное	
	IV	III		III	II
	Лава *1*			Лава *2*	
Земная поверхность	0,01	0,02	Земная поверхность	0,06	0,145
1—B	0,013	0,027	*1—B*	0,08	0,193
2—B	0,013	0,026	*2—B*	0,079	0,19
3—B	0,012	0,024	*3—B*	0,172	0,174
4—B	0,01	0,021	*4—B*	0,061	0,141
5—B	0,007	0,013	*5—B*	0,04	0,097
6—B	0,003	0,006	*6—B*	0,019	0,047
7—B	0,001	0,002	*7—B*	0,008	0,019
8—B	0	0,001	*8—B*	0,001	0,003
9—B	0	0	*9—B*	0	0

Таблица 5

Значения оседаний в узловых точках

Лава *1*			Лава *2*		
Номер узловой точки	η, мм	$\varepsilon_z \cdot 10^{-3}$	Номер узловой точки	η, мм	$\varepsilon_z \cdot 10^{-3}$
В сечении III, l=24 м			В сечении II, l=50 м		
1	24	—0,04	*1*	173,7	—0,05
2	23	—0,04	*2*	171	—0,29
3	22	—0,12	*3*	156,6	—0,49
4	19	—0,29	*4*	132,3	—0,9
5	12	—0,29	*5*	87,3	—0,9
6	5	—0,12	*6*	42,3	—0,5
7	2	—0,04	*7*	17,1	—0,29
8	1	—0,04	*8*	2,7	—0,05
9	0		*9*	0	
В сечении IV, l=12 м			В сечении III, l=32 м		
1	12	0	*1*	72	—0,03
2	12	—0,08	*2*	71,1	—0,2
3	11	—0,17	*3*	64,8	—0,31
4	9	—0,25	*4*	54,9	—0,59
5	6	—0,25	*5*	36	—0,59
6	3	—0,17	*6*	17,1	—0,31
7	1	—0,08	*7*	7,2	—0,2
8	0	0	*8*	0,9	—0,03
9	0		*9*	0	

Таблица 6

Вертикальные деформации ε_z в точках ствола

Лава	$1 \cdot 10^{-3}$							
1	а	б	в	г	д	е	ж	з
	—0,04	—0,04	—0,12	—0,29	—0,29	—0,12	—0,04	—0,04
2	$а_1$	$б_1$	$в_1$	$г_1$	$д_1$	$е_1$	$ж_1$	$з_1$
	—0,04	—0,26	—0,42	—0,78	—0,78	—0,43	—0,26	—0,04

нии *I*, *II*, *III*, *IV*, *V*. На линии, проходящей через границу выработки (точка *5*), в сторону кровли и почвы пласта откладываем отрезки $L_0=189$ м (точки *1* и *9*) и делим каждый на четыре равные части. Соединив точки деления с точкой *B* прямыми, получим узловые точки пересечения вертикальных (*I*, *II*, *III*, *IV*, *V*) и наклонных (*1*—*B*, ..., *9*—*B*) линий.

Из табл. 1.4 Правил охраны выбираем значения $S(z)$ для поверхности и строим на разрезе по простиранию кривую функции $S(z)$ (рис. 5, *б*). Значения коэффициентов: $S(z)_1=a$, $S(z)_2=b$, $S(z)_3=c$, $S(z)_4=d$ определяем графически в соответствующих точках земной поверхности *I*, *II*, *III*, *IV*, *V*.

Коэффициенты $S(z)$ в узловых точках зоны опорного давления, определенные по табл. 2, приведены в табл. 4.

Оседания η от влияния лавы *1* в узловых точках, ближайших к оси ствола (*1*, ..., *9* и *1″*, ..., *9″*), вычисляем по формуле (5); значение $S(z)$ берем из табл. 4. Величины η приведены в табл. 5. Вертикальные деформации однородной толщи пород в зоне опорного давления для середины интервалов между узловыми точками нормальных сечений, ближайших к оси ствола (*II* и *III*), определяем по формуле (8). Они приведены в табл. 6.

$$\delta_0' = \delta_0 - (\delta_0 - \psi_3)\left(1 - \frac{l}{l_0}\right)^2 =$$

$$= 75 - (75 - 55)\left(1 - \frac{185}{378}\right)^2 = 69°;$$

$$\psi_3' = \psi_3 + (\delta_0 - \psi_3)\left(1 - \frac{l}{l_0}\right)^2 =$$

$$= 55 + (75 - 55)\left(1 - \frac{185}{378}\right)^2 = 61°;$$

где $l_0 = 2H \operatorname{ctg} \delta_0 = 2 \cdot 700 \cdot 0{,}27 = 378$ м.

Величины вертикальных деформаций от лав *1* и *2* откладываем в точках оси ствола и получаем кривые *1* и *2* (см. рис. 6). Суммарные деформации от влияния двух лав, отрабатываемых с востока и запада целика, показаны кривой *3*.

Учитывая различные пределы прочности на сжатие толщи пород и угля, определяем приведенные значения деформаций сжатия, согласно п. 10, по формуле $\varepsilon_{z\text{прив}} = \varepsilon_z \frac{\sigma_{\text{ср}}}{\sigma_i}$, в которой

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{H_0}{\frac{h_{\text{п}}}{\sigma_{\text{п}}} + \frac{h_{\text{у}}}{\sigma_{\text{у}}}} = \frac{344}{\frac{342}{700} + \frac{2}{250}} = 688 \text{ кгс/см}^2,$$

где $h_{\text{п}}$ — суммарная мощность толщи горных пород в пределах зоны опорного давления; $h_{\text{у}}$ — мощность угля в зоне опорного давления; $H_0 = h_{\text{п}} + h_{\text{у}}$.

Приведенные вертикальные деформации составляют:

для толщи пород

$$\varepsilon_{z\text{прив}} = \varepsilon_z \frac{688}{700} = \varepsilon_z \cdot 0{,}98;$$

для угля

$$\varepsilon_{z\text{прив}} = \varepsilon_z \frac{688}{250} = \varepsilon_z \cdot 2{,}76,$$

где ε_z — суммарные вертикальные деформации от влияния двух лав (кривая *3* на рис. 6, *а*) на определяемом интервале зоны опорного давления, например, для интервала *А—Б*, включающего угольный пласт k_1, значение приведенных вертикальных деформаций составит

$$\varepsilon_{z\text{прив}} = 1{,}05 \cdot 10^{-3} \cdot 2{,}76 = 2{,}9 \cdot 10^{-3}.$$

После умножения полученных таким образом деформаций на коэффициенты перегрузки (см. табл. 1) получим расчетные величины ε_z, которые и используются в качестве исходных данных для разработки мер по предотвращению нарушений стволов и т. д.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6(1)

Определение дополнительной нагрузки на крепь устья ствола от зданий и сооружений, расположенных на поверхности вблизи ствола

1. Наибольшая суммарная дополнительная нагрузка P_Φ определяется графически, как максимальная при суммировании эпюр пригрузок от каждого из зданий (сооружений), расположенных на поверхности с одной стороны от ствола на расстоянии от его контура не более $5r_0$ (r_0 — радиус ствола в свету, м).

Пригрузки от зданий (сооружений), отстоящих от контура ствола на расстоянии более $5r_0$, не учитываются ввиду их малой значимости.

2. Эпюра пригрузки от каждого здания (сооружения) строится исходя из величины наибольшего значения этой пригрузки $P_{\Phi i}$, кПа (тс/м²), определяемой по формуле

$$P_{\Phi_i} = \frac{2Q_i (r_0 + l_i)}{l_i b_i (2r_0 + l_i)} \left[\frac{r_0}{r_0 + H \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)} \right]^{\psi} \times$$

$$\times \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right), \quad [1 \ (1 \text{ прил. } 1)]$$

где Q_i — вес здания (сооружения), кН (тс);
r_0 — радиус ствола в свету, м;
l_i — расстояние от контура сечения ствола до наиболее удаленной точки по длине здания (сооружения), м;
b_i — тангенциальный размер (по ширине) здания (сооружения), м;
H — глубина рассматриваемого участка ствола от поверхности, м;
ψ — безразмерный коэффициент, определяемый из выражения

$$\psi = 2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right);$$

φ — угол внутреннего трения пород, град.

3. Максимальная пригрузка от группы зданий (сооружений) определяется по формуле

$$P_{\Phi\text{макс}} = P_{\Phi_1} \cos^2 \theta + P_{\Phi_2} \cos^2 (\theta - \theta_2) + \ldots + P_{\Phi_n} \cos^2 (\theta - \theta_n),$$

[2 (2 прил. 1)]

где $P_{\Phi 1,2\ldots,n}$ — пригрузка от здания (сооружения), кПа (тс/м²), определяемая по формуле [1 (1 прил. 1)];
θ — угол [рис. 1 (рис. прил. 1)], заключенный между радиусом, проходящим через центр тяжести здания (сооружения) № 1, и линией приложения максимальной суммарной нагрузки, град, определяемый по формуле

$$\theta = 0{,}5 \operatorname{arctg} \frac{\sum_{i=2}^{n} P_{\Phi_i} \sin 2\theta_i}{P_{\Phi_1} + \sum_{i=2}^{n} P_{\Phi_i} \cos 2\theta_i}, \quad [3 \ (3 \text{ прил. } 1)]$$

где θ_i — угол, заключенный между радиусами, проходящими через центры тяжести зданий (сооружений) № 1 и № i, град.

Начало отсчета угла θ_i помещается по радиусу, проходящему через центр тяжести здания (сооружения) № 1, условно принятого расположенным внизу генплана с последующей нумерацией зданий (сооружений) по вертикали [для рис. 1 (рис. прил. 1) $\theta_1 = 0$].

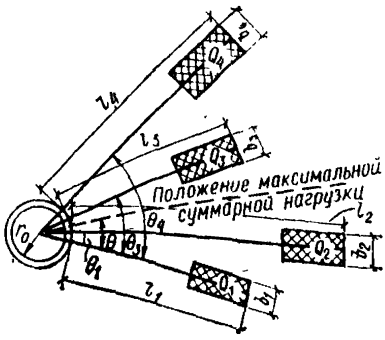


Рис. 1. (1 прил. 1) Схема к расчету пригрузок от зданий (сооружений), расположенных на поверхности вблизи ствола

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ

Определить расчетное горизонтальное (радиальное) давление пород на крепь устья шахтного ствола.

Пример 1.

Исходные данные: диаметр ствола $d=8$ м ($r_0=4$ м); расстояние от проемов в крепи более 20 м; устье ствола проектируется к возведению в породах (наносах) мощностью 10 м; средняя плотность (объемная) пород $\rho=2{,}3$ т/м^3, при этом удельный вес $\gamma=2{,}3\cdot 10=23$ кН/м^3; наименьший угол внутреннего трения $\varphi=16°$. На поверхности отсутствует дополнительная пригрузка от зданий и сооружений, т. е. $P_{\Phi}=0$.

Породы не обводнены, следовательно, $P_{\text{в}}=0$.

Решение. Горизонтальное (радиальное) давление пород на крепь устья ствола для $H=10$ м определяется по формуле [6(6)] настоящих норм:

$$P_{\text{п}}=1{,}3\cdot 1{,}7\left\{23\cdot 4\,\frac{0{,}75}{0{,}76-1}\left[1-\left(\frac{4}{4+10\cdot 0{,}75}\right)^{-0{,}24}\right]\right\}=185\ \text{кПа},$$

Пример 2.

Исходные данные: устье шахтного ствола проектируется в тех же условиях, что и в примере 1, но на поверхности вблизи ствола находятся фундаменты под укосины копра и здание подъемной машины (рис. 2), ближайшие точки которых расположены меньше

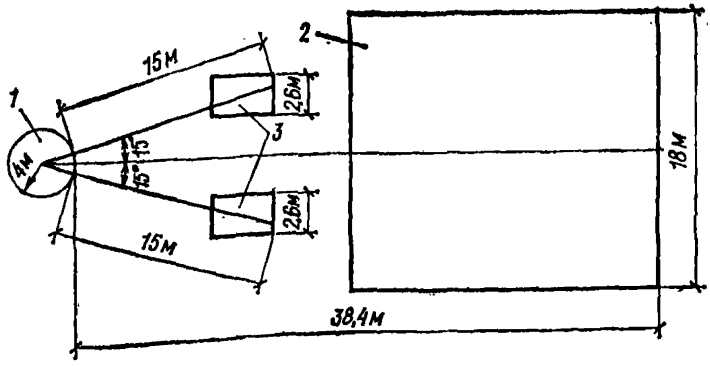


Рис. 2. Схема к расчету пригрузок от поверхности сооружений
1 — ствол; 2 — здание; 3 — укосины

чем на $5r_0$ и поэтому должны быть учтены в расчетах как пригрузка.

Проектные данные следующие: фундаменты под укосины копра: $Q_1 = Q_3 = 1050$ кН; здание подъемной машины: $Q_2 = 7400$ кН;

$$l_1 = l_3 = 15 \text{ м}; \quad l_2 = 38{,}4 \text{ м}; \quad b_1 = b_3 = 2{,}6 \text{ м}; \quad b_2 = 18 \text{ м}.$$

Углы пересечения радиусов-векторов центров тяжести загруженных площадей:

$$\theta_2 = 15°; \quad \theta_3 = 30°; \quad \psi = 2 \operatorname{tg} 16° \cdot \operatorname{tg} 53° = 0{,}76.$$

Решение. Горизонтальная расчетная нагрузка на крепь устья ствола определяется по формуле [6(6)] настоящего Руководства:

$$P_{\text{п}} = 1{,}3 \cdot 1{,}7 \left\{ 23 \cdot 4 \frac{\operatorname{tg} 37°}{0{,}76 - 1} \left[1 - \left(\frac{4}{4 + 10 \cdot 0{,}75} \right)^{-0{,}24} \right] + P_{\Phi} \right\}.$$

Максимальная поверхностная пригрузка устанавливается как сумма пригрузок от каждой поверхностной пригрузки. Последние, согласно формуле [1 (1 прил. 1)] настоящего приложения, определяются следующим образом:

$$P_{\Phi_1} = P_{\Phi_3} = \frac{2 \cdot 1050 (4 + 15)}{2{,}6 \cdot 15 (2 \cdot 4 + 15)} \left[\frac{4}{4 + H \cdot 0{,}75} \right]^{0{,}76} \operatorname{tg}^2 37°;$$

при $H = 0$

$$P_{\Phi_1} = P_{\Phi_3} = 25{,}3 \text{ кПа};$$

при $H = 10$

$$P_{\Phi_1} = P_{\Phi_3} = 11{,}3 \text{ кПа};$$

$$P_{\Phi_2} = \frac{2 \cdot 7400 (4 + 38{,}4)}{18 \cdot 38{,}4 (2 \cdot 4 + 38{,}4)} \left[\frac{9}{4 + H \cdot 0{,}75} \right]^{0{,}76} \operatorname{tg} 37°;$$

при $H = 0$

$$P_{\Phi_2} = 11{,}1 \text{ кПа};$$

при $H = 10$

$$P_{\Phi_2} = 5 \text{ кПа}.$$

Угол, соответствующий направлению действия P_{Φ_1}, находится по формуле (3) настоящего приложения:

$$\theta = 0{,}5 \operatorname{arctg} \frac{P_{\Phi_2} \sin 30° + P_{\Phi_3} \sin 60°}{P_{\Phi_1} + P_{\Phi_2} \cos 30° + P_{\Phi_3} \cos 60°} = 15°.$$

Максимальная поверхностная пригрузка от частных пригрузок определяется по формуле (2) настоящего приложения:

при $H = 0$

$$P_{\Phi \text{макс}} = 25{,}3 \cdot 0{,}97^2 + 11{,}3 + 25{,}3 \cdot 0{,}97^2 = 58 \text{ кПа};$$

при $H = 10$

$$P_{\Phi \text{макс}} = 11{,}3 \cdot 0{,}97^2 + 5 + 11{,}3 \cdot 0{,}97^2 = 26 \text{ кПа}.$$

Горизонтальная расчетная нагрузка на крепь устья ствола:
при $H = 0$

$$P_{\text{п}} = 1{,}3 \cdot 1{,}7 \cdot 58 = 128{,}2 \text{ КПа};$$

при $H = 10$

$$P_{\text{п}} = 1{,}3 \cdot 1{,}7 \left\{ 23 \cdot 4 \frac{0{,}75}{0{,}76 - 1} \left[1 - \left(\frac{4}{4 + 10 \cdot 0{,}75} \right)^{-0{,}24} \right] + 26{,}0 \right\} =$$
$$= 243 \text{ кПа}.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

Установление степени воздействия на шахтный ствол очистных работ для условий пластовых месторождений на основе построения интеграционной сетки

Определение коэффициента воздействия на ствол очистных работ производится с помощью интеграционной сетки.

Для построения интеграционной сетки определяем полуоси расчетного целика по формулам:

$$L_0 = H \operatorname{ctg} \delta_0; \quad (1)$$

$$L'_{\text{он}} = L'_{\text{ов}} = L_0 \cos^2 \alpha, \quad (2)$$

где L_0 — расстояние от ствола до границы расчетного целика по простиранию, м;

$L'_{\text{он}}(L'_{\text{ов}})$ — расстояние от ствола до границы расчетного целика по падению (восстанию), м;

H — глубина ствола в точке пересечения с пластом, м;

δ_0 — граничный угол или угол сдвижения на разрезе по простиранию, град;

α — угол падения пород, град.

ПРИМЕР РАСЧЕТА

В месте пересечения пласта

Проектируемый в Донбассе ствол на глубине 750 м пересекает угольный пласт мощностью 1,5 м. Угол падения пород 30°. Ствол предполагается охранять предохранительным целиком (по Правилам охраны), который за 2 года до начала проходки будет частично (на 50 %) отработан соседней шахтой (рисунок. Граничный угол 75°.

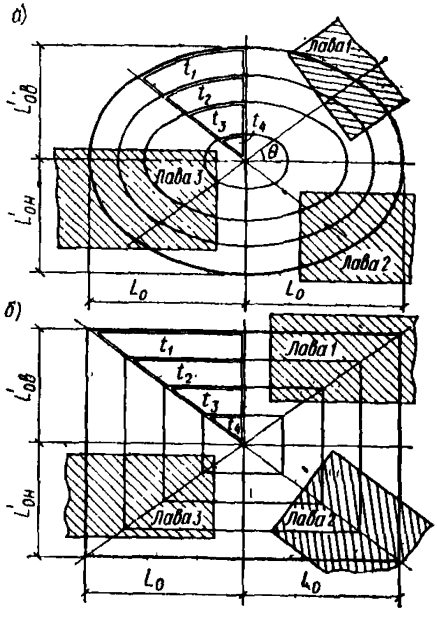
Требуется установить степень воздействия очистных работ.

Решение. Для рассматриваемого случая определяются величины L_0 и $L'_{\text{он}}$ по формулам (1) и (2) настоящего приложения:

$$L_0 = 750 \cdot 0{,}268 = 201 \text{ м};$$

Рисунок
Интеграционные сетки для расчета коэффициента влияния очистных работ

а — эллиптическая сетка; *б* — прямоугольная сетка; t_1, t_2, t_3, t_4 — элементарные коэффициенты влияния в соответствующих зонах интеграционной сетки



$$L'_{он} = L'_{ов} = 201 \cdot 0{,}75 = 150 \text{ м}.$$

На кальке строится расчетный целик в форме эллипса (рис. *а*) или прямоугольника (рис. *б*), который затем разбивается на 4 зоны и 8 секторов, как показано на рисунке.

Угол θ определяется из выражения

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{L'_{он(ов)}}{L_0} = 37°.$$

В результате построения получаются 32 ячейки, которым в каждой зоне (по 8 ячеек) соответствуют свои постоянные элементарные величины степени влияния (см. рисунок), найденные экспериментально-аналитическим путем и численно равные: t_1=0,015; t_2=0,024; t_3=0,060; t_4=0,151.

Совмещая сетку на плане горных работ с центром ствола (для двух вариантов расположения очистных работ в целике — *а* и *б*), подсчитывается общая величина степени влияния T как сумма произведений числа ячеек сетки n_j, попавших на горные работы, на соответствующие элементарные величины степени влияния ячеек t_i: $T = \Sigma t_i n_j$.

По варианту *а* в результате расчета в точке пересечения пласта имеем:

$$T = 7t_1 + 7t_2 + 4t_3 + 2t_4 = 0{,}815;$$

по варианту *б*:

$$T = 6t_1 + 6t_2 + 6t_3 + 2t_4 = 0{,}896.$$

Следует иметь в виду, что поскольку ячейки могут накладываться неполностью, возможно получение несколько завышенных значений величин.

Таким образом, для варианта *а*

$$k_ц = 1 + T = 1{,}815;$$

для варианта *б*

$$k_ц = 1{,}896.$$

В почве и кровле пласта

Размеры зоны влияния очистных работ (опорного давления) в почве и кровле пласта определяются на разрезе по простиранию, как

$$L_{\text{п}} = L_{\text{к}} = L_0 T. \qquad (3)$$

Коэффициенты воздействия на стволе в почве и кровле вдоль вертикальной линии определяются по формуле

$$k_{\text{ц}} = 1 + T_z, \qquad (4)$$

где

$$T_z = Tf\left(\frac{z}{L_{\text{п(к)}}}\right);$$

z — абсолютное значение расстояния по вертикали от разрабатываемого пласта до рассматриваемого сечения в кровле (почве) пласта;

$f\left(\frac{z}{L_{\text{п(к)}}}\right)$ — значения функций, определяемые по таблице:

$z/L_{\text{п (к)}}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$f\left(\frac{z}{L_{\text{п (к)}}}\right)$	1	0,85	0,6	0,45	0,35	0,27	0,2	0,15	0,1	0,05	0

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

Рекомендации по расчету нормативных давлений на крепь шахтного ствола в породах IV категории устойчивости

1. Для пород IV категории устойчивости непременным является учет реологических параметров горных пород. Механизм взаимодействия системы «крепь — порода» может быть при этом охарактеризован с помощью обобщенного коэффициента (именуемого критериальным) R_s^0.

2. Нормативное давление $P^{\text{н}}$, КПа, на крепь протяженного участка ствола в породах IV категории устойчивости определяется по формуле

$$P^{\text{н}} = R_s^0 \alpha_{\text{р}} (1 + \mu) \lambda g \rho H_{\text{р}} \frac{\varepsilon_{\text{п}}}{\varepsilon_{\text{но}}}, \qquad (1)$$

где R_s^0 — обобщенный коэффициент, имеющий в зависимости от схемы проходки выработки, значения:

$R_s^0 = 0{,}012$ — при последовательной и параллельной схемах проходки;

$R_s^0 = 0{,}014$ — при совмещенной схеме проходки;

$H_{\text{р}}$ — расчетная глубина рассматриваемого участка выработки, устанавливаемая согласно п. 2.36 (2.14) Руководства;

α_p — параметр, характеризующий линейную ползучесть пород, определяемый из выражения:

$$\alpha_p = \frac{1}{1 - \frac{\chi}{\beta}}, \qquad (2)$$

где $\frac{\chi}{\beta}$ — реологический показатель ползучести породы, устанавливаемый экспериментально по методике ИГТМ АН УССР[1], а при отсутствии экспериментальных данных — принимаемый по табл. 6 прил. 2 Руководства;

μ — коэффициент Пуассона породы, принимаемый согласно табл. 4 прил. 2;

ρ — средняя объемная плотность породы, т/м³, принимается согласно табл. 1 прил. 2;

g — ускорение силы тяжести, м/с²;

λ — коэффициент бокового распора породы, определяемый экспериментально, а при отсутствии экспериментальных данных — согласно п. 7 прил. 2;

$\varepsilon_{ко}$ и $\varepsilon_п$ — предельные деформации крепи и породы.

3. Обобщенная предельная деформация крепи $\varepsilon_{к.о}$ шахтного ствола определяется по формуле

$$\varepsilon_{ко} = \frac{U_0^*}{r_0} + \varepsilon_к, \qquad (3)$$

где U_0^* — радиальные смещения породных стенок незакрепленного ствола, с учетом влияния забоя, определяемые из выражения

$$U_0^* = U_0 f_з;$$

где U_0 — начальные смещения (не превышающие величин $0{,}01\, r_1$) в сечении, удаленном от забоя на расстояния $l \geqslant 4 r_1$ (r_1 — радиус ствола вчерне), определяемые по графикам рис. 1 настоящего приложения;

$f_з$ — значения корректирующей функции, учитывающей влияние забоя на смещения стенок ствола, определяемые по графику рис. 2 настоящего приложения;

r_0 — радиус ствола в свету, м;

$\varepsilon_к$ предельная длительная деформация крепи, определяемая экспериментально.

При отсутствии данных испытаний предельная деформация $\varepsilon_к$ принимается как предельная деформация материала крепи. Для бетона и железобетона предельная деформация $\varepsilon_к = \varepsilon_б = 6 \cdot 10^{-3}$

Предельную относительную деформацию горной породы $\varepsilon_п$, при одноосном сжатии образцов определяют экспериментально.

---

[1] **Усаченко В. М.** Свойства пород и устойчивость горных выработок. Киев, Наукова Думка, 1979, с. 26—77.

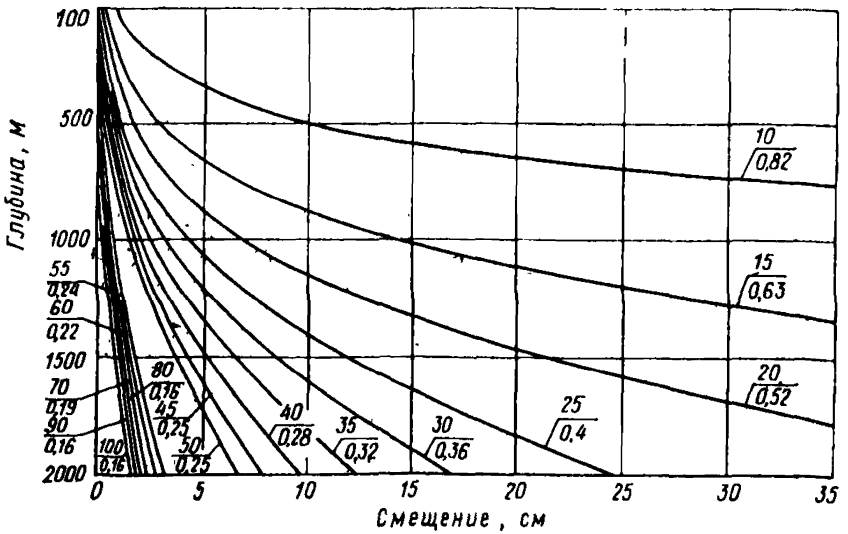


Рис. 1. График зависимости смещений породных стенок от глубины

в числителе — прочность пород на сжатие R_c, МПа; в знаменателе — реологический показатель χ/β

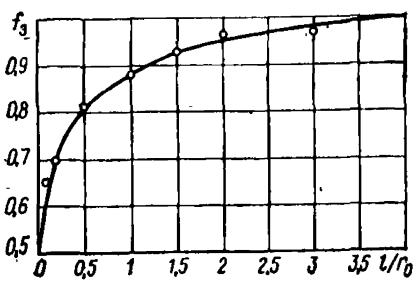


Рис. 2. График зависимости корректирующей функции f_3 от расстояния сечения крепи до забоя ствола

4. Расчетное горизонтальное (радиальное) давление пород на крепь, с учетом пп. 2 и 3 данного приложения, подсчитывается по формуле [9(9)] п. 3.41 (3.29) настоящих норм, но не менее, чем при $C=10$ по формуле [11(11)]. Пример расчета представлен в прил. 10 Руководства.

5. При использовании других методик, базирующих нормативную нагрузку $P^н$ на средних значениях нагрузок, необходимо корректировать коэффициент $n_н$, начиная с величины средней нагрузки $P^н$, равной 80 кПа, по формуле

$$n_н^р = 1 + \frac{1 + 0{,}1\,(r_0 - 3)\,(n_н - 1)}{1 + 0{,}1\,(r_0 - 3) + \dfrac{P^н - 80}{80}}.$$

Рекомендации по расчету давления подземных вод на крепь шахтного ствола

1. При толщине тампонажной завесы до 2 м в формуле [16 (16)] настоящих норм принимается $P_г=0$ при отношении

$$\frac{k_ф^{кр}}{k_ф^{т}} > 100.$$

2. В случае если величина заходки по креплению отличается от 4 м и марка бетона для крепи принята более М200, а также изменена толщина контактного слоя, в отличие от 0,1 м, коэффициент фильтрации бетонной крепи определяется по формуле

$$k_ф^{кр} = 30\,\frac{k_б^{\lambda} h_з + k_{mb}^{\lambda}\,\delta_{mb}}{h_з + \delta_{mb}}, \qquad (1)$$

где $k_б^{\lambda}$ — коэффициент фильтрации бетона при стандартных испытаниях, м/сут;

k_{mb}^{λ} — коэффициент фильтрации литого бетонного шва между заходками при стандартных испытаниях, м/сут;

δ_{mb} — толщина шва, мм.

3. Для учета фильтрации воды через двухслойную систему «порода — бетон» коэффициент a пьезопроводности (или уровнепроводности) в напорных водах рекомендуется определять по формуле

$$a = \frac{k}{\gamma_в\left(n\frac{1}{E_в} + \frac{1}{E}\right)}, \qquad (2)$$

где k — минимальный коэффициент фильтрации породы или бетона, м/сут;

n — относительная пористость породы или бетона, у которых наименьший коэффициент фильтрации $n=0{,}2$;

E — модуль упругости породы или бетона, у которых наименьший коэффициент фильтрации, н/м²;

$E_в$ — упругоемкость воды: $E_в=2{,}1\cdot10^4$ кН/м²;

$\gamma_в$ — удельный вес воды: $\gamma_в=10$ кН/м³.

4. Давление подземных вод $P_г$, кПа, на крепь вертикальной выработки в коренных породах без их тампонажа при спаренном расположении стволов следует определять по формуле

$$P_г = 10nH_e\left(1 - \frac{1}{1 + \dfrac{k_ф^{п}\lg\dfrac{r_1}{r_0}}{2k_ф^{кр}\lg\dfrac{R(t)}{\sqrt{r_1(a-r_1)}}}}\right) \qquad (3)$$

где $H_в$, $k_ф^п$, $k_ф^{пр}$, $R(t)$, r_1, r_0, n — см. формулу [15 (15)];
a — расстояние по осям между стволами.

Пример.

$$H_в = 450; \quad n = 1{,}1; \quad k_ф^п = 16{,}10^{-4} \text{ м/сут};$$

$$k_ф^{кр} = 1{,}10^{-3} \text{ м/сут}; \quad R(t) = 500 \text{ м}, \quad r_1 = 3{,}5 \text{ м};$$

$$r_0 = 3 \text{ м}; \quad a = 80 \text{ м}.$$

Найти $P_г$ в точке на радиусе r_1.

Решение. По формуле (3) определяем

$$P_г = 10 \cdot 1{,}1 \cdot 450 \left(1 - \frac{1}{1 + \dfrac{16 \cdot 10^{-4} \lg \dfrac{3{,}5}{3{,}0}}{2 \cdot 1 \cdot 10^{-3} \lg \dfrac{500}{\sqrt{3{,}5\,(80 - 3{,}5)}}}}\right) =$$

$$= 172{,}3 \text{ кПа}.$$

5. При неизвестном r_1 — внешний радиус крепи — толщину бетонной крепи в случае действия гидростатического и горного давления можно определить из сравнения несущей способности такой крепи с действующими нагрузками. В первом приближении толщину крепи следует принять равной 0,5 м.

Пример. Для ствола диаметром 6 м определить необходимую толщину крепи из монолитного бетона марки М200, если: $p^н = 200$ кПа, полный гидростатический напор $H_в = 450$ м; радиус депрессионной воронки $R(t) = 500$ м; $R_{пр} = 9000$ кПа; $k_ф^{кр} = 10^{-3}$ м/сут; $k_ф^п = 16 \cdot 10^{-4}$ м/сут.

Решение: 1) по формуле [18 (18)] настоящих норм находим несущую способность P бетонной крепи толщиной 0,5 м. Принимаем, в соответствии с главой СНиП II-21-75, $m_{б_1} = 0{,}85$; $m_{б_2} = 1$; $m_{б_7} = 0{,}85$; а исходя из настоящего Руководства $m_у = 1{,}25$, $k_р = 1$:

$$P = \frac{0{,}85 \cdot 1 \cdot 0{,}85 \cdot 9000 \left[1 - \left(\dfrac{1}{\dfrac{0{,}5}{1{,}25 \cdot 3} + 1}\right)^2\right]}{2 \cdot 1} = 720 \text{ кПа};$$

2) определяем сниженное гидростатическое давление $P_г$ по формуле [15(15)] настоящих норм:

$$P_г = \frac{1{,}1 \cdot 450 \cdot 1 \cdot 10}{1 + \dfrac{1 \cdot 10^{-3}}{16 \cdot 10^{-4}} \cdot \dfrac{\lg \dfrac{500}{3{,}5}}{\lg \dfrac{3{,}5}{3}}} = 234{,}7 \text{ кПа} \cong 235 \text{ кПа};$$

3) для определения величины давления со стороны породного скелета находим коэффициент $n_{\text{н}}^{\text{г}}$ по формуле [17 (17)]:

$$n_{\text{н}}^{\text{г}} = 1 + \frac{[1 + 0{,}1\,(3-3)]\,(2{,}5-1)}{1 + 0{,}1\,(3-3) + \dfrac{235}{200}} = 1{,}69.$$

Тогда: $P = 1{,}3 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}69 \cdot 200 = 351{,}5$ кПа$\cong$352 кПа;

4) сравнение несущей способности крепи с суммарной нагрузкой показывает, что

$$P = 720 > (P_{\text{г}} + P_{\text{п}}) = 235 + 352 = 587 \text{ кПа};$$

5) уменьшаем толщину крепи до 0,4 м. Исходя из этой толщины производим те же операции по определению P, $P_{\text{г}}$, $P_{\text{п}}$:

$$P = \frac{0{,}85 \cdot 1 \cdot 0{,}85 \cdot 9000\left[1 - \left(\dfrac{1}{\dfrac{4}{1{,}25 \cdot 3} + 1}\right)^2\right]}{2 \cdot 1} = 597 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{г}} = \frac{1{,}1 \cdot 450 \cdot 1 \cdot 10}{1 + \dfrac{1 \cdot 10^{-3}}{16 \cdot 10^{-4}} \cdot \dfrac{\lg \dfrac{500}{3{,}4}}{\lg \dfrac{3{,}4}{3}}} = 191 \text{ кПа};$$

$$n_{\text{н}}^{\text{г}} = 1 + \frac{[1 + 0{,}1\,(3-3)]\,(2{,}5-1)}{1 + 0{,}1\,(3-3) + \dfrac{191}{200}} = 1{,}76;$$

$$P_{\text{п}} = 1{,}3 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}76 \cdot 200 = 366 \text{ кПа}.$$

Сравниваем:

$$597 > 191 + 366 = 557 \text{ кПа}.$$

Несущая способность крепи выше действующих нагрузок на 6,7 % $\left(\dfrac{597-557}{597}\,100\%\right)$.

Учитывая большое количество коэффициентов, отражающих взаимодействие крепи и породы, неравномерность нагрузок, качество материалов, условия работы крепи, возможные перегрузки, допускать такое превышение несущей способности над нагрузками нельзя (больше 5 % неэкономично).

Принимаем толщину крепи $\delta = 0{,}35$ м.

Тогда:

$$P = \frac{0{,}85 \cdot 1 \cdot 0{,}85 \cdot 9000\left[1 - \left(\dfrac{1}{\dfrac{0{,}35}{1{,}25 \cdot 3} + 1}\right)^2\right]}{2 \cdot 1} = 520 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{г}} = \frac{1{,}1 \cdot 450 \cdot 1{,}10}{1 + \dfrac{1 \cdot 10^{-3}}{16 \cdot 10^{-4}} \dfrac{\lg \dfrac{500}{3{,}35}}{\lg \dfrac{3{,}35}{3}}} = 165 \text{ кПа};$$

$$n_{\text{н}}^{\text{г}} = 1 + \frac{[1 + 0{,}1\,(3-3)]\,(2{,}5-1)}{1 + 0{,}1\,(3-3) + \dfrac{165}{200}} = 1{,}82;$$

$$P_{\text{п}} = 1{,}3 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}82 \cdot 200 = 379 \text{ кПа}.$$

Сравниваем: $520 < 379 + 165 = 544$.

Такое неравенство вполне допустимо, так как превышение нагрузок над несущей способностью составляет всего 4,4 % $\left(\dfrac{544-520}{544}\,100\right)$ и не превышает 5 %. Окончательно принимаем толщину бетонной крепи равной 350 мм.

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

Примеры расчетов проявлений горного давления в вертикальных выработках и определение параметров их крепи

Исходные данные. Проектная глубина шахтного ствола 1100 м, диаметр в свету 8 м; ствол охраняется по Правилам охраны. Предусматривается последовательная схема проходки.

Ствол пересекает пологозалегающую (15°) слаботрещиноватую толщу пород со следующими характеристиками:

до глубины 300 м залегают аргиллиты, сопротивление сжатию которых отличается в пределах ±15 %; $k_{\text{с}} = 0{,}8$; $R = 340$ кгс/см² = = 34 МПа;

на глубине 300 м расположен угольный пласт $m = 0{,}8$ м ($R = 270$ кгс/см²) и далее по глубине находится слоистая толща пород, состоящая преимущественно из песчанистого сланца общей мощностью 260 м, для которых $R = 600$ кгс/см² = 60 МПа;

в пределах глубин 560—850 м вскрывается мощная пачка равнозернистого песчаника, колебание сопротивления сжатию которого в пределах 10—15 %; $k_{\text{с}} = 0{,}8$; значения $R = 1000$ кгс/см² = 100 МПа. На глубине 650 и 730 м ствол встречает водоносные горизонты с напорами соответственно $He_1 = 309$ м и $He_2 = 657{,}7$ м; мощности водоносных толщ: $m_1 = 5$ м, $m_2 = 10$ м; коэффициент пьезопроводности $a = 10^4$ м²/сут; $t = 11$ сут; $R(t) = 500$ м. Коэффициенты фильтрации:

$$k_{\Phi_1}^{\text{п}} = 4{,}2 \cdot 10^{-4} \text{ м/сут}; \qquad k_{\Phi_2}^{\text{п}} = 79 \cdot 10^{-4} \text{ м/сут};$$

$$\varepsilon = 0{,}15; \quad \gamma_{\text{в}} = 10 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{\text{п}} = 21{,}3 \text{ кН/м}^3;$$

ниже 850 м расположена толща пород следующего состава:

Сланцы	Мощность, м	Средние значения R, МПа
Глинистый	50	37
Песчаный	100	39

На глубине 980 м в толще песчаника залегает глинистый сланец мощностью 1 м, имеющий следующие характеристики: сопротивление сжатию $R=40$ МПа; расстояние между трещинами — менее 0,1 м; $k_c=0{,}2$; коэффициент Пуассона $\mu=0{,}3$; коэффициент бокового распора $\lambda_0=0{,}25$; объемная (средняя) плотность слоя $\gamma_п=2600$ кг/м^3.

С глубины 1100 м залегает толща известняка мощностью 180 м со средним сопротивлением сжатию $R=96$ МПа; $k_c=0{,}8$. Требуется рассчитать нагрузки на крепь ствола по глубине и соответствующие толщины крепи.

Решение. Согласно анализу геологической, гидрогеологической и горнотехнической обстановки, проектируемый шахтный ствол не испытывает воздействия очистных работ. Согласно п. 3.2 настоящего Руководства, ствол считается расположенным вне зоны вредного воздействия работ и расчеты ожидаемых деформаций не производятся.

По формуле [7(7)] Руководства осуществляется расчет устойчивости обнажений пород по глубине ствола для отдельных участков и на этой основе по величинам нагрузки на крепь устанавливаются толщины крепи.

Согласно формуле [2 (2)],

$$R_c = 340 \cdot 0{,}8 = 272 \text{ кгс/см}^2 = 27{,}2 \text{ МПа};$$

1. $H_р=300$ м

Входящие в формулу [7 (7)] коэффициенты имеют для данного участка следующие значения: $k_г=1$; $k_{сб}=1$; $k_п=1$; $k_\alpha=0{,}885$; $k_t=1$. Тогда

$$C = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 300}{26{,}3 + 0{,}885 \cdot 27{,}2\,(5{,}25 + 0{,}0056 \cdot 0{,}885 \cdot 27{,}2)} = 1{,}92.$$

Согласно табл. 7 (2) настоящего Руководства, при $C=1{,}92$ следует, что породы на этом участке находятся в устойчивом состоянии (I категория устойчивости).

Для данного участка, согласно п. 3.35 (3.25) настоящих норм, крепь ствола назначается без расчета из монолитного бетона в соответствии с табл. 8 (3), $\delta_к=200$ мм.

2. $H_р=650$ м

Расчеты показывают, что так же, как и для глубин до 300 м, на данном участке породы находятся в устойчивом состоянии, толщина крепи, согласно табл. 8 (3), из монолитного бетона для этих условий $\delta_к=250$ мм.

3. $H_р=655$ м

Прежде всего для участка водоносного горизонта определяется

$$P_в = 309 \cdot 10 = 3090 \text{ кН/м}^2;$$

$$R_c = 1000 \cdot 0{,}8 = 800 \text{ кгс/см}^2 = 80 \text{ МПа},$$

а по формуле [8 (8)] настоящих норм подсчитывается коэффициент $k_г$ (при $h_1=655$ м и $h_2=5$ м):

$$k_г=\frac{(25\cdot 655-3090)+(21{,}3-10)\dfrac{5}{1{,}15}}{25\cdot 655}=0{,}814.$$

Далее рассчитывается величина C:

$$C=\frac{0{,}814\cdot 1\cdot 1\cdot 1\cdot 655}{26{,}3+0{,}885\cdot 80\,(5{,}25+0{,}0056\cdot 0{,}885\cdot 80)}=1{,}25.$$

По формуле [10 (10)] настоящих норм устанавливается

$$P_г^н=10\,(2\cdot 1{,}25-1)+0=15\ \text{кПа}.$$

Так как $\dfrac{k_ф^п}{k_ф^{кр}}=\dfrac{4{,}2\cdot 10^{-4}}{15{,}8\cdot 10^{-4}}=0{,}3$, что менее 4, то в формуле [(16)] $P_г=0$.

Следовательно, $n_н^г=n_н$, а по табл. 11 (6) настоящих норм $n_н=2{,}5$, поэтому по формуле [9 (9)] $P=1{,}3\cdot 0{,}8\cdot 2{,}5\cdot 15\cdot 1{,}1=42{,}9$ кПа.

Расчетная толщина крепи из монолитного бетона марки М200 определяется по формуле [18 (18)]. Она равна

$$\delta_к=1{,}25\cdot 4\left(\sqrt{\frac{0{,}85\cdot 0{,}85\cdot 1\cdot 9000}{0{,}85\cdot 0{,}85\cdot 1\cdot 9000-2\cdot 1\cdot 42{,}9}}-1\right)=0{,}03\ \text{м}.$$

Она должна быть не менее величин, указанных в табл. 8 (3), поэтому $\delta_к=250$ мм. Производится проверка остаточного водопритока в ствол в результате возможной фильтрации воды через бетонную крепь согласно формулам [36 (22)] и [35 (21)]:

$$W=\frac{2{,}7\cdot 309}{\dfrac{1}{0{,}00158}\lg\dfrac{4{,}25}{4{,}05}+\dfrac{1}{0{,}00042}\lg\dfrac{500}{4{,}25}}=0{,}2\ \text{м}^3/\text{сут},$$

$Q_{ост}=0{,}2\cdot 5=1$ м³/сут, что не превышает допустимого водопритока в ствол.

4. $H_р=730$ м

Породы на данном участке находятся в устойчивом состоянии, толщина крепи ствола из монолитного бетона принимается без расчета, согласно табл. 8 (3), и равна $\delta_к=250$ мм.

5. $H_р=740$ м

Так как $\dfrac{k_ф^п}{k_ф^{кр}}=\dfrac{79\cdot 10^{-4}}{15{,}8\cdot 10^{-4}}=5$, то, согласно п. 3.46 (3.33), необходим расчет $P_г$ по формуле [15(15)]

$$P_г=\frac{1{,}1\cdot 657{,}7\cdot 10}{1+0{,}2\left(\dfrac{\lg\dfrac{500}{4{,}25}}{\lg\dfrac{4{,}25}{4}}\right)}=433\ \text{кПа}.$$

Определяется $P^{н}$ по формуле [10 (10)]

$$p^{н} = 13 \text{ кПа}.$$

По формуле [9 (9)] определяется $P_{п}$ с учетом $n_{п}^{г} = 1,04$ (подсчитанный по формуле [17 (17)]

$$P_{п} = 1,3 \cdot 0,8 \cdot 1,04 \cdot 13 \cdot 1,1 = 15,5 \text{ кПа}.$$

Общее давление $P = P_{п} + P_{т} = 448,5$ кПа.

Толщина бетонной крепи марки М200 по формуле [18 (18)] равна

$$\delta_{к} = 1,25 \cdot 4 \left(\sqrt{\frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 9000 \cdot 1}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 9000 \cdot 1 - 2 \cdot 1 \cdot 448,5}} - 1 \right) = 0,38 \text{ м}.$$

Принимается $\delta_{к} = 400$ мм.

6. $H_{р} = 850$ м

Аналогично расчету п. 5 толщина крепи $\delta_{к} = 400$ м. При технологическом обосновании она может быть уменьшена до значения $\delta_{к} = 250$ мм за счет повышения марки бетона.

7. Расчет параметров крепи ствола для глубины $H_{р} = 980$ м производится отдельно. На данном участке $R_{с} = 40 \cdot 0,2 = 8$ МПа.

Определяется критерий C

$$C = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 980}{26,3 + 8 (5,25 + 0,0056 \cdot 8)} = 14.$$

Следовательно, породы на данном участке относятся к IV категории устойчивости и нормативное давление определяется согласно прил. 8.

Для рассматриваемых условий

$$R_{s}^{0} = 0,012; \quad \alpha_{р} = 1,4; \quad \lambda = 0,61;$$

$\tilde{\varepsilon}_{п} = 7,1 \cdot 10^{-3}$ для значений $\frac{l}{r_{0}} = \frac{3}{4} = 0,75$; $f = 0,85$ (согласно прил. 8).

Величина $U_{0}^{*} = U_{0} f_{3} = 1,7 \cdot 0,85 = 1,45$, где $U_{0} = 1,7$ см, по графикам рис. 1 прил. 8

$$\varepsilon_{ко} = \frac{U_{0}^{*}}{r_{0}} + \varepsilon_{к} = \frac{1,45}{400} + 6 \cdot 10^{-3} = 9,61 \cdot 10^{-3}.$$

Нормативное давление $P^{н}$ для пород IV категории устойчивости будет равным

$$P^{н} = 0,012 \cdot 1,4 (1 + 0,3) 0,61 (9,8 \cdot 2600 \cdot 980) \frac{7,1 \cdot 10^{-3}}{9,6 \cdot 10^{-3}} = 246 \text{ кПа}.$$

Расчетное давление, согласно формуле [9 (9)], равно

$$P = 1,3 \cdot 0,8 \cdot 2,5 \cdot 246 [1 + 0,1 (4 - 3)] = 704 \text{ кПа}.$$

Толщина бетонной крепи из марки М200 равна

$$\delta_{к} = 1,25 \cdot 4 \left(\sqrt{\frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 9000}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 9000 - 2 \cdot 704}} - 1 \right) = 0,65 \text{ м}.$$

Следует принять марку бетона М300 и тогда толщина крепи будет равна

$$\delta_к = 1,25 \cdot 4 \left(\sqrt{\frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 135\,000}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 135\,000 - 2 \cdot 704}} - 1 \right) = 0,40 \text{ м}.$$

Таким образом, на глубине 980 м в проекте крепления ствола надлежит предусмотреть участок с усиленной крепью толщиной 400 мм.

8. $H_р = 1100$ м

На данном участке $R_с = 38 \cdot 0,8 = 30,4$ МПа.

Величина

$$C = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1100}{26,3 + 0,885 \cdot 30,4\,(5,25 + 0,0056 \cdot 0,885 \cdot 30,4)} = 6,4.$$

Породы относятся к III категории устойчивости [табл. 7 (2)]. Осуществляется расчет

$$P^н = 10\,(3C - 7) = 10\,(3 \cdot 6,4 - 7) = 122 \text{ кПа};$$

$$P = P_п = 1,3 \cdot 0,8 \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot 122 = 349,5 \text{ кПа};$$

$$\delta_к = 1,25 \cdot 4 \left(\sqrt{\frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 9000}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 9000 - 2 \cdot 1 \cdot 349}} - 1 \right) = 0,29 \text{ м}.$$

Для участка ствола с 850—1100 м принимается крепь толщиной $\delta_к = 300$ мм.

Проектом предусмотрено, что на глубине 1100 м в известняках закладывается сопряжение с околоствольными выработками. Схема для расчета крепи в районе сопряжения ($z = 0 \div 20$ м) приводится на рисунке настоящего приложения.

На данном участке

$$R_с = 96 \cdot 0,8 = 76,8 \text{ МПа};$$

$$C = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1100}{16,3 + 0,885 + 76,8\,(5,25 + 0,0056 \cdot 0,885 \cdot 76,8)} = 2,68.$$

Породы относятся к I категории устойчивости, следовательно, допускается применение набрызгбетонной крепи. Согласно п. 3.36 (3.26), $P^н_с$ определяется по формуле [13 (13)]:

$$P^н_с = 10\,(2 \cdot 2,68 - 1) = 43,6 \text{ кПа}.$$

При $z = 20$ $P^н_с = P^н = 43,6$ кПа. $P_п$ рассчитывается по формуле [9(9)]

$P_п = 1,3 \cdot 0,8 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 43,6 = 124,7$ кПа.

При $z = 0$

$$P^н_с = 43,6\,(1,5 - 0) = 65,4 \text{ кПа};$$

$$P = 1,3 \cdot 0,8\,[2,5 + (20 - 0)\,0,025]\,1,1 \cdot 65,4 = 224,5 \text{ кПа}.$$

Толщина крепи по формуле [18 (18)] равна:

для z=20

$$\delta_к = 1{,}25 \cdot 4 \left(\sqrt{\frac{0{,}85 \cdot 0{,}85 \cdot 9000}{0{,}85 \cdot 0{,}85 \cdot 9000 - 2 \cdot 1 \cdot 124{,}7}} - 1 \right) - 0{,}05 = 0{,}045 = 45 \text{ мм};$$

для z=0

$$\delta_к = 1{,}25 \cdot 4 \left(\sqrt{\frac{0{,}85 \cdot 0{,}85 \cdot 9000}{0{,}85 \cdot 0{,}85 \cdot 9000 - 2\,(2 - 0{,}05 \cdot 0)\,224{,}5}} - 1 \right) - 0{,}05 = 0{,}34 = 340 \text{ мм}.$$

Максимальные расчетные значения $\delta_к$ оказались более 200 мм. В связи с этим, согласно п. 3.36 (3.26), рекомендуется применить комбинированную крепь с толщиной набрызгбетона 200 мм и соответствующими указанными в п. 3.36 (3.26) анкерами.

9. В случаях, если ранее велись или планируются очистные работы в пределах предохранительного целика по угольному пласту на глубине 300 м, производится расчет ожидаемых сдвижений и деформаций околоствольного массива (с целью расчета конструктивных мер защиты ствола) в соответствии с прил. 5.

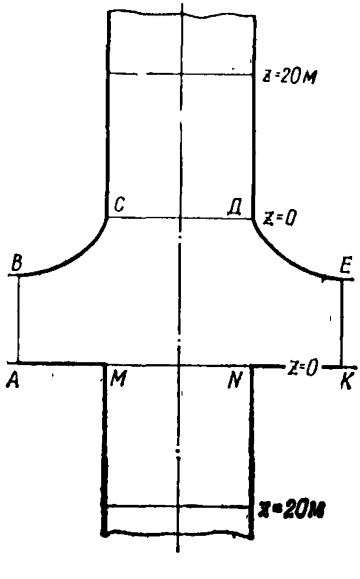


Схема района сопряжения ствола ($z=0 \div 20$ м вверх и $z=0 \div 20$ м вниз) и узла сопряжения (*АВСДЕКNМ*)

Степень влияния очистных работ на напряженное состояние (в нагрузках на крепь) околоствольного массива в зоне опорного давления учитывается через приведенную глубину, определяемую по прил. 7.

ПРИЛОЖЕНИЕ 11

Рекомендации по выбору расположения и охране горизонтальных и наклонных выработок

1. При охране выработок целиками их ширину l по собственному и надрабатывающему пластам или залежам (для углов падения до 45°) при креплении выработок жесткой крепью рекомендуется принимать по табл. 1 настоящего приложения. Данные табл. 1

корректируются умножением на коэффициент 0,8 при легкообрушаемых кровлях и 1,2 при труднообрушаемых кровлях.

Таблица 1

Расчетное сопротивление пород сжатию на контуре сечения выработки R_C, МПа	Ширина целиков при расчетной глубине расположения выработки, м								
	до 200	300	400	500	600	800	1000	1200	1500
До 20	70	85	100	110	120	135	150	160	180
» 30	50	65	80	90	100	110	120	130	140
» 40	45	50	65	75	85	95	100	105	110
» 50	40	45	50	60	70	80	85	90	95
» 60	35	40	45	50	60	70	75	80	85
80	30	35	40	45	50	55	60	65	70
100	25	30	30	35	35	40	40	45	50
120	20	25	25	30	30	35	35	40	45
Более 120	15	15	15	20	20	25	25	30	35

При креплении выработок трехзвенной податливой крепью ширина целиков может быть уменьшена на 25 %, а при креплении пятизвенной податливой крепью — на 35 % по сравнению с целиками, рекомендованными в табл. 1.

Во всех случаях ширина целиков откладывается в сторону очистных работ от нормали к напластованию, проведенной через выработку (рис. 1).

При залегании пластов или залежей свыше 45° размеры целиков по надрабатывающему и собственному пласту или залежи как при креплении податливой, так и жесткой крепью уменьшаются на 30 % по сравнению с целиками при углах падения α менее 45°.

Размеры целиков для охраны подрабатываемых выработок определяются построением их по углам сдвижения в соответствии с действующими Правилами охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния горных разработок. За границу охраняемой площади принимается контур охранного целика по собственному пласту или залежи.

Целики, оставленные для охраны выработок, при их погашении должны быть отработаны.

2. Целики для охраны капитальных выработок, закрепленных податливыми крепями, не оставляются при их расположении:

ниже разрабатываемого пласта или залежи (при надработке) — на расстояниях, более приведенных в табл. 2 для осадочных пород, и в табл. 3 — для изверженных пород. Данные табл. 3 корректируются умножением на коэффициент влияния мощности рудной залежи k_m, определяемый по графику рис. 2, *а*, где m — мощность отрабатываемой залежи;

выше разрабатываемого пласта или залежи (при подработке) на расстояниях по нормали, более приведенных в табл. 4 для осадочных пород, и в табл. 5 — для изверженных пород. Данные табл. 5

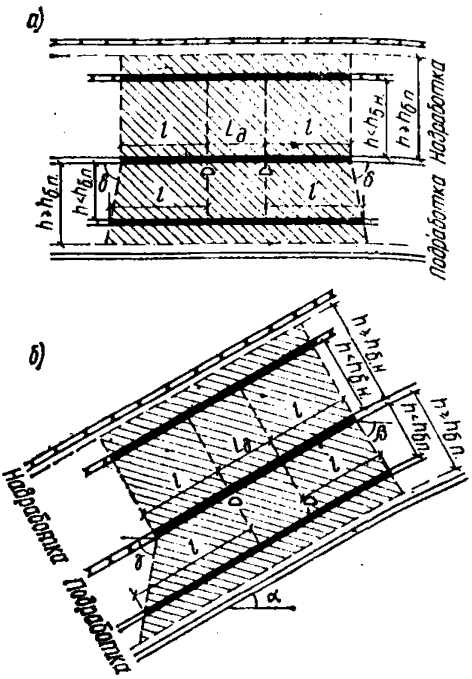


Рис. 1. Схема построения охранных целиков

а — разрез по простиранию; *б* — разрез вкрест простирания; $L_д$ — допустимое расстояние между выработками; *l* — ширина угольного целика; α — угол падения пластов; *h* — мощность пород междупластья.

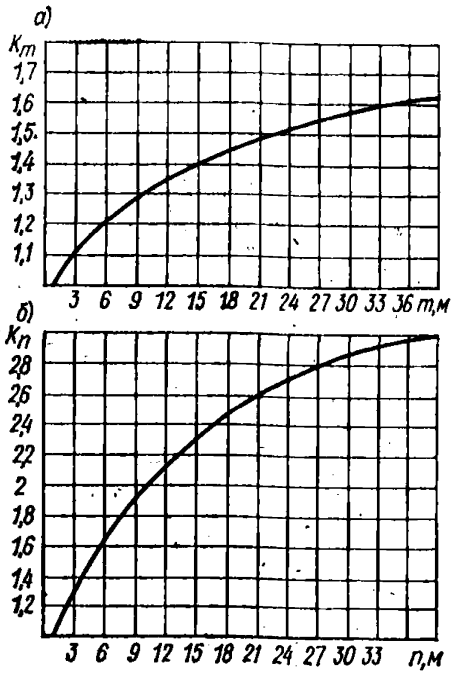


Рис. 2. Графика для определения коэффициентов k_m (*а*) и k_n (*б*)

Таблица 2

Зоны влияния надработки в осадочных породах

Расчетная глубина расположения выработки $H_р$, м	Расстояние между пластом и надрабатываемой выработкой $h_{б.н.}$, м, в зависимости от расчетного сопротивления пород сжатию на контуре сечения выработки $R_с$, МПа								
	до 20	30	40	50	60	80	100	120	более 120
До 200	60	45	30	20	15	10	10	10	10
300	80	65	50	40	30	10	10	10	10
400	90	75	60	50	45	20	10	10	10
500	100	85	70	60	55	30	20	20	10
600	110	95	80	70	60	35	30	20	10
800	120	105	90	80	70	50	45	30	20
1000	130	115	105	90	80	60	55	40	30
1200	140	125	115	100	90	70	65	50	40
1500	160	145	135	120	110	90	80	60	50

Таблица 3

Зоны влияния надработки в изверженных породах

Расчетная глубина расположения выработки $H_р$, м	Расстояние между рудной залежью и надрабатываемой выработки $h_{б.н.}$, м, в зависимости от расчетного сопротивления пород сжатию на контуре сечения выработки $R_с$, МПа								
	до 20	30	40	50	60	90	120	140	более 150
До 200	40	35	25	20	—	—	—	—	—
400	50	40	35	30	25	—	—	—	—
600	60	55	50	45	40	35	30	—	—
800	70	60	55	50	45	40	35	30	—
1000	90	80	75	70	60	50	45	40	35
1200	95	85	80	75	65	55	50	45	40
1500	100	95	90	85	75	65	60	50	45

корректируются умножением на коэффициент влияния эффективной мощности рудной залежи $k_п$, где n — эффективная мощность отрабатываемой рудной залежи, определяемая при системах разработки с полным обрушением как мощность отработанной залежи, а при системах с закладкой очистного пространства — как мощность отработанной залежи, умноженная на коэффициент усадки (рис. 2, *б*).

Целики для охраны выработок не оставляются:

а) при креплении выработок жесткой крепью и расположении их:

ниже разрабатываемого пласта на расстоянии по нормали $h_{б.п}$ более указанных в табл. 6;

Таблица 4

Зоны влияния подработки в осадочных породах

Расчетная глубина расположения выработки $H_р$, м	Расстояние между пластом и подрабатываемой выработкой $h_{б.п.}$, м, при расчетном сопротивлении пород сжатию на контуре сечения выработки $R_с$, МПа								
	до 20	30	40	50	60	80	100	120	более 120
До 200	120	100	80	65	50	30	20	20	20
300	140	120	95	80	60	35	25	20	20
400	160	140	110	90	70	40	30	20	20
500	180	160	125	100	80	45	35	30	20
600	200	180	140	110	90	50	40	35	30
800	220	200	160	130	100	60	50	45	40
1000	230	210	175	145	110	70	60	50	45
1200	240	220	185	155	120	80	70	60	50
1500	250	240	220	190	150	120	90	70	60

Примечание. Приведенные в настоящей таблице расстояния $h_{б.п}$ даны для пласта с мощностью 1 м. При мощности пласта менее 1 и равной 1,5; 2; 2,5; и 3 м указанные в таблице величины необходимо умножить на коэффициенты влияния мощности пласта k_m, которые соответственно равны 0,9; 1,1; 1,2; 1,3 и 1,4.

Таблица 5

Зоны влияния подработки в изверженных породах

Расчетная глубина расположения выработки $H_р$, м	Расстояние между рудной залежью и подрабатываемой выработкой $h_{б.п.}$, м, в зависимости от расчетного сопротивления пород сжатию на контуре сечения выработки $R_с$, МПа								
	до 20	30	40	50	60	90	120	140	более 150
До 200	120	100	80	60		—	—	—	—
400	160	140	120	100	100	—	—	—	—
600	210	190	170	150	130	100	90	—	—
800	230	210	190	170	150	120	110	90	—
1000	250	230	210	190	170	160	140	110	90
1200	280	260	240	220	190	180	160	140	110
1500	320	290	270	250	230	210	190	160	130

выше разрабатываемого пласта на расстоянии по нормали $h_{б.п}$ более 250 мощностей подрабатывающего пласта;

б) при креплении выработок податливой трехзвенной крепью и расположении их:

ниже разрабатываемого пласта на расстояниях по нормали $h_{б.п}$ более приведенных в табл. 2;

Таблица 6

Зоны влияния надработки

Расчетное сопротивление пород сжатию на контуре выработки $R_с$, МПа	Расстояние между пластом и надрабатываемой выработкой $h_{б.н.}$, м в зависимости от глубины $H_р$, м								
	до 200	300	400	500	600	800	1000	1200	1500
До 20	100	115	130	145	155	175	180	180	180
30	95	110	125	140	150	170	180	180	180
40	90	100	115	125	140	155	170	175	180
50	80	90	105	115	130	145	160	165	170
60	75	85	100	110	120	135	145	150	155
80	60	65	80	85	95	110	120	125	130
100	45	50	60	65	70	85	90	95	100
120	35	40	50	55	50	75	80	85	90

выше разрабатываемого пласта на расстояниях по нормали $h_{б.п}$, более приведенных в табл. 4.

В случае крепления выработок податливой пятизвенной крепью расстояния $h_{б.п}$ при надработке, указанные в табл. 2, следует уменьшить в 1,5 раза, а расстояния $h_{б.п}$ при подработке, указанные в табл. 4, следует уменьшить в 1,4 раза. При этом минимальное рас-

стояние надработки должно быть не менее 10 м, а подработки — 20 м.

3. Проведение выработок в подработанном массиве нужно производить после окончания активной стадии сдвижения массива пород, определяемой в соответствии с Правилами охраны.

4. При проведении выработок в надработанной толще их целесообразно располагать под выработанным пространством в разгруженной от горного давления зоне. Расстояние до выработки (в плане) от кромки массива в сторону выработанного пространства целесообразно принимать равным величине междупластья, но не менее 10 м при малых величинах междупластья и не менее 40 м при междупластьях более 40 м.

В случае если в смежном с выработанным пространством участке будут проводиться очистные работы, то удаление выработки от кромки угольного пласта должно быть не менее 40 м независимо от мощности междупластья.

Если выработанное пространство граничит с целиком угля, то выработка должна располагаться на удалении 40—50 м от границы целика (верхний предел соответствует целикам размером менее половины зоны опорного давления, определяемой по табл. 1).

Не допускается располагать выработки под кромками пласта или угольными целиками ограниченных размеров. Влияние целиков на капитальные выработки, закрепленные жесткой крепью, распространяется вниз на расстояния, приведенные в табл. 6. Ниже указанных расстояний расположение капитальных выработок под угольными целиками допускается. Влияние краевых частей пластов и целиков распространяется на расстояния, уменьшенные на 25 % по сравнению с указанными в табл. 6.

ПРИЛОЖЕНИЕ 12

Автоматизированная система «УГОЛЬ» для расчета необходимых размеров целиков и технологической податливости крепи в выработке, попадающей в зону влияния очистных работ

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Автоматизированная система расчета «УГОЛЬ» предназначена для выбора оптимального расположения и конструктивной податливости крепи выработки, попадающейся в зону влияния очистных работ.

Система «УГОЛЬ» распространяется на выработки, пройденные по пласту угля, на котором ведутся очистные работы.

Область применения системы «УГОЛЬ» ограничена углом падения пород от 0 до 60°, глубиной горных работ от 100 до 1500 м и прочностью вмещающих выработку пород от 5 (50 кгс/см²) до 200 МПа (2000 кгс/см²).

Система «УГОЛЬ» не распространяется на выработки по углю, располагаемые в условиях надработки и подработки.

Автоматизированная система «УГОЛЬ» разработана на языке «Фортран» для ЭВМ «Минск-32». В ней предусмотрена возможность вывода информации через графопостроитель «*BENSON*-400». В каждом конкретном случае рисунок представляет собой план горных работ, выполненный в масштабе на стандартном листе бумаги, на который наносятся положение забоев очистных выработок и расчетные значения параметров прогнозирования горного давления в виде графиков для различных этапов поддержания рассматриваемой выработки.

2. ПОРЯДОК РАСЧЕТА

Алгоритм системы «УГОЛЬ» представляет собой математическую модель динамики развития зон опорного давления во времени и пространстве. Расчет ожидаемых проявлений горного давления, *необходимых размеров целиков, технологической податливости крепи*, зоны неупругих деформаций вокруг выработки и нагрузки на крепь производится с момента проведения выработки до ее погашения при изменяющейся во времени прочности вмещающих выработку пород. Расчет ведется автоматически по основным этапам поддержания выработки.

В зоне активного влияния очистных работ пригрузка на выработку изменяется от естественного напряженного состояния (γH) до величины, определяемой из пространственной задачи об опорном давлении в плоскости забоя очистных работ на расстоянии, равном ширине угольного целика. Изменение пригрузки в зоне активного влияния очистных работ принимается по экспоненциальному закону.

В зоне остаточного опорного давления пригрузка на выработку увеличивается по линейному закону на величину, определяемую из плоской задачи об опорном давлении.

В зоне стабилизации смещений пород после влияния очистных работ пригрузка уменьшается за счет принятого снижения прочности угля во времени по экспоненциальному закону.

Расчет в системе «УГОЛЬ» может производиться как для принятого размера целика, так и для принятой технологической податливости крепи.

В первом случае определяется технологическая податливость крепи и ожидаемая нагрузка на крепь. Во втором случае определяется необходимый размер целика при ведении очистных работ с одной стороны, или необходимые размеры целиков при ведении очистных работ с обеих сторон от рассматриваемой выработки. При этом расчет производится с учетом последовательности влияния очистных работ с каждой стороны во времени.

3. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

В качестве исходных данных к автоматизированной системе «УГОЛЬ» вводятся следующие параметры:

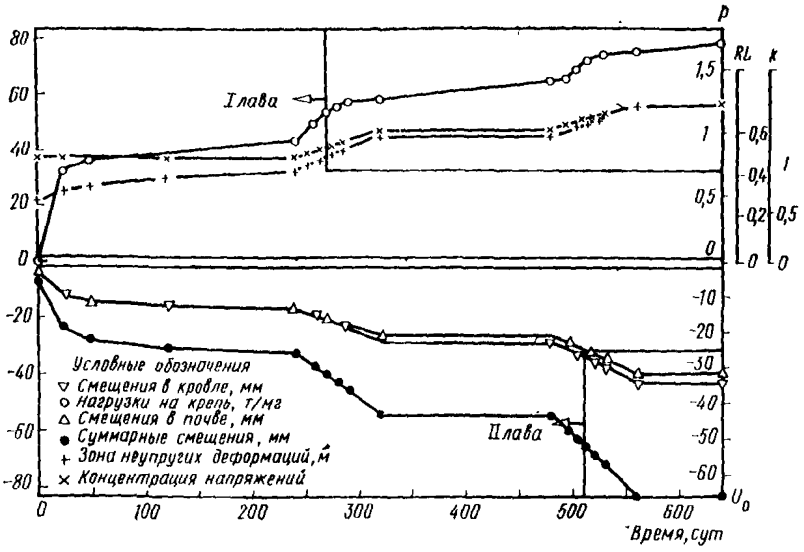
вариант расчета;

глубина расположения рассматриваемой выработки, м;

угол падения пород, град;

коэффициент дизъюнктивной наружности, принимаемый по табл. 12 настоящего Руководства;

длина забоя очистных работ, м;



Смещения и нагрузки в штреке при охране его целиком 30 м

ширина выработки, м;
высота выработки, м;
размер целика (целиков), м;
мощность пласта угля, м;
скорость подвигания очистных работ, м/сут;
скорость проведения рассматриваемой выработки, м/сут;
тип кровли;
время поддержания рассматриваемой выработки вне зон влияния очистных работ, сут;
время подхода к расчетному сечению выработки очистных работ лавы *I*, сут;
время подхода к расчетному сечению выработки очистных работ лавы *II*, сут;
срок поддержания выработки, сут;
критическая податливость крепи, мм;
тип пород в кровле, почве и боках выработки;
расчетная прочность угля на одноосное сжатие, МПа (кгс/см^2);
угол внутреннего трения угля, град;
расчетная прочность пород кровли на одноосное сжатие, МПа (кгс/см^2);
угол внутреннего трения пород кровли, град;
расчетная прочность пород почвы на одноосное сжатие, МПа (кгс/см^2);
угол внутреннего трения пород почвы, град.

Правильность введения исходных данных в ЭВМ контролируется по таблице результатов расчета, в которой дублируются исходные данные.

При определении проявлений горного давления в выработке при заданном размере целика (целиков) критическая податливость кре-

пи в расчете не используется. Она приравнивается высоте выработки.

При определении необходимого размера целика (целиков) критическая податливость крепи задается величиной, равной технологической ее податливости.

Результаты расчета по системе «УГОЛЬ» могут быть получены в табличной либо в табличной и графической форме. На рисунке показаны результаты расчета по системе «УГОЛЬ» в графической форме. Для получения графической информации номер варианта задается числом более 50.

4. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 1. Магистральный штрек на глубине 700 м предполагается охранять от влияния очистных работ целиками 25 м с каждой стороны штрека. Угол падения пород 10°. Выработка размещена в практически ненарушенных породах. Суммарная протяженность нарушений 50 м/га. Длина забоев очистных работ 150 м, высота выработки 3 м, ширина ее 2,5 м, мощность пласта 2 м, скорость подвигания очистных работ 1 м/сут, скорость проведения штрека 10 м/сут, тип кровли 1, выработка находилась 360 сут без влияния очистных работ, на 390 сут фронт очистных работ *I* лавы подошел к расчетному сечению, а на 750-е сутки — *II* лавы. Срок существования выработки 3000 сут. Прочность угля на одноосное сжатие 15 МПа (150 кгс/см²), угол внутреннего трения 25°. Расчетная прочность пород кровли 50 МПа (500 кгс/см²), угол внутреннего трения 30°, тип пород — песчаник. Расчетная прочность пород почвы 50 МПа (500 кгс/см²), угол внутреннего трения 25°, тип пород почвы — алевролит. Поскольку решается задача о проявлениях горного давления в выработке, охраняемой целиками 25 м, то критическую податливость зададим равной высоте выработки 3000 мм.

Результаты расчета выдаются на печать в табличной форме (табл. 1), где указываются исходные данные и результаты проведенных расчетов. Принятые обозначения в расчетной таблице:

T — время поддержания выработки, сут;

ЛАВА — первые 5 строчек показывают удаление расчетного сечения от забоя штрека, остальные значения с плюсом говорят о подходе лавы, а значения с минусом — об отходе лавы от расчетного сечения;

P — нагрузка на податливую крепь, МПа (т/м²);

*U*0 — смещение на контуре выработки, см;

*Z*1, *Z*2, *Z*3 — безразмерные зоны разрушения, трещинообразования и пластических деформаций;

RL — зоны упругих деформаций вокруг выработки, м;

V — скорость смещений пород на контуре выработки, мм/сут;

RLB — зона неупругих деформаций от лавы *I*, м;

ZKL — безразмерная велична максимума напряжений от лавы *I*;

RLH — зона неупругих деформаций от лавы *II*, м;

ZKЦ — максимальный коэффициент концентрации от лавы *II*;

ZKШ — величина пригрузки в месте расположения выработки без влияния очистных работ и в зоне влияния *I* и *II* лав;

U 1 — перемещения контура зоны нарушения, см;

U 2 — перемещение контура зоны трещиноватости, см;

U 3 — перемещения контура зоны неупругих деформаций, см.

В результате расчета оказалось, что смещения контура выработки в кровле составляли 165 мм, а в почве — 207 мм. Нагрузка на

крепь составит 0,4 МПа (4 тс/м²), зона неупругих деформаций в кровле составляет 1,86 м, в почве — 1,81 м. Исходя из полученных расчетных параметров можно назначить паспорт крепления выработки. При креплении выработки анкерами длина их должна быть не менее 2 м. При креплении выработки податливой крепью ее технологическая податливость должна составлять 200 мм. Несущая способность крепи должна быть не менее 0,5 МПа (5 тс/м²).

Расчет устойчивости штрека под влиянием очистных работ

1. Глубина горных работ — $H=700$ м.
2. Угол падения пласта — $AL=10$ град.
3. Коэффициент нарушенности месторождения — КН=50 м.
4. *Длина лавы* 150 м.
5. Ширина выработки — $B=2,5$ м.
6. Высота выработки — $H=3$ м.
7. Размер верхнего целика — Ц1=25 м.
8. Размер нижнего целика — Ц2=25 м.
9. Мощность пласта угля — $M=2$ м.
10. Скорость подвигания лавы — $VL=1$ м/сут.
11. Скорость подвигания штрека — VЩ=10 м/сут.
12. Способ охраны целик — целик.
13. Тип кровли 1.
14. Время поддержания штрека без влияния очистных работ 360 сут.
15. Время подхода лавы I к расчетному сечению 390 сут.
16. Время подхода лавы II к расчетному сечению 750 сут.
17. Погашение штрека через 3000 сут.
18. *Отпор крепи штрека — 20 т/м².*
19. Критические смещения крепи штрека — $U_{кр}=3000$ мм.
20. Усиление крепи в зоне влияния I лавы — ноль.
21. Усиление крепи в зоне влияния II лавы — ноль.
22. Расчетное сопротивление угля на одноосное сжатие — $R_c=1500$ т/м².

Таблица 1

Кровля: песчаник $R_c=5000$ т/м²; $\varphi=30°$; $r_0=1,25$ м

Т, сут	Лава, м	P, т/м²	UO, см	$Z1$	$Z2$	$Z3$	RL, м	V, мм/сут
0	0	0	0,58	1	1,36	1	0,45	0
36	360	1	1,81	1	1,43	1	0,54	0,34
72	720	1	2,05	1	1,46	1	0,57	0,07
180	1800	1	2,26	1	1,5	1	0,63	0,02
360	3600	2	2,37	1	1,52	1	0,65	0,01
372	18	2	2,75	1	1,56	1	0,70	0,31
378	12	2	2,96	1	1,58	1	0,72	0,35
384	6	2	3,18	1	1,6	1	0,75	0,37
389	2	2	3,38	1	1,62	1	0,77	0,43
390	0	2	3,44	1	1,62	1	0,78	0,44
395	—5	2	3,68	1	1,64	1	0,80	0,48
400	—10	2	3,95	1	1,66	1	0,82	0,54
405	—15	2	4,22	1	1,68	1	0,85	0,54
410	—20	2	4,51	1	1,7	1	0,87	0,59
440	—50	2	6,44	1	1,8	1	1,01	0,64
720	30	3	6,61	1	1,82	1	1,02	0,01
735	15	3	7,61	1	1,86	1	1,08	0,67

Продолжение табл. 1

T, сутки	Лава, м	P, т/м²	UO, см	Z1	Z2	Z3	RL, м	V, мм/сут
744	0	3	8,43	1,01	1,89	1	1,11	0,9
750	5	3	8,96	1,02	1,9	1	1,14	0,88
755	—0	3	9,45	1,03	1,91	1	1,18	0,99
760	—15	3	10,04	1,04	1,92	1	1,24	0,19
765	—10	3	10,71	1,05	1,93	1	1,32	1,33
770	—20	3	11,55	1,06	1,93	1	1,42	1,67
800	—50	4	16,59	1,13	2,01	1	1,66	1,68
3000	—2250	4	16,59	1,11	1,96	1	1,86	0,01

Продолжение табл. 1

T, сут	RLB, м	ZKL	RLH, м	ZKЦ	ZKШ	U1, см	U2, см	U3, с
0	0	1	0	1	1	0,58	0,23	0,23
36	0	1	0	1	1	1,81	0,62	0,62
72	0	1	0	1	1	2,05	0,66	0,66
180	0	1	0	1	1	2,26	0,67	0,67
360	0	1	0	1	1	2,37	0,67	0,67
372	4,01	6,67	0	1	1	2,75	0,72	0,72
378	4,11	6,59	0	1	1	2,96	0,75	0,75
384	4,19	6,54	0	1	1,13	3,18	0,78	0,78
389	4,24	6,51	0	1	1,16	3,38	0,8	0,8
390	4,25	6,5	0	1	1,16	3,44	0,81	0,81
395	4,08	6,2	0	1	1,2	3,68	0,83	0,83
400	4,11	6,18	0	1	1,23	3,95	0,86	0,86
405	4,13	6,17	0	1	1,26	4,22	0,89	0,89
410	4,15	6,15	0	1	1,29	4,51	0,92	0,92
440	4,12	6,12	0	1	1,48	6,44	1,1	1,1
720	0	1	3,72	6,88	1,48	6,61	1,1	1,1
735	0	1	4,07	6,63	1,57	7,61	1,18	1,18
744	0	1	4,19	6,54	1,62	8,35	1,23	1,23
750	0	1	4,25	6,5	1,65	8,77	1,27	1,27
755	0	1	4,08	6,2	1,68	9,18	1,31	1,31
760	0	1	4,11	6,18	1,71	9,67	1,36	1,36
765	0	1	4,13	6,17	1,75	10,23	1,43	1,43
770	0	1	4,15	6,15	1,78	10,93	1,51	1,51
800	0	1	4,2	6,12	1,97	14,68	1,8	1,8
3000	0	1	4,22	6,11	1,97	14,58	1,92	1,92

Таблица 1а

Почва: алевролит R_c=5000 т/м²; φ=25°; r_0=1,25 м

T, сут	Лава, м	P, т/м²	UO, см	Z1	Z2	Z3	RL, м	V, мм/сут
0	0	0	0,46	1	1,23	1,18	0,56	0
36	360	0	2,3	1	1,53	1	0,67	0,51
72	720	0	2,63	1	1,57	1	0,71	0,09
180	1800	0	2,92	1	1,63	1	0,78	0,03

Продолжение табл. 1а

Т, сут	Лава, м	P, т/м²	UO, см	$Z1$	$Z2$	$Z3$	RL, м	V, мм/сут
360	3600	0	3,06	1	1,65	1	0,82	0,01
372	18	0	3,56	1	1,71	1	0,88	0,42
378	12	0	3,84	1	1,73	1	0,92	0,47
384	6	0	4,14	1	1,76	1	0,95	0,5
389	2	0	4,4	1	1,78	1	0,98	0,57
390	0	0	4,48	1	1,79	1	0,99	0,55
395	—5	0	4,8	1	1,81	1	1,02	0,64
400	—10	0	5,15	1	1,84	1	1,05	0,7
405	—15	0	5,5	1	1,87	1	1,08	0,7
410	—20	0	5,88	1	1,89	1	1,12	0,77
440	—50	0	8,53	1	2,04	1	1,3	0,88
720	30	0	8,66	1	2,05	1	1,32	0,01
735	15	0	10,05	1	2,12	1	1,39	0,92
744	6	0	11,03	1	2,16	1	1,45	1,09
750	0	0	11,69	1	2,18	1	1,48	1,11
755	—5	0	12,35	1	2,21	1	1,51	1,31
760	—10	0	13,06	1	2,23	1	1,54	1,43
765	—15	0	13,77	1	2,26	1	1,57	1,43
770	—20	0	14,55	1	2,29	1	1,61	1,55
800	—50	0	20,79	1,07	2,43	1	1,78	2,08
3000	—2250	0	20,79	1,05	2,38	1	1,81	0,00

Продолжение табл. 1а

Т сут	RLB, м	ZKL	RLH, м	ZKЦ	ZKШ	$U1$, см	$U2$, см	$U3$, см
0	0	1	0	1	1	0,46	0,28	0,24
36	0	1	0	1	1	2,3	0,8	0,8
72	0	1	0	1	1	2,63	0,87	0,87
180	0	1	0	1	1	2,92	0,88	0,88
360	4,01	1	0	1	1	3,06	0,88	0,88
372	4,11	6,67	0	1	1,06	3,56	0,95	0,95
378	4,19	6,59	0	1	1,1	3,84	0,99	0,99
384	4,24	6,54	0	1	1,13	4,14	1,03	1,03
389	4,25	6,51	0	1	1,16	4,4	1,06	1,06
390	4,08	6,5	0	1	1,16	4,48	1,07	1,07
395	4,11	6,2	0	1	1,2	4,8	1,1	1,1
400	4,13	6,18	0	1	1,23	5,15	1,14	1,14
405	4,15	6,17	0	1	1,26	5,5	1,18	1,18
410	4,2	6,15	0	1	1,29	5,88	1,22	1,22
440	0	6,12	0	1	1,48	8,53	1,47	1,47
720	0	1	3,72	6,88	1,48	8,66	1,47	1,47
735	0	1	4,07	6,63	1,57	10,05	1,58	1,58
744	0	1	4,19	6,54	1,62	11,03	1,66	1,66
750	0	1	4,25	6,5	1,65	11,69	1,71	1,71
755	0	1	4,08	6,2	1,68	12,35	1,75	1,75

Продолжение табл. 1а

T сут	RLB, м	ZKL	RLH, м	ZKЦ	ZKШ	U1, см	U2, см	U3, см
760	0	1	4,11	6,18	1,71	13,06	1,8	1,8
765	0	1	4,13	6,17	1,75	13,77	1,85	1,85
770	0	1	4,15	6,15	1,78	14,55	1,9	1,9
800	0	1	4,20	6,12	1,97	19,49	2,19	2,19
3000	0	1	4,22	6,11	1,97	18,84	2,21	2,21

Пример 2. Магистральный штрек на глубине 1100 м предполагается поддерживать в условиях двустороннего влияния очистных работ кольцевой податливой крепью с технологической податливостью 500 мм. Угол падения пород 10°. Выработка расположена в практически ненарушенных породах. Длина забоев очистных работ 150 м, высота выработки 3 м, ширина ее 2,5 м, мощность пласта 2 м, скорость подвигания очистных работ 1 м/сут, скорость проведения штрека 10 м/сут, тип кровли 1, выработка находилась без влияния очистных работ 360 сут, затем влияние лавы I, а на 750-е сут фронт очистных работ II лавы приблизился к расчетному сечению. Срок существования выработки 3000 сут. Прочность угля на одноосное сжатие 15 МПа (150 кгс/см²), угол внутреннего трения 25°. Расчетная прочность пород кровли 50 МПа (500 кгс/см²), угол внутреннего трения 30°, тип пород — алевролит, расчетная прочность пород почвы 50 МПа (500 кгс/см²), угол внутреннего трения 25°, тип пород — алевролит.

В результате расчета по системе «УГОЛЬ» (табл. 2) путем последовательного увеличения размеров целиков (шаг увеличения размеров целиков принят 2 м) получилось, что необходимые размеры целиков для охраны выработки от влияния очистных работ составляют 59 м. Причем нагрузка на крепь составит 0,7 МПа (7 тс/м²), что определяет шаг крепления выработки кольцевой податливой крепью.

Расчет устойчивости штрека под влиянием очистных работ

1. Глубина горных работ — $H=1100$ м.
2. Угол падения пласта — $AL=10$ град.
3. Коэффициент нарушенности месторождения — КН=50 м.
4. Длина лавы 150 м.
5. Ширина выработки — $B=2{,}5$ м.
6. Высота выработки — $H=3$ м.
7. Размер верхнего целика — Ц1=57 м.
8. Размер нижнего целика — Ц2=57 м.
9. Мощность пласта угля — М=2 м.
10. Скорость подвигания лавы — $VЛ=1$ м/сут.
11. Скорость подвигания штрека — VШ=10 м/сут.
12. Способ охраны целик — целик.
13. Тип кровли 1.
14. Время поддержания штрека без влияния очистных работ — 360 сут.
15. Время подхода лавы I к расчетному сечению — 390 сут.
16. Время подхода лавы II к расчетному сечению — 750 сут.

17. Погашение штрека — через 3000 сут.
19. Критические смещения крепи штрека — $U_{кр}=500$ мм.
20. Усиление крепи в зоне влияния лавы I — ноль.
21. Усиление крепи в зоне влияния лавы II — ноль.
22. Расчетное сопротивление угля на одноосное сжатие — $R_c=1500$ т/м².
23. Смещения на контуре=51.58 см.
24. Необходимые размеры целиков — Ц1=59 м; Ц2=59 м.

Таблица 2

Кровля: алевролит $R_c=5000$ т/м²; $\varphi=30°$; $r_0=1{,}25$ м

Т, сут	Лава, м	P, т/м²	UO, см	$Z1$	$Z2$	$Z3$	RL, м	V, мм/сут
0	0	0	1,4	1	1,56	1	0,7	0
36	360	2	5,64	1	1,65	1	0,82	1,18
72	720	2	6,77	1	1,71	1	0,88	0,31
180	1800	2	7,68	1	1,77	1	0,96	0,08
360	3600	2	8,15	1	1,80	1	0,99	0,03
372	18	3	8,89	1	1,82	1	1,03	0,62
378	12	3	9,36	1	1,84	1	1,05	0,78
384	6	3	9,81	1	1,86	1	1,07	0,76
389	2	3	10,19	1	1,87	1	1,09	0,84
390	0	3	10,34	1	1,87	1	1,09	1
395	—5	3	10,61	1	1,88	1	1,1	0,54
400	—10	3	10,9	1	1,89	1	1,11	0,58
405	—15	3	11,19	1	1,9	1	1,12	0,59
410	—20	3	11,52	1	1,91	1	1,14	0,65
440	—50	3	13,69	1,04	1,95	1	1,2	0,72
720	30	3	13,69	1,03	1,94	1	1,22	0,01
735	15	3	15,23	1,05	1,96	1	1,31	1,03
744	6	3	16,34	1,06	1,97	1	1,42	1,23
750	0	4	17,46	1,07	1,97	1	1,55	1,88
755	—5	4	18,61	1,07	1,97	1	1,71	2,3
760	—10	4	20,08	1,07	1,97	1	1,91	2,94
765	—15	5	21,79	1,08	1,97	1	2,12	3,41
770	—20	5	23,74	1,08	1,97	1	2,37	3,9
800	—50	6	29,42	1,11	2,01	1	2,72	1,89
3000	—2250	7	30,7	1,1	1,99	1	3,07	0,01

Продолжение табл. 2

Т, сут	RLB, м	ZKL	RLH, м	ZKЦ	ZKIII	$U1$, см	$U2$, см	$U3$, см
0	0	1	0	1	1	1,4	0,37	0,37
36	0	1	0	1	1	5,64	1,25	1,25
72	0	1	0	1	1	6,77	1,36	1,36
180	0	1	0	1	1	7,68	1,39	1,39
360	0	1	0	1	1	8,15	1,41	1,41
372	5,68	5,72	0	1	1,03	8,89	1,47	1,47

Продолжение табл. 2

T, сут	*RLB*, м	*ZKL*	*RLH*, м	*ZK*Ц	*ZK*Ш	*U*1, см	*U*2, см	*U*3, см
378	5,81	5,66	0	1	1,05	9,36	1,5	1,5
384	5,92	5,61	0	1	1,07	9,81	1,54	1,54
389	5,98	5,58	0	1	1,08	10,19	1,56	1,56
390	6	5,57	0	1	1,09	10,34	1,57	1,57
395	5,87	5,40	0	1	1,1	10,61	1,59	1,59
400	5,91	5,39	0	1	1,11	10,9	1,61	1,61
405	5,94	5,37	0	1	1,12	11,19	1,63	1,63
410	5,97	5,36	0	1	1,13	11,49	1,65	1,65
440	6,04	5,34	0	1	1,19	13,2	1,77	1,77
720	0	1	5,28	5,9	1,19	13,02	1,79	1,79
735	0	1	5,75	5,68	1,23	14,48	1,91	1,91
744	0	1	5,92	5,61	1,25	15,41	2,02	2,02
750	0	1	6	5,57	1,27	16,4	2,15	2,15
755	0	1	5,87	5,4	1,28	17,44	2,29	2,29
760	0	1	5,91	5,39	1,29	18,75	2,45	2,45
765	0	1	5,94	5,37	1,3	20,26	2,64	2,64
770	0	1	5,97	5,36	1,31	21,99	2,86	2,86
800	0	1	6,04	5,34	1,37	26,42	3,25	3,25
3000	0	1	6,06	5,33	1,37	27,82	3,53	3,53

Таблица 2а

Почва: алевролит R_c=5000 т/м²; φ=25°; r_0=1,25 м

T, сут	Лава, м	*P*, т/м²	*UO*, см	*Z* 1	*Z* 2	*Z* 3	*RL*, м	*V*, мм/сут
0	0	0	1,33	1	1,66	1,04	0,9	0
36	360	0	5,64	1	1,84	1	1,05	1,2
72	720	0	6,53	1	1,89	1	1,11	0,25
180	1800	0	7,42	1	1,97	1	1,21	0,08
360	3600	0	7,85	1	2,01	1	1,26	0,02
372	18	0	8,58	1	2,04	1	1,3	0,61
378	12	0	9,01	1	2,06	1	1,33	0,72
384	6	0	9,44	1	2,08	1	1,35	0,71
389	2	0	9,79	1	2,1	1	1,38	0,79
390	0	0	9,92	1	2,11	1	1,38	0,86
395	—5	0	10,18	1	2,12	1	1,4	0,52
400	—10	0	10,45	1	2,13	1	1,41	0,55
405	—15	0	10,73	1	2,14	1	1,43	0,56
410	—20	0	11,01	1	2,15	1	1,44	0,57
440	—50	0	12,76	1	2,22	1	1,52	0,58
720	30	0	12,91	1	2,23	1	1,53	0,01
735	15	0	14,25	1	2,27	1	1,59	0,9
744	6	0	15,19	1	2,3	1	1,63	1,04
750	0	0	15,91	1	2,32	1	1,66	1,19
755	—5	0	16,32	1,01	2,33	1	1,67	0,82

Продолжение табл. 2а

T, сут	Лава, м	P, т/м²	UO, см	$Z1$	$Z2$	$Z3$	RL, м	V, мм/сут
760	—10	0	16,72	1,01	2,34	1	1,69	0,81
765	—15	0	17,16	1,02	2,34	1	1,72	0,87
770	—20	0	17,65	1,02	2,35	1	1,76	0,98
800	—50	0	20,88	1,06	2,4	1	1,88	1,08
3000	—2250	0	20,88	1,05	2,37	1	1,95	0,01

Продолжение табл. 2а

Почва: алевролит $R_c = 5000$ т/м²; $\varphi = 25°$; $r_0 = 1{,}25$ м

T, сут	RLB, м	ZKL	RLH, м	ZKЦ	ZKШ	$U1$, см	$U2$, см	$U3$, см
0	0	1	0	1	1	1,33	0,38	0,37
36	0	1	0	1	1	5,64	1,25	1,25
72	0	1	0	1	1	6,53	1,36	1,36
180	0	1	0	1	1	7,42	1,4	1,4
360	0	1	0	1	1	7,85	1,41	1,41
372	5,68	5,72	0	1	1,03	8,58	1,48	1,48
378	5,81	5,66	0	1	1,05	9,01	1,51	1,51
384	5,92	5,61	0	1	1,07	9,44	1,54	1,54
389	5,98	5,58	0	1	1,08	9,79	1,57	1,57
390	6	5,57	0	1	1,09	9,92	1,58	1,58
395	5,87	5,4	0	1	1,1	10,18	1,6	1,6
400	5,91	5,39	0	1	1,11	10,45	1,62	1,62
405	5,94	5,37	0	1	1,12	10,73	1,64	1,64
410	5,97	5,36	0	1	1,13	11,01	1,66	1,66
440	6,04	5,34	0	1	1,19	12,76	1,79	1,79
720	0	1	5,28	5,9	1,19	12,91	1,79	1,79
735	0	1	5,75	5,68	1,23	14,25	1,88	1,88
744	0	1	5,92	5,61	1,25	15,19	1,94	1,94
750	0	1	6	5,57	1,27	15,83	1,98	1,98
755	0	1	5,87	5,4	1,28	16,16	2	2
760	0	1	5,91	5,39	1,29	16,48	2,03	2,03
765	0	1	5,94	5,37	1,3	16,84	2,07	2,07
770	0	1	5,97	5,36	1,31	17,26	2,11	2,11
800	0	1	6,04	5,34	1,37	19,72	2,27	2,27
3000	0	1	6,06	5,33	1,37	19,54	2,32	2,32

6. Инструкция к системе «УГОЛЬ»

Для выполнения автоматизированной системы «Уголь»» необходимы 70 листов МОЗУ.

Исходные данные для решения различных задач задаются двумя перфокартами.

Пример заполнения перфокарт представлен ниже:

Карта 1

КФС	№	НI	КН	ФА	*В* 7
I	*I*2	*I*4	*I*3	*I*2	*I*4
1	2 3	4 5 6 7	8 9 10	11 12	13 14 15 16
1	0 1	1 0 0 0	0 5 0	0 5	1 2 0 0

Продолжение

Карта 1

В 8	*В* 10	*SУ* I	*МХ*	*МХ* I	*SM*
*I*3	*I*3	F. 3.0	*I*3	*I*3	F 3.1
17 18 19	20 21 22	23 24 25	26 27 28	29 30 31	32 33 34
3 0 0	7 0 0	1 0 0	1 0 0	0 6 0	2 · 5

Продолжение

Карта 1

V Л	МШ	МОТП	МКР	МУС 1	МУС 2
F 3.1	*I*2	*I*2	*I*4	*I*2	*I*2
35 36 37	38 39	40 41	42 43 44 45	46 47	48 49
1 · 5	1 0	2 0	0 5 0 0	2 0	2 0

Продолжение

Карта 2

КЦ	КЦП	КЦБ	*R*О	*R*ОБ	К 1
I	*I*	*I*	F 4.2	F 4.2	*I*5
1	2	3	4 5 6 7	8 9 10 11	12 13 14 15 16
1	2	5	1 · 5 0	2 · 0 0	1 0 0 0 0

Продолжение

Карта 2																				
КП					КБ					Ф1		Ф1П		Ф1Б						
/5					/5					/2		/2		/2						
17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32					
0	8	0	0	0	0	1	0	0	0	3	0	3	0	2	5					

где:
КФС — тип кровли (1, 2, 3, 4);
№—номер расчетного варианта, если №≤50, то программа «УГОЛЬ» выдаст результаты в табличной форме (табл. 1 и 2). Если №>50, то кроме таблицы выдаются расчетные параметры графопостроителю для вычерчивания рисунка;
Н1 — глубина расположения выработки, м;
КН — коэффициент нарушенности месторождения;
ФА — угол падения пласта угля, град;
В7 — срок существования выработки, сут;
В8 — время подхода лавы I после проведения выработки, сут;
В10 — время подхода лавы II после проведения выработки, сут;
SУ1 — предел прочности на одноосное сжатие угля, кгс/см^2;
МХ1 — полуширина лавы, м;
МХ — расстояние от середины лавы до места расположения выработки, м;
SМ — мощность пласта, м;
VЛ — скорость подвигания лавы, м/сут;
МШ — скорость проходки выработки, м/сут;
МКР — критическое смещение для принятого вида податливой крепи, мм. Причем если ставится задача выбора необходимых размеров целиков, то в перфокарте пробивается число, соответствующее критическим смещениям принятой крепи. Если же необходимо вычислить прогнозируемые смещения и нагрузки на крепь при заданных целиках, то величина МКР задается равной высоте выработки.

Кроме того, если при определении целиков в расчете при заданных горно-геологических условиях получится, что смещения за время проходки выработки до начала влияния лавы I окажутся больше заданных (МКР), то на АЦПУ выдается сообщение: «определение целиков нецелесообразно» и расчет прекращается, а если на этот же момент времени расчетные смещения будут меньше МКР, то по программе расчет продолжается до выполнения неравенства, после чего на АЦПУ выдается таблица расчета, в которой указываются размеры необходимых целиков. МОТП, МУС1, МУС2 — параметры крепи и их усиление при влиянии I и II лавы. Эти параметры пока не используются. Их предполагается использовать при автоматическом выборе крепи и расчете ее стоимости при дальнейшем совершенствовании системы «УГОЛЬ».

Карта 2 посвящена физико-механическим характеристикам пород в окрестности выработки, где:
КЦ — тип пород кровли;
КЦП — тип пород почвы;
КЦБ — тип пород боков.

Данные признаки типов пород принимаются: 1 — песчаник, 2 — алевролит, 3 — аргиллит, 5 — уголь.
*R*О — полувысота выработки, м;
*R*ОБ — полуширина выработки, м;
К(1) — расчетное сопротивление пород сжатию кровли выработки, МПа (кгс/см²);
КП — расчетное сопротивление пород сжатию почвы выработки, МПа (кгс/см²);
КБ — расчетное сопротивление пород сжатию боков выработки, МПа (кгс/см²).
Ф1 — угол внутреннего трения породы в кровле выработки;
Ф1П — угол внутреннего трения породы в почве выработки;
Ф1Б — угол внутреннего трения породы в боках выработки.

ПРИЛОЖЕНИЕ 13

Рекомендации по расчету смещений пород в выработке, подверженной влиянию очистных работ для условий крутого падения центрального района Донбасса

1. Настоящие рекомендации распространяются на выработки, поддерживаемые в условиях крутых пластов Центрального района Донбасса.

В выработке, подверженной влиянию очистных работ, за срок ее службы развиваются смещения пород, которые являются суммой смещения $U_{общ}$, происходящих вне зоны влияния очистных работ U, и в зоне влияния очистных работ $U_{оч}$, т. е. $U_{общ}=U+U_{оч}$.

Величина смещения пород в зоне влияния очистных работ $U_{оч}$ определяется из выражения

$$U_{оч} = vtk_0, \qquad (1)$$

где v — скорость смещения пород на контуре выработки, мм/мес, определяемая для типовых условий (квершлаг шириной вчерне 6 м, охраняемый угольным целиком, равным 25 м от оси выработки до границы выработанного пространства) по графикам рис. 1 в зависимости от расчетной глубины расположения выработки $H_р$ и расчетного сопротивления пород сжатию $R_с$. При ширине выработки, отличающейся от 6 м, в определение скорости смещений пород v вносится соответствующая поправка:

$$v' = v \cdot 0{,}2\,(B - 1), \qquad (2)$$

где B — ширина выработки вчерне;
t — срок службы выработки, мес;

k_0 — коэффициент, учитывающий влияние ширины целика, определяемый по графику рис. 2 настоящего приложения в зависимости от размера целика L.

2. Примеры расчетов.

Пример 1. Исходные данные: глубина расположения квершлага от земной поверхности 1000 м. Горно-геологические условия — типичные для условий Донбасса; выработка — не обводнена. Угол падения пород 70°. Квершлаг закреплен арочной металлической податливой крепью. Ширина выработки вчерне 5 м. Сопротивление пород сжатию 100 МПа, $k_c=0{,}9$.

По проекту с одной стороны от квершлага оставлен угольный целик размером $L=40$ м. С другой стороны от квершлага расположен угольный массив.

Срок службы квершлага в зоне влияния очистных работ 3 года, а до начала очистных работ выработка существовала 5 лет.

Необходимо рассчитать смещения пород в выработке.

Решение:

1. Расчетная глубина заложения выработки определяется по формуле [1(1)] настоящих норм:

$$H_p = 1000 \cdot 1 = 1000 \text{ м}.$$

2. Расчетное сопротивление пород сжатию определяется по формуле [2(2)] настоящих норм:

$$R_c = 100 \cdot 0{,}9 = 90 \text{ МПа}.$$

3. Определяется скорость смещения пород в типовых условиях по графику рис. 1 настоящего приложения: $v=4{,}5$ мм/мес.

4. Определяется скорость смещения пород с учетом фактической ширины выработки:

$$v' = 4{,}5 \cdot 0{,}2\,(5-1) = 3{,}6 \text{ мм/мес}.$$

5. Устанавливается значение коэффициента k_0 по рис. 2 настоящего приложения: $k_0=0{,}6$.

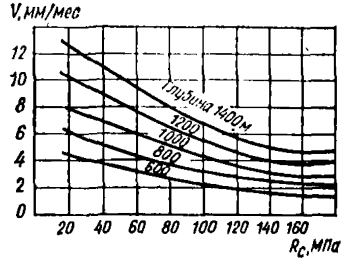


Рис. 1. Графики для определения скорости смещений пород

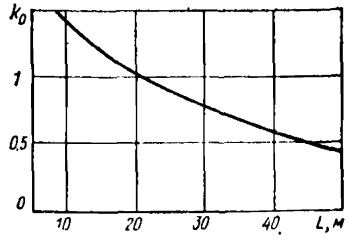


Рис. 2. График для определения коэффициента k_0

6. По формуле (1) данного приложения определяется смещение пород в зоне влияния очистных работ:

$$U_{оч} = 3{,}6 \cdot 36 \cdot 0{,}6 = 77{,}8 \text{ мм}.$$

За период 5 лет до начала очистных работ смещения пород, определенные в соответствии с п. 4.18 (4.14) настоящих норм, составили 6 мм. Суммарные смещения пород в выработке составляют: $77{,}8 + 6 \approx 84$ мм.

Определенные ожидаемые смещения пород не превышают податливости установленной металлической податливой крепи. В рассматриваемых условиях возможно уменьшение размера охранного целика.

Пример 2. Исходные данные: глубина расположения квершлага от земной поверхности 900 м. Горно-геологические условия типичны для условий Донбасса. Выработка не обводнена. Угол падения пород составляет 70°.

Квершлаг закреплен арочной металлической податливой крепью. Ширина выработки вчерне 6 м.

Сопротивление пород сжатию равно 50 МПа; $k_c = 0{,}9$.

С обеих сторон от квершлага оставлены угольные целики размером по 40 м. Срок службы квершлага в зоне влияния очистных работ 4 года, а до начала очистных работ выработка служила 5 лет.

Необходимо рассчитать смещения пород в выработке.

Решение. 1. Расчетная глубина заложения выработки определяется по формуле [1(1)] настоящих норм:

$$H_р = 900 \cdot 1 = 900 \text{ м}.$$

2. Расчетное сопротивление пород сжатию определяется по формуле [2(2)] настоящих норм:

$$R_c = 50 \cdot 0{,}9 = 45 \text{ МПа}.$$

3. Определяется скорость смещения пород в типовых условиях.

При охране квершлага угольным целиком ($L = 40$ м) с одной стороны (с другой стороны расположен массив) скорость смещения определяется по графику рис. 1 настоящего приложения: $v = 5{,}5$ мм/мес.

При охране квершлага угольными целиками размером по 40 м с обеих сторон найденная скорость смещений удваивается: $v = 11$ мм/мес.

4. Устанавливается значение коэффициента k_0 по графику рис. 2 настоящего приложения: $k_0 = 0{,}6$.

5. По формуле (1) данного приложения определяется смещение пород в зоне влияния очистных работ:

$$U_{оч} = 11 \cdot 48 \cdot 0{,}6 = 317 \text{ мм}.$$

За период 5 лет до начала очистных работ смещения пород составят 38 мм. Суммарные смещения пород в выработке за весь период (9 лет) составят: $317 + 38 = 355$ мм.

Ожидаемая величина смещений пород превышает податливость крепи (300 мм). Для обеспечения устойчивости выработки за весь период ее эксплуатации целесообразно произвести упрочнение пород, например анкерной крепью, устанавливаемой при проведении квершлага.

Примем плотность анкеров 2 шт/м² (при длине анкеров 2 м). Несущая способность анкеров равна 100 кН. Тогда, в соответствии

с графиком рис. 12 прил. 13, коэффициент упрочнения пород $k_{упр} = 1{,}65$.

Расчетное сопротивление пород сжатию после анкерования составит

$$R_c = 45 \cdot 1{,}65 = 74 \text{ МПа}.$$

Аналогичным образом вновь определяем величину ожидаемых смещений пород с учетом увеличения прочности пород:

для влияния очистных работ $U = 11$ мм;

в зоне влияния очистных работ

$$U_{оч} = 8{,}8 \cdot 48 \cdot 0{,}6 = 254 \text{ мм}.$$

Суммарные смещения пород в выработке составят

$$U_{общ} = 254 + 11 = 265 \text{ мм}.$$

Ожидаемая величина смещений пород не превысит податливости установленной крепи. Крепь не будет нарушена в течение всего периода эксплуатации выработки.

ПРИЛОЖЕНИЕ 14

Рекомендации по выбору и расчету анкерной крепи

1. В зависимости от степени устойчивости элементов горной выработки анкерная крепь может устанавливаться только в кровле, кровле и подошве, кровле и боках или во всех элементах выработки (рис. 1).

2. Применяемые конструкции металлических, железобетонных и сталеполимерных анкеров могут быть разделены на:

замковые — закрепляемые у забоя скважины специальным замком, различных видов и конструкций (рис. 2);

беззамковые — имеющие контакт с породой по всей длине скважины — интервальный или сплошной (рис. 3);

смешанные — замковые или интервальные беззамковые анкеры, закрепляемые в скважине обычным способом и дополнительно твердеющим раствором по всей длине или только в замковой зоне.

Замковые металлические анкеры наиболее распространенных конструкций разделяют на клиновщелевые, распорные и взрывораспорные. Клиновщелевые анкеры следует применять в породах, сопротивление сжатию которых $40 \leqslant R \leqslant 100$ МПа при условии механизированной забивки в скважину. В этом случае их несущая способность достигает 40—80 кН.

Анкеры с распорным замком обеспечивают несущую способность 60—120 кН, возможность установки без применения сжатого воздуха и извлечение анкеров для повторного использования. Замковым анкерам следует для эффективной их работы придавать при установке начальное натяжение около 70—80 % расчетной несущей способности. Металлические замковые анкеры способны воспринимать нагрузку сразу после установки, поэтому их применение эффективно в выработках с быстрым развитием проявлений горного давления. Однако они не защищены от коррозии и требуют регулярного конт-

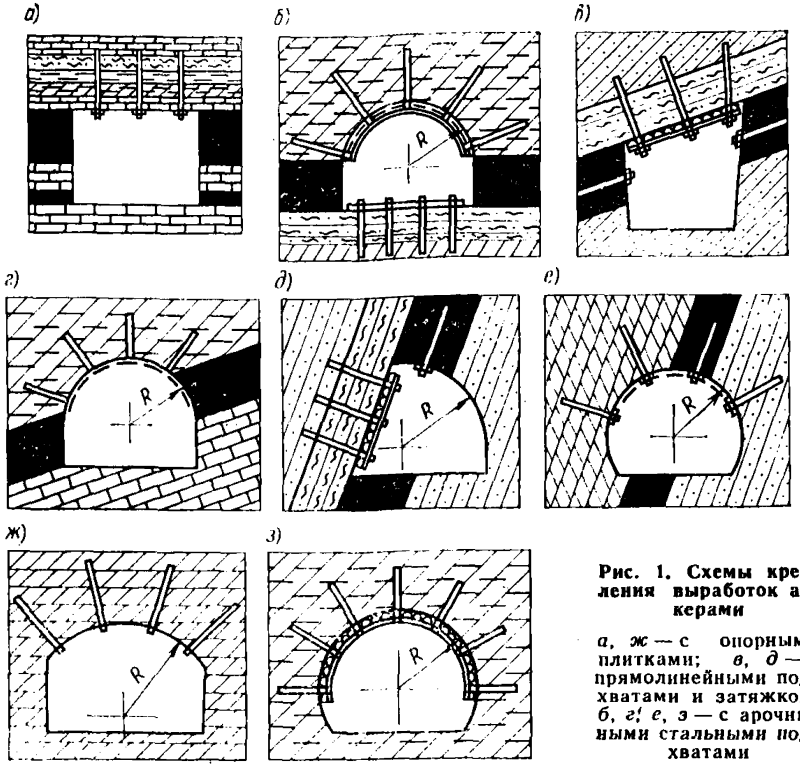


Рис. 1. Схемы крепления выработок анкерами

а, ж — с опорными плитками; *в, д* — с прямолинейными подхватами и затяжкой; *б, г, е, з* — с арочными стальными подхватами

роля за натяжением, которое в процессе эксплуатации крепи может существенно уменьшаться и даже утрачиваться полностью.

Винтовые металлические беззамковые анкеры (рис. 3, *а*), имеющие интервальный контакт с породой по всей длине скважины, технологичны в изготовлении и установке. Они могут быть успешно применены в вязких породах средней прочности (типа солей) в выработках со сроком службы, в течение которого сохраняется проектная несущая способность анкеров при влиянии на них факторов коррозии. Этот срок устанавливается по рекомендациям специализированных организаций.

Железобетонные анкеры более долговечны, имеют жесткую деформационно-силовую характеристику, хорошо препятствуют (особенно при сплошных конструкциях) расслоению пород и могут применяться для упрочнения кровли, боков и почвы выработок. Недостатком этих анкеров является невозможность восприятия нагрузки сразу после их установки, вследствие чего требуется в ряде случаев применение временной крепи.

Сталеполимерные анкеры (СПА) закрепляют в скважине быстротвердеющим полимерным бетоном, состоящим из синтетической смолы, отвердителя, катализатора (иногда), мелкого заполнителя (песка или гранулированного шлака). Такие анкеры вступают в работу через короткий срок (5—30 мин) после установки, имеют вы-

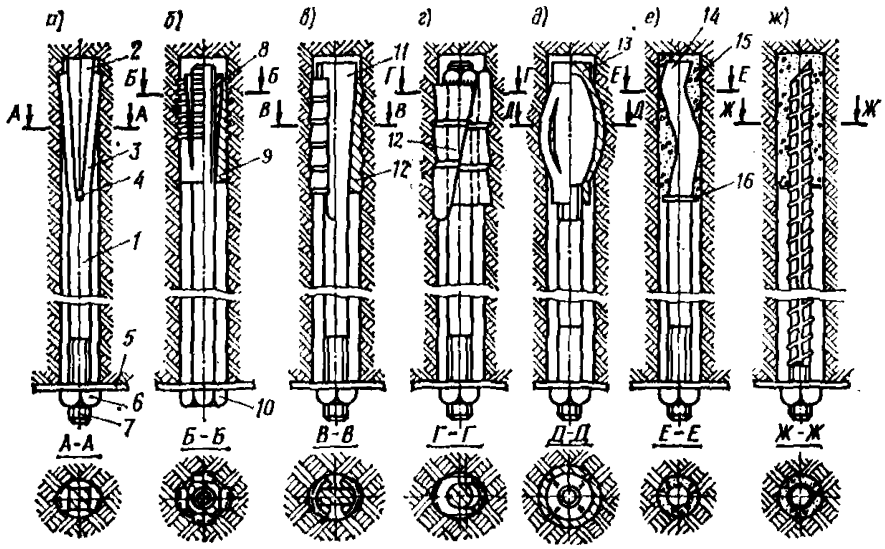


Рис. 2. Конструктивные схемы замковых анкеров

а — клинощелевого; *б*, *в*, *г* — распорных; *д* — взрывораспорного; *е*, *ж* — армобетонных; *1* — стержень; *2* — клин; *3* — усы; *4* — щель; *5* — опорная плитка; *6* — гайка; *7* — контурный конец; *8* — съемная конусная головка; *9* — распорная гильза; *10* — болтовая головка; *11* — клиновая головка; *12* — клиновидный сегмент; *13* — трубчатая взрывораспорная головка; *14* — волнообразный глубинный конец; *15* — пробка из цементного или полимерного бетона; *16* — уплотнительное кольцо

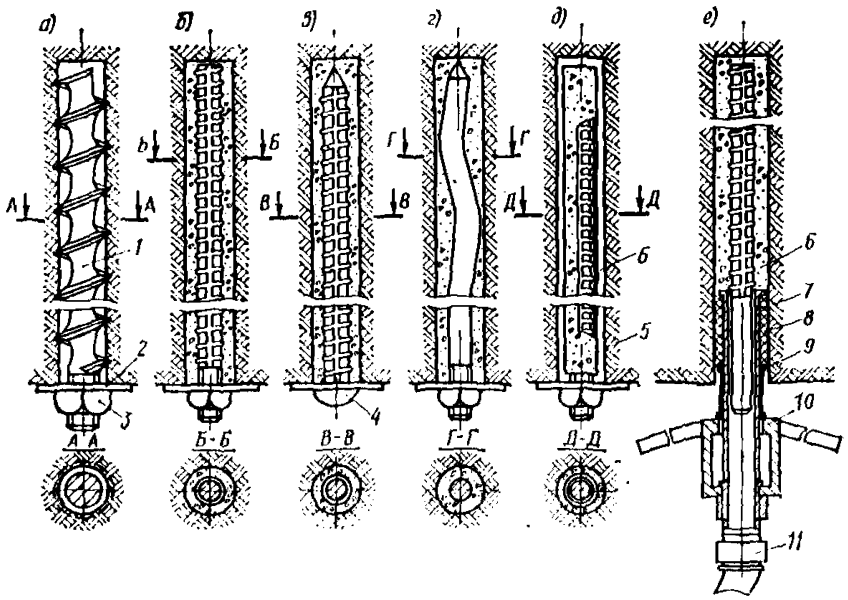


Рис. 3. Конструктивные схемы беззамковых анкеров

а — металлического винтового; *б*, *в*, *г* — армобетонных сплошных (набивных); *д* — перфощтанги; *е* — инъецируемого (в процессе установки)

сокую прочность закрепления и малое смещение под нагрузкой, мало чувствительны к сейсмическим воздействиям, поэтому они совмещают достоинства металлических и железобетонных анкеров. СПА наиболее эффективны при проведении выработок по нарушенным породам и при других сложных условиях. Недостаток СПА, особенно при сплошных конструкциях, — относительно высокая стоимость активных компонентов и их токсичность, требующая повышенной осторожности в работе. Рациональные области применения железобетонных и сталеполимерных анкеров указаны в п. 6 настоящего приложения.

3. Основными параметрами анкерной крепи являются: длина анкеров, расстояние между ними или плотность расстановки, расчетное сопротивление стержня на разрыв, несущая способность замка или замковой части анкера, а также величина начального натяжения для натяжных замковых анкеров. Указанные параметры определяют применительно к двум основным расчетным схемам.

Расчетная схема I — анкеры прикрепляют породу, расположенную в пределах зоны возможного обрушения, к устойчивой зоне породного массива и рассчитываются на восприятие нагрузок, вызванных весом пород в пределах зоны возможного обрушения в кровле и боках, а также зоны выпирания в подошве. Замковые части анкеров заглубляют в устойчивую зону массива на 0,3—0,5 м.

Расчетная схема II — анкеры скрепляют различно деформируемые зоны, слои или структурные элементы породного массива вокруг выработки, формируя упрочненную зону в виде плиты, свода, арки или кольца, способную воспринять горное давление.

Расчетная схема I достаточно проста и наглядна, но не в полной мере отражает действительный характер работы анкерной крепи. Эту схему обычно используют при сравнительно небольших размерах зоны возможного обрушения (до 2 м). В отдельных случаях, при строительстве подземных сооружений большого поперечного сечения в трещиноватом массиве, ее применяют и при размерах такой зоны до 15 м, а иногда и больше. Следовательно, для применения расчетной схемы I необходимо иметь данные об ожидаемых размерах зоны возможного обрушения пород в элементах выработок (кровле, боках и подошве), которое может быть обусловлено собственным весом пород, отделяющихся от массива по природным поверхностям ослабления или в результате образования предельно напряженных зон.

Расчетная схема II полнее отражает действительный характер работы анкерной крепи, но требует более подробных и надежных данных о свойствах породного массива и более сложна в расчетном отношении. Для применения расчетной схемы II необходимо иметь достоверные данные о строении и прочностных характеристиках массива, его напряженном состоянии в зоне влияния выработки и ожидаемых смещениях.

4. Несущая способность замковых анкеров определяется по несущей способности замка и стержня анкера.

Расчетная несущая способность стержня

$$P_{\text{с}} = F_{\text{нт}} R_{\text{р}} m_{\text{у}}, \qquad (1)$$

где $F_{\text{нт}}$ — площадь ослабленного сечения стержня (нетто), м^2;

$R_{\text{р}}$ — расчетное сопротивление материала стержня растяжению. Для горячекатаной стали класса А-I (Ст3) $R_{\text{р}}$=210 МПа, для класса А-II (Ст5, 18Г2С) $R_{\text{р}}$=270 МПа;

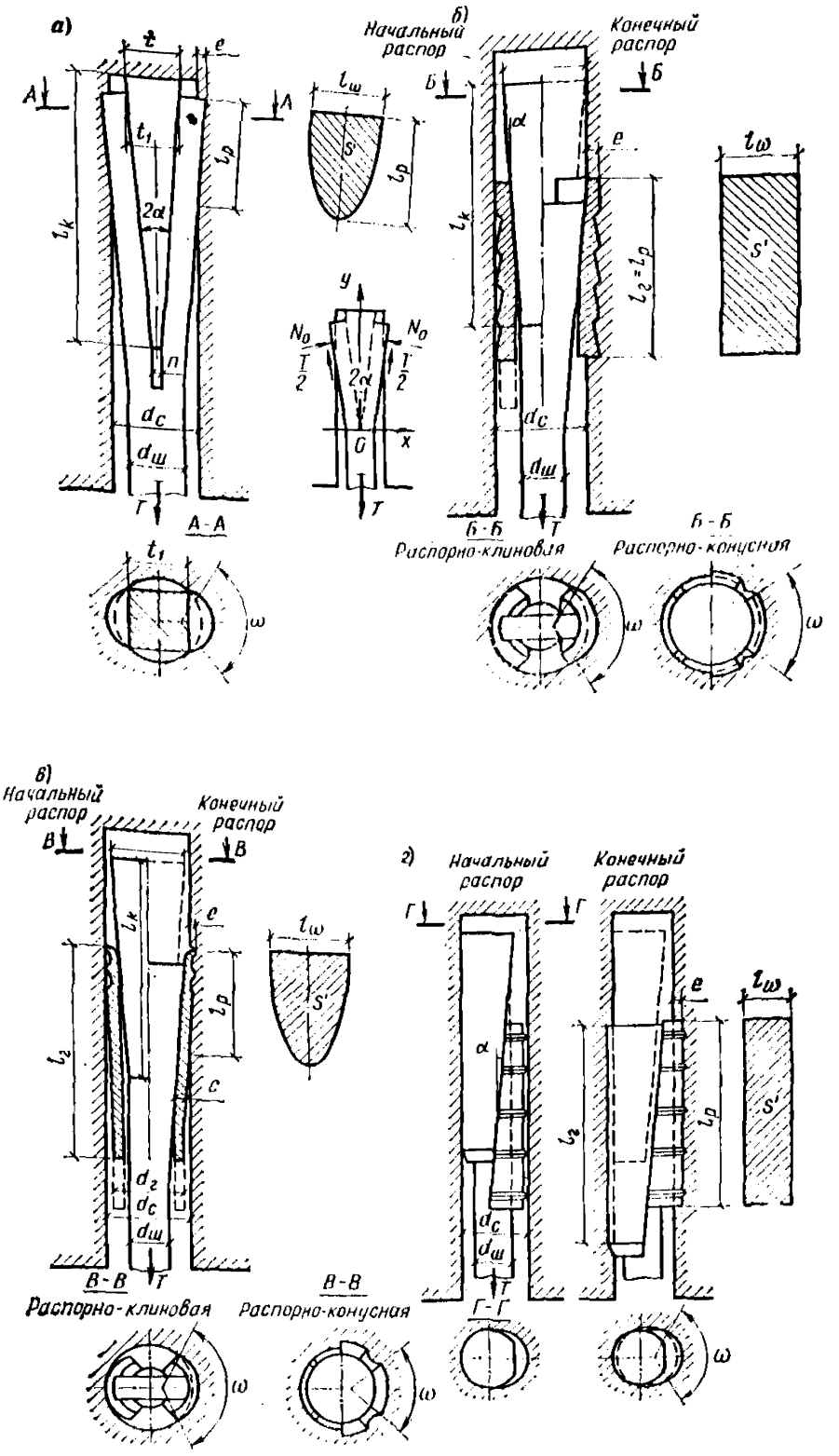


Рис. 4. Конструктивные и расчетные схемы замков металлических анкеров

а — клинощелевого; *б* — распорного с клиновидными сегментами; *в* — распорного с цилиндрической втулкой; *г* — распорного с односторонним клином

$m_у$ — коэффициент условий работы (принимается: при сухих скважинах 0,9, при влажных 0,7—0,8).

Расчетную несущую способность замка $P_з$ анкера следует определять по действующим в бассейнах инструкциям и методическим указаниям для принятых к применению конкретных конструкций анкеров.

В качестве расчетной нагрузки на анкер $P_а$ принимают меньшее из значений $P_с$ и $P_з$.

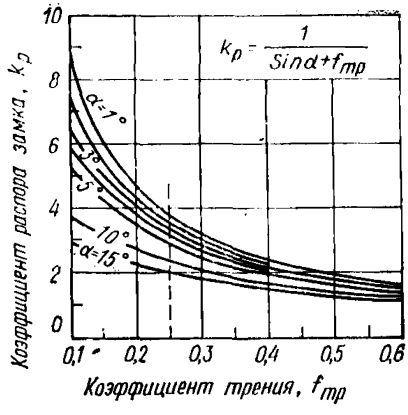


Рис. 5. График для определения коэффициента $k_р$ распора замка

5. Для определения несущей способности большинства применяемых конструкций металлических клинощелевых и распорных замковых анкеров (рис. 4) может быть использована, в частности, следующая методика [1].

Предельная несущая способность клинощелевого или распорных замков при незастопоренных сегментах:

$$T = m\frac{S' R_s}{K_р}, \qquad (2)$$

где m — число элементов замка, распирающихся в бока скважины; S' — площадь контакта одного распорного элемента замка с породой $\left(S'_п\right)$ или с головкой штанги $\left(S'_м\right)$, определяемые в каждом случае по конструктивным размерам замка и скважины; R_s — нормативное сопротивление породы на вдавливание $R_{вд}$ или стали на смятие $R_{см}$; $k_р$ — коэффициент распора элементов замка в бока скважины под действием продольной силы T, определяемый по формуле: $k_р = 1:(\sin\alpha + f_{тр})$ или по графику на рис. 5. Здесь α — половина угла приострения клина или головки, принимаемого по конструктивным размерам (обычно от 2 до 5°); $f_{тр}$ — коэффициент трения. В случае трения элементов замка о породу (клинощелевой замок или распорный с застопоренными сегментами) обозначается $f_{м.п}$, а элементов между собой (распорный замок при незастопоренных сегментах) обозначается $f_{м.м}$. Величины $f_{м.п}$ и $f_{м.м}$ для наиболее распространенных сочетаний представлены в табл. 1.

Площадь контакта элемента замка с породой в общем случае определяется по формуле

$$S'_п = l_ω\, l_р\, k_s, \qquad (3)$$

где $l_ω$ и $l_р$ — ширина и длина теоретической поверхности контакта (рис. 4); k_s — коэффициент полноты контакта, учитывающий ребрис-

[1] **Тимофеев О. В.** Единая методика расчета металлических замковых штанг. Межвузовский сб. Устойчивость и крепление горных выработок, вып. 6. ЛГИ, 1980, с. 68—78.

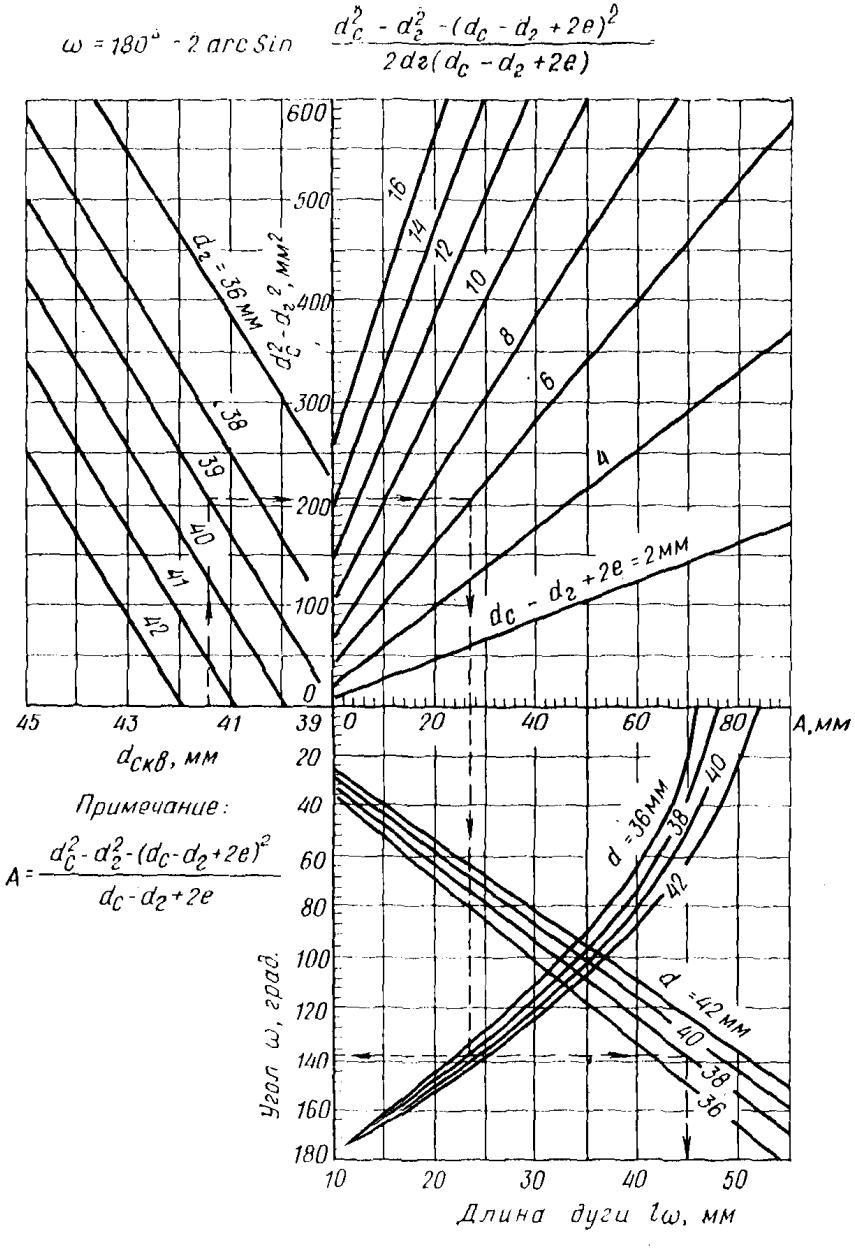


Рис. 6. Номограмма для определения l_ω

Таблица 1

Трущиеся тела	Коэффициент трения без смазки	Коэффициент трения со смазкой (вода, масло)
Сталь — сталь (чистый контакт)	0,17	0,12
Сталь — чугун	0,18	0,13
Сталь — известняк	0,32	—
Сталь — песчаник	0,38	0,35
Сталь — аргиллит (алевролит)	0,4	0,27
Сталь — гранит	0,43	0,35
Сталь — уголь	0,47	0,4

тость сегментов и стен скважины, а также глубину внедрения ($k_в \leqslant 1$). Величину l_ω можно рассчитывать или определить по номограмме на рис. 6 для распорных замков.

Величину нормативного сопротивления породы на вдавливание $R_{вд}$ следует принимать по данным специализированных организаций. В общем случае $R_{вд}=R\cdot k_{вд}$, где R — предел прочности или текучести пород при одноосном сжатии; $k_{вд}$ — коэффициент пропорциональности. Для ориентировочных расчетов при средней глубине внедрения элементов замка в породу $e=2$—3 мм (см. рис. 4) рекомендуется принимать $k_{вд}=4$ для пород $R\leqslant 60$ МПа и хрупким характером разрушения; $k_{вд}=6$ при $R>60$ МПа; $k_{вд}=2{,}5$ для упругопластичных пород с $R<60$ МПа. При расчетной глубине внедрения $e<2$ мм величину $k_{вд}$ следует снижать на 25 % при уменьшении e на каждые 0,5 мм.

При проверке элементов стального замка на местное смятие величину $R_{см}$, согласно главе СНиП II-21-75, следует принимать для арматурных стержней класса А-I 240 МПа, класса А-II 300 МПа; для стального листа класса С 38/23 $R_{см}=230$ МПа (СНиП II-В.3-72).

Для подбора рациональных параметров распорных и клинощелевых замков металлических штанг рекомендуется номограмма на рис. 7. При заданных величинах T, m, $k_р$ и $R_в$ определяется необходимая площадь контакта распорного элемента замка с породой $S_п'$ или с головкой штанги $S_м'$. При известной конструкции замка (m, $k_р$, $S_п'$, $S_м'$) и прочности породы ($R_в$) определяют T. Порядок работы с номограммой изложен в примере 1 (п. 11 настоящего приложения).

Расчетная несущая способность замка:

$$P_з = Tk_п m_у, \qquad (4)$$

где T — меньшее из значений предельной несущей способности замка, определяемое из формулы (2) по сопротивлениям породы вдавливанию и стали местному смятию; $k_п$ — коэффициент перехода от нормативных сопротивлений к расчетным (для сопротивления породы на вдавливание определяется по экспериментальным данным в режиме длительного нагружения, для сопротивления стали на смятие $k_{п.см}=0{,}7$ согласно главе СНиП II-В.3-72); $m_у$ — коэффициент

условий работы (при сухих скважинах равен 0,9, при влажных — (0,7—0,8).

Величину $k_{п.вд}$ при ориентировочных расчетах можно принимать для прочных пород ($R>60$ МПа) равной 0,9—1; для пород средней прочности (30—60 МПа) — 0,7—0,8; пород малой прочности (10—30 МПа) — 0,5—0,6.

6. Несущая способность железобетонных и сталеполимерных анкеров, которые бывают сплошными и замковыми, определяется сопротивлением разрыву арматурного стержня, прочностью его закрепления в бетонной или полимербетонной пробке и сопротивлением ее сдвигу относительно боков скважины.

Расчетная несущая способность стержня анкера из условия его прочности на разрыв определяется по формуле (1) настоящего приложения. Если задана необходимая несущая способность анкера, сечение стержня подбирают по формуле (1) или по табл. 2 настоящего приложения. Относительное удлинение стержней из стали классов А-I, А-II, А-III и А-IV составляет соответственно 25, 19, 14 и 6 %, поэтому последний класс применять не рекомендуется.

Расчетная несущая способность стержня (в кН) из условия прочности его закрепления в бетоне:

$$P_c = \pi d_{ст} \tau_1 l_з k_l m_y', \qquad (5)$$

где $d_{ст}$ — диаметр арматурного стержня; τ_1 — удельная расчетная прочность закрепления стержня в бетоне, кПа; $l_з$ — расчетная длина заделки, м; k_l — поправочный коэффициент на длину заделки; m_y' —

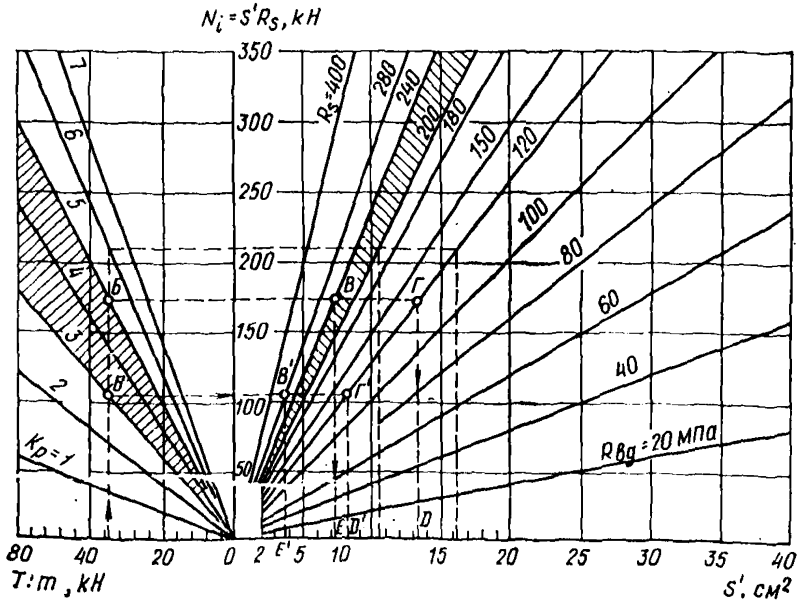


Рис. 7. Номограмма для определения параметров замка металлического анкера

Таблица 2

Номинальный диаметр стержня $d_{ст}$, мм	Площадь сечения $F_{Бр}$, см²	Масса 1 м стержня, кг	Сопротивление стержня растяжению H при классах арматурной стали							
			A=I (Ст3)		A=II (Ст5; 18Г2С)		A=III (сталь 1872С; 25Г2С)		A=IV (сталь 20Х72М; 20ХГСТ)	
			нормативное (240)*	расчетное (210)*	нормативное (300)	расчетное (270)	нормативное(400)	расчетное (340)	нормативное (600)	расчетное (510)
6	0,28	0,222	6 700	5 880	8 400	7 560	11 200	9 520	16 800	14 280
8	0,5	0,395	12 000	10 500	15 000	13 500	20 000	17 000	30 000	25 500
10	0,78	0,617	18 700	16 380	23 400	21 060	31 200	26 520	46 800	39 780
12	1,13	0,888	27 100	23 730	33 900	30 500	45 200	38 420	67 800	57 630
14	1,54	1,208	36 960	32 340	46 200	41 580	61 600	52 360	92 400	78 540
16	2,01	1,578	48 240	42 210	60 300	54 270	80 400	68 340	120 600	102 510
18	2,54	2	60 960	53 340	76 200	68 580	101 600	86 360	152 400	129 540
20	3,14	2,466	75 360	65 940	94 200	84 780	125 600	106 760	188 400	160 140
22	3,8	2,984	91 200	79 800	114 000	102 600	152 000	129 200	228 000	193 800
24	4,52	3,551	108 480	94 920	135 600	122 040	180 800	153 630	271 200	230 520
26	5,3	4,168	127 200	111 300	159 000	143 100	212 000	180 200	318 000	270 300
28	6,15	4,834	147 600	129 150	184 500	166 050	246 000	209 100	369 000	313 650
30	7,06	5,549	169 440	148 050	211 800	190 620	282 400	240 040	423 600	360 060

* Цифры в скобках обозначают величину сопротивления стали в МПа.

коэффициент условий работы стержня, значение которого принимают при сухой скважине 0,8, при влажной 0,7—0,6.

Экспериментальными исследованиями установлено, что значение τ_l уменьшается с увеличением длины заделки стержня. При длине заделки арматурного стержня периодического профиля, равной 100 мм, в цементном бетоне марки М300—М400 $\tau_l = 8—10$ МПа, а в полимербетоне суточного возраста на эпоксидной смоле $\tau_l = 16 \div 20$ МПа. Установлено также, что прочность закрепления стержня периодического профиля диаметром 20—22 мм при длине заделки 300—400 мм в цементном бетоне и 200—250 мм в полимербетоне соответствует его прочности на разрыв, поэтому расчетную длину заделки обычно принимают для цементного бетона 350—400 мм, а для полимербетона 250—300 мм (реже 400). На основании экспериментальных данных величину поправочного коэффициента k_l рекомендуется принимать:

$l_з$, м	0,1	0,2	0,25	0,3	0,4
k_l при цементном бетоне . .	1	0,65	0,62	0,58	0,55
k_l при полимербетоне	1	0,75	0,72	0,68	0,65

Расчетная несущая способность (в кН) замка из условия его сдвига относительно стен скважины:

$$P_з = \pi d_{скв} \tau_2 l_з m_у^{"}, \qquad (6)$$

где $d_{скв}$ — диаметр скважины, м; τ_2 — удельное расчетное сопротивление сдвигу бетона или полимербетона относительно стен скважины, кПа; $m_у^{"}$ — коэффициент условий работы замка, равный при сухой скважине 0,9, при влажной скважине 0,75, при капеже из скважины 0,6.

Значения τ_2 определяют опытным путем в соответствующих условиях. По имеющимся данным, для известняков и сланцев τ_2 составляет соответственно 1,5—2 и 1—1,2 МПа при цементном бетоне и аналогично 3—4 и 2—2,5 МПа при полимербетоне.

В качестве расчетной несущей способности анкера $P_а$ принимается меньшее из значений $P_с$, $P_с^{'}$ и $P_з$.

Для закрепления арматурного стержня в скважине на длине $l_з$ необходимый объем полимербетонной смеси определяется по формуле

$$V_{см} = 0{,}785 \left(d_{скв}^2 - d_{ст}^2 \right) l_з, \qquad (7)$$

и суммарная полезная длина ампул (с запасом 5 %)

$$n_а h_а = 1{,}05 \frac{V_{см}}{d_а^2}, \qquad (8)$$

где $d_а$; $h_а$ — диаметр и полезная длина ампулы; $n_а$ — число ампул; $d_{скв}$; $d_{ст}$ — соответственно диаметр скважины и стержня.

Таблица 3

Потребные объемы смеси

Диаметр скважины $d_{скв}$, мм	Диаметр арматурного стержня, $d_{ст}$, мм	Объем смеси на 1 м длины $V_{см}$, см³	Диаметр ампулы $d_а$, мм	Объем смеси на 1 м длины ампулы V, см³	Полезная относительная длина $\frac{n_а h_а}{l_з}$
42	24 22 20 18	933 1005 1070 1130	38	1080	0,86 0,94 0,99 1,05
40	24 22 20 18	804 876 942 1002	36	967	0,83 0,91 0,97 1,04
38	24 22 20 18	697 754 820 880	34	862	0,81 0,87 0,95 1,02
36	24 22 20 18	565 637 703 763	32	764	0,74 0,83 0,92 1
34	24 22 20 18	455 527 593 653	30	672	0,68 0,78 0,88 0,97
32	24 22 20 18	352 424 490 550	28	585	0,6 0,72 0,84 0,94
30	24 22 20 18	255 327 393 452	26	505	0,5 0,65 0,78 0,9
28	22 20 18 16	236 301 361 415	24	430	0,55 0,7 0,84 0,96

Данные по объему смеси на 1 м длины анкера и на полезной относительной суммарной длине ампул $\frac{n_a h_a}{l_з}$ при наиболее часто встречающихся диаметрах скважин и стержней представлены в табл. 3. Из таблицы следует, что при скважинах малого диаметра (28—32 мм) расход смеси меньше в 2,5—3 раза, а потребное число ампул меньше в 1,5—2 раза по сравнению с обычно применяемым диаметром скважины 40—42 мм. Если учесть, что при скважинах малого диаметра производительность бурения возрастает в 1,3—1,8 раза и обеспечивается лучшее качество перемешивания и более интенсивный разогрев смеси от трения при вращении стержня, то важность перехода на такие скважины становится еще убедительнее.

Приведенные выше данные свидетельствуют о высокой несущей способности сталеполимерных анкеров (90—110 кН в суточном возрасте) при длине заделки анкера в скважине не более 300—400 мм, поэтому в большинстве случаев может применяться замковая конструкция. Сплошные анкеры требуют в несколько раз большего расхода полимербетона, а их стоимость на 50—100 % выше. Применение сплошных анкеров целесообразно при интенсивном расслоении пород и «обыгрывании» штанг в сильнотрещиноватых породах, а также при большом сроке службы (6—7 лет и больше), наличии агрессивных к металлу подземных вод и существенных сейсмических воздействиях.

7. Длину анкеров определяют с учетом характера проявлений горного давления и принятой расчетной схемы анкерной крепи:

а) при первой расчетной схеме, если глубина зоны возможного обрушения пород $l_в$, м, определена длину анкера (в м) рассчитывают по формуле

$$l_a = l_в + l_з + l_п, \qquad (9)$$

где $l_з$ — величина заглубления штанги в устойчивую зону массива пород (0,3—0,5 м); $l_п$ — длина выступающей из скважины части штанги, зависящая от ее конструкции и толщины опорно-поддерживающих элементов (0,05—0,2 м).

Форма и размеры зоны возможного обрушения пород существенно зависят от строения пород в кровле выработки. Для расчетов длины анкеров выделим четыре основных типа кровли выработки:

1-й — сильнотрещиноватые или тонкослоистые породы ($m_i \leqslant 0{,}2a$) значительной мощности ($\Sigma m_i \geqslant 2a$). Породы в этом случае рассматриваются как условно сыпучие, склонные к вывалообразованию в форме свода (рис. 8, *а*, *б*, *в*, *г* настоящего приложения). Здесь обозначены: m_i — толщина отдельного слоя или расстояние между системами трещин; $2a$ — пролет выработки;

2-й — среднетрещиноватые слоистые породы ($0{,}2a < m_i \leqslant 0{,}5a$) значительной мощности ($\Sigma m_i \geqslant 2a$) со слабыми связями между слоями. Массив пород рассматривается как крупноблочная дискретная среда, способная образовывать многоблочные распорные системы, обладающие устойчивостью при некотором пролете $L_{уст}$ (рис. 8, *д*—*з*). Зона возможного обрушения пород имеет трапециевидную форму со ступенчатыми боками;

3-й — слаботрещиноватые или монолитно-слоистые породы ($m_i \geqslant 0{,}2a$) значительной суммарной мощности ($\Sigma m_i > 2a$) со слабыми связями между слоями. Массив пород рассматривается как многослойная плита с частичным защемлением на опорах слоев, способных сохранять устойчивость при некотором пролете $L_{уст}$ (рис. 8, *д*—*з*).

Зона возможного обрушения пород, как и в предыдущем случае, имеет трапециевидную форму со ступенчатыми боками;

4-й — непосредственная неустойчивая кровля небольшой мощности ($\Sigma m_i \leqslant a$ или $\Sigma m_i < 2 \div 2{,}5$ м) перекрыта толщей прочных пород, вполне устойчивых при данном пролете выработки в течение

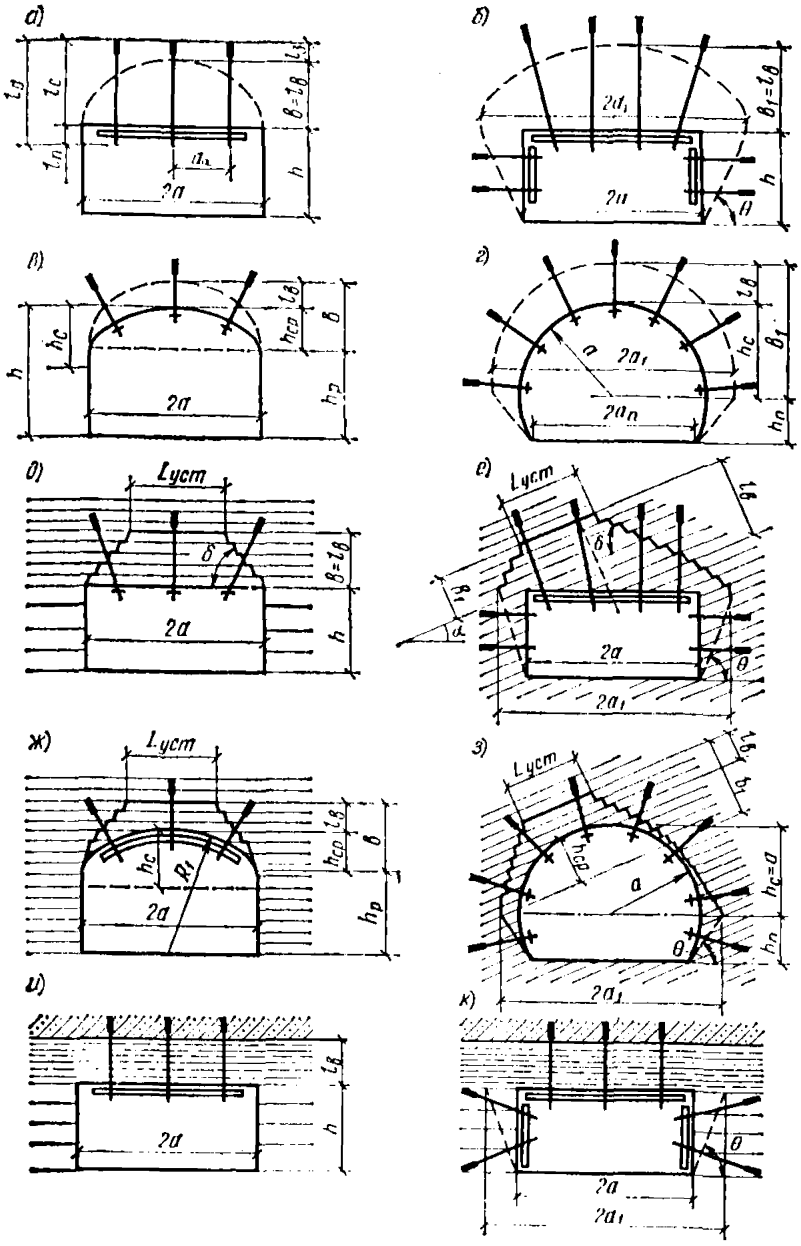


Рис. 8. Схемы к расчету длины анкеров при закреплении их замков за пределами зоны возможного обрушения пород (расчетная схема 1)

при типе кровли: *а, б, в, г* — первом; *д, е, ж, з* — втором и третьем; *и, к* — четвертом

заданного срока. Непосредственная кровля способна обрушаться на полную мощность до прочной толщи, образуя зону возможного обрушения прямоугольной формы (рис. 8, *и*, *к*).

Для расчета параметров анкерной крепи возможны два варианта вывалообразования пород в горной выработке: только в кровле при устойчивых боках (рис. 8, *а*, *в*, *д*, *ж*, *и*); в боках и кровле (рис. 8, *б*, *г*, *е*, *з*, *к*). В первом случае ширину зоны возможного обрушения пород принимают равной ширине выработки. Во втором случае предполагается образование в боках выработки призм сползания и соответствующее увеличение ширины зоны в кровле;

б) при первом типе кровли размеры зоны возможного обрушения пород могут быть определены по расчетной схеме М. М. Протодьяконова. Высота свода обрушения (в м) в кровле выработки при первом и втором вариантах вывалообразования соответственно:

$$b = \frac{a}{fk_c}; \quad b_1 = \frac{a_1}{fk_c}, \tag{10}$$

где a — полупролет выработки, м; a_1 — полупролет свода обрушения, определяемый по формуле (11), м; k_c — дополнительно введенный в расчетную схему М. М. Протодьяконова коэффициент структурного ослабления породного массива, определяемый по действующим в бассейнах инструкциям или по п. 2.45 (2.16) настоящих норм (при невыполнении условия $fk_c \geqslant \operatorname{tg} \varphi_p$, где φ_p — расчетный угол внутреннего трения горных пород, следует положить $fk_c = \operatorname{tg} \varphi_p$)

$$a_1 = a + h_p \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi_p}{2}\right), \tag{11}$$

где h_p — расчетная высота стен выработки (в прямоугольных выработках $h_p = h$).

Тогда глубину зоны возможного обрушения пород, входящую в формулу (9), определяют соответственно при первом и втором вариантах по формулам:

$$l_в = b - h_{ср}; \quad l_в = b_1 - h_{ср}, \tag{12}$$

где $h_{с.р}$ — расчетная высота, м, подъема свода выработки (см. рис. 8, *в*, *г*), которая в выработках с плоской кровлей (рис. 8, *а*, *б*) равна нулю.

При проведении выработки буровзрывным способом в некоторой зоне массива пород вокруг выработки образуются взрывные трещины. Глубина этой зоны (возможного обрушения пород) может быть определена по эмпирической формуле:

$$l_т = \frac{z}{\sqrt{10R}}, \tag{13}$$

где R — предел прочности породы при сжатии, МПа; z — коэффициент, учитывающий параметры буровзрывных работ:

$$z = 1{,}14 e_1 d_п^{0{,}8} l_ш^{0{,}6};$$

e_1 — коэффициент работоспособности *ВВ*; $d_п$ — диаметр патрона *ВВ*, м; $l_ш$ — длина шпура, м. При $d_п = 0{,}032$ м и $e_1 = 360 : 437 = 0{,}82$ значения z при глубине шпуров 2, 3, 4 и 5 м составляют соответственно

23, 29, 35 и 39. Согласно наблюдениям и расчетам, величина $l_т$ чаще всего находится в пределах 0,5—1 м.

По большему из значений $l_в$, полученным из формул (12) и (13), определяют плотность расстановки штанг в кровле выработки:

$$n_s = \frac{l_в \gamma_k n'_п}{P_а}, \qquad (14)$$

где γ_k — объемный вес пород кровли в пределах зоны возможного обрушения пород, кН/м³; $n'_п$ — коэффициент перегрузки ($n'_п = 1,2$); $P_а$ — расчетная несущая способность анкера, кН. Расстояние между анкерами (в м) составит

$$a_а = \sqrt{\frac{P_а}{l_в \gamma_к n'_п}}. \qquad (15)$$

В случае трещиноватых пород при использовании анкеров без жестких подхватов рекомендуется соблюдать соотношения $a_а/l_с = 0{,}7 \div 0{,}5$ (где скважинная часть анкера $l_с = l_в + l_з$), а при использовании жестких подхватов и затяжки — соотношение $a_а/l_с = 1 \div 1{,}5$.

При неустойчивых боках выработки и образовании в них призм сползания (см. рис. 8, *б*, *г*, *е*, *з*, *к*) с наклоном линии скольжения под углом $\theta = \frac{90° - \varphi_р}{2}$ к горизонтали необходимую длину анкера в боку определяют по тому же принципу, что и в кровле. Замковые части анкеров должны быть выведены за пределы призм сползания на величину $\geqslant l_з$.

Если в боках выработки нет явно выраженных наклонных поверхностей ослабления или если они имеют угол падения $\beta \leqslant \theta$ (рис. 9, *а*, *г* настоящего приложения), то наибольшая ширина призмы сползания (в м), с учетом угла $\alpha_б$ наклона бока выработки к вертикали составит:

$$c = h_р \left(\operatorname{tg} \frac{90° - \varphi'_б}{2} \pm \operatorname{tg} \alpha_б \right), \qquad (16)$$

а активная длина верхнего бокового анкера, м:

$$l'_с = h' \left(\operatorname{tg} \frac{90° - \varphi'_б}{2} \pm \operatorname{tg} \alpha_б \right) + l_з, \qquad (17)$$

где $h_р$ — расчетная высота призмы сползания, равная высоте выработки с плоской кровлей (см. рис. 9, *а*, *в*) или расстоянию от ее подошвы до условной пяты свода в сводчатой выработке (рис. 9, *б*, *г*), м; h' — расстояние от подошвы выработки до верхнего анкера, м; $\varphi'_б$ — кажущийся расчетный угол внутреннего трения пород в боку выработки (при его определении через коэффициент крепости f пород в боку выработки $\varphi'_б = \operatorname{arctg} f \cdot k_с$; $\alpha_б$ — угол между боковой поверхностью выработки и вертикальной плоскостью (при наклоне боковой поверхности в сторону выработки принимается $+\operatorname{tg} \alpha_б$, при наклоне в сторону породного массива — $\operatorname{tg} \alpha_б$).

Суммарную несущую способность (в кН) анкеров в боку выработки на единицу ее длины ΣP_a определяем из условия равновесия указанной призмы сползания (см. рис. 9, *а*, *г*):

$$\Sigma P_a = G\left(\operatorname{tg}\frac{90^\circ - \varphi'_б}{2}\right) n_п, \tag{18}$$

где

$$G = 0{,}5\gamma_б h_р (h_р + h_0)\left(\operatorname{tg}\frac{90^\circ - \varphi'_б}{2} \pm \operatorname{tg}\alpha_б\right), \tag{19}$$

h_0 — приведенная высота, м, пригрузки на призме сползания от свода обрушения, которую рекомендуется определять по формуле

$$h_0 = 0{,}5\, b_1 \frac{\gamma_к}{\gamma_б} \tag{20}$$

($\gamma_б$ — объемный вес пород в боку выработки, кН/м³).

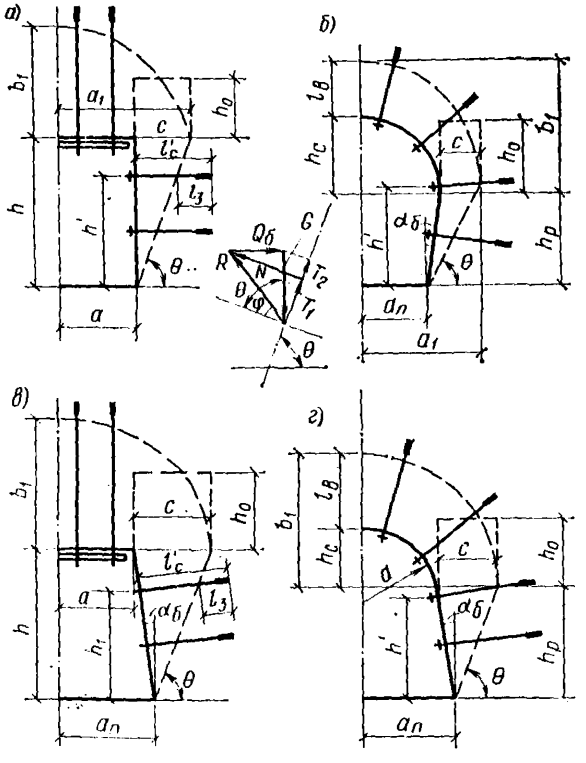


Рис. 9. Схемы к расчету параметров анкерной крепи в блоках выработки при формах поперечного сечения

а — прямоугольной; *б* — подковообразной; *в* — трапециевидной; *г* — арочной

Тогда расчетное число анкеров в боку выработки:

$$n\sigma = \frac{\Sigma P_a}{P_a}. \qquad (21)$$

в) при втором типе кровли для определения высоты $l_з$, м, зоны возможного обрушения пород необходимо определить величину устойчивого пролета $L_{уст}$, м, слоя породы толщиной m, м, в котором образуется из породных блоков распорная система (см. рис. 8, *д*). Приняв такую систему условно трехшарнирной (рис. 10), будем считать, что она сохранит устойчивость, если в среднем и боковых шарнирах напряжения сжатия от бокового распора в породном массиве и напряжений сжатия от распора H_c в образовавшемся своде, распределенные по закону треугольника на участке слоя $m_{сж}$ и имеющие равнодействующую в точке с координатой h_c^1, не превысят расчетного сопротивления породы при сжатии, кПа:

$$R_c = \sigma_{сж}\,\xi\,k_c, \qquad (22)$$

где ξ — коэффициент длительной прочности пород.

В результате получим устойчивый пролет (в м) данного слоя при горизонтальном или пологом ($\alpha \leqslant 15°$) залегания пород:

$$N_{уст} = 1{,}22\,(m - f_0')\sqrt{\frac{R_c - \lambda\gamma H_p}{P n_п \cos\alpha}} \qquad (23)$$

и расчетную высоту зоны обрушения пород (см. рис. 7, *д*):

$$b = 0{,}5\,(L_p \cos\alpha - L_{уст})\,\mathrm{tg}\,\delta, \qquad (24)$$

где f_0^1 — прогиб породного слоя в середине пролета, м; λ — коэффициент бокового распора пород в массиве; H_p — расчетная глубина заложения выработки, м; P — равномерно распределенная нагрузка на слой (при учете только собственного веса $P=\gamma m$), кПа; $n_п$ — коэффициент перегрузки, который рекомендуется принимать равным 2 — при проходке комбайном, 3—4 — при проходке буровзрывным способом, 5—6 — при влиянии на выработку массовых взрывов и очистных работ; L_p — расчетный пролет слоя породы, равный $2a$ — при устойчивых боках выработки и $2a_1$ — при неустойчивых, м; α — угол наклона породных слоев к горизонтали; δ — средний угол наклона к плоскости напластования боковых границ зоны обрушения пород, равный 70°.

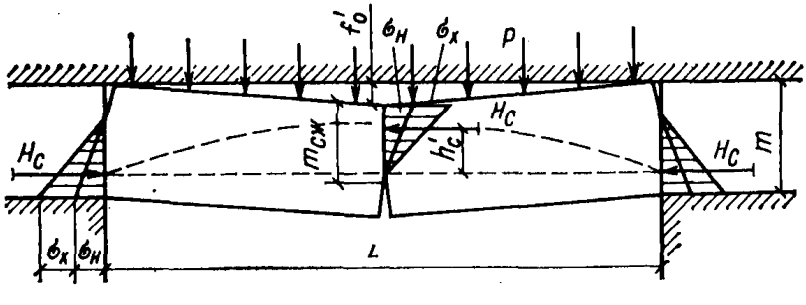


Рис. 10. Схема к расчету устойчивого пролета слоя породы

Длину l_a и плотность расстановки анкеров в кровле определяют с учетом схемы на рис. 8, *д*, *з* и по формулам (9) и (14), как и в предыдущем случае. Параметры анкерной крепи в боках выработки рассчитывают по методике, изложенной выше;

г) при третьем типе кровли слой породы толщиной m, м, работает на изгиб под действием пригрузки P, кПа, а также на продольное сжатие, обусловленное боковым распором в нетронутом породном массиве.

Учитывая выравнивание изгибающих моментов в среднем и боковых сечениях слоя вследствие деформирования породы и полагая, что для обеспечения устойчивого пролета растягивающие напряжения не должны превышать расчетного сопротивления (в кПа) породы на растяжение: $R_р = \sigma_р \xi k_с$, где $\sigma_р$ — сопротивление породы на растяжение, кПа, а сжимающие напряжения не должны превышать расчетного сопротивления (в кПа) на сжатие $R_с$, получим:

при расчете по растягивающим напряжениям

$$L_{уст} = 1{,}63m \sqrt{\frac{R_р + \lambda\gamma H_р \left(1 - 6\dfrac{f_0''}{m}\right)}{Pn_п}}; \qquad (25)$$

при расчете по сжимающим напряжениям

$$L_{уст} = 1{,}63m \sqrt{\frac{R_{сж} - \lambda\gamma H_р \left(1 + 6\dfrac{f_0''}{m}\right)}{Pn_п}}, \qquad (26)$$

где f_0'' — прогиб слоя, м, который при частичном защемлении на опорах и с учетом возможной ползучести пород можно определить по формуле

$$f_0'' = \frac{3}{32}\frac{PL_{уст}^4}{Em^3}, \qquad (27)$$

E — модуль деформации породы, кПа.

Расчетную высоту зоны обрушения пород b определяют, как и при втором типе кровли, по формуле (24), а длину l_a и плотность расстановки анкеров n_a соответственно по формулам (9) и (14);

д) при четвертом типе кровли (рис. 8, *и*, *к*) высоту зоны возможного обрушения пород принимают равной мощности неустойчивой непосредственной кровли, а длину анкеров и плотность их расстановки определяют по формулам (9) и (14) соответственно.

Во всех рассмотренных случаях размеры зоны возможного обрушения пород определялись без учета упрочняющей роли анкерной крепи, что создает дополнительный запас прочности. Такой подход вполне правомерен, если плотность расстановки анкеров принимается меньше 0,7 шт/м², а также если анкеры при любой плотности расстановки возведены после начала расслоения пород.

8. Длина анкера при второй расчетной схеме (см. п. 3), когда глубина зоны возможного обрушения существенно превышает приемлемую длину анкеров, определяется (рис. 11) по формуле

$$l_a = l_0 + l_1 + l_п + l_з, \qquad (28)$$

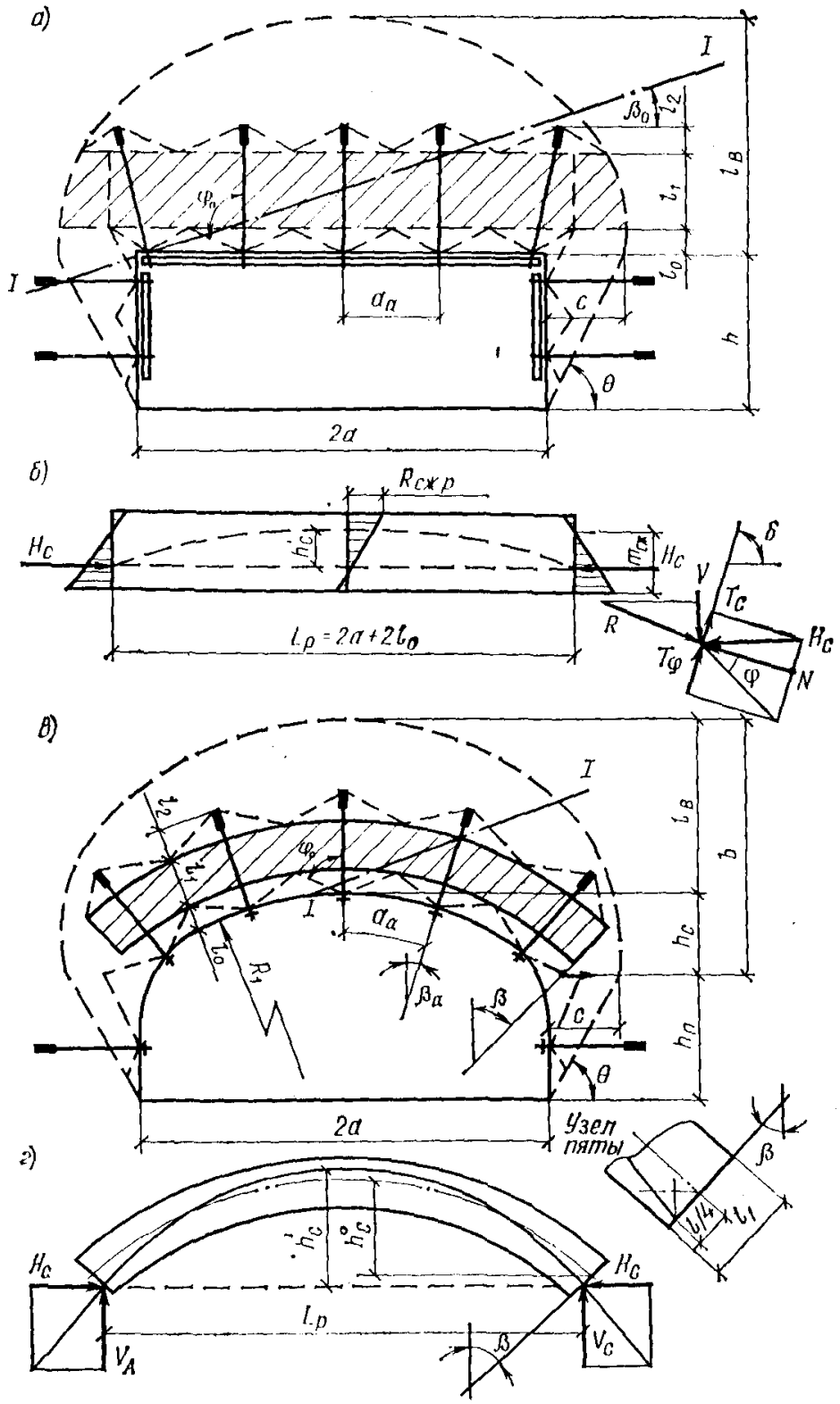


Рис. 11. Схемы к расчету параметров анкерной крепи при упрочненной зоне в зависимости от формы выработки

а, б — прямоугольной; *в, г* — сводчатой

где l_0 — глубина нарушенной зоны, примыкающей к контуру выработки и являющейся нерабочей вследствие повышенной трещиноватости и возможности образования вывалов в промежутках между штангами; l_1 — расчетная толщина упрочненной несущей зоны, сформированной анкерами; $l_п$ и $l_з$ — то же, что и в п. 7.

Считая, что зона влияния каждого анкера в массиве пород у контура выработки ограничена поверхностью конуса с углом φ_0 относительно оси анкера, получаем

$$l_0 = 0{,}5a_a \operatorname{ctg} \varphi_0, \tag{29}$$

где a_a — расстояние между анкерами. Величину φ_0 принимают по рекомендациям специализированных организаций или приближенно равной кажущемуся углу внутреннего трения: $\varphi_0 \approx \operatorname{arctg} 0{,}1R_c$, где R_c — расчетное сопротивление породы сжатию с учетом степени трещиноватости. Для большинства трещиноватых пород можно принимать $\varphi_0 \approx 45°$.

Расчетная толщина упрочненной несущей зоны, с учетом образования в ней при помощи анкеров распорной системы типа трехшарнирного свода (2-й тип кровли по п. 7, *а* настоящего приложения), составит:

при плоской кровле выработки

$$l_1 = 0{,}82L_p \sqrt{\frac{Pn_п}{R_{с.у} - \sigma_x}} + f_0; \tag{30}$$

при сводчатой кровле

$$l_1 = \frac{4(R_1 + l_0)A}{3(1 - \cos\beta) - A}, \tag{31}$$

где

$$A = \frac{Pn_п}{R_{с.у} - \sigma_x} \sin^2\beta. \tag{32}$$

В формулах (30)—(32) обозначены: L_p — расчетный пролет упрочненной плиты (при плоской кровле $L_p = 2a + 2l_0$); P — интенсивность вертикальной нагрузки на несущую зону ($P \approx \gamma l_в$, кПа); $n_п$ — коэффициент перегрузки [см. пояснение к формуле (24)]; $R_{с.у}$ — расчетное сопротивление породы на сжатие с учетом структурной ослабленности $k_с$ и упрочнения анкерами $k_у$, определяется из выражения: $R_{с.у} = Rk_с k_у$. Величину $k_у$ следует принимать по рекомендациям специализированных организаций или приближенно согласно п. 4.28 настоящих норм и графика к нему на рис. 7; δ_x — горизонтальные напряжения пород в массиве; β — угол наклона к вертикали пяты сформированного анкерами свода; f_0 — ожидаемый прогиб (вертикальное смещение) кровли, м.

Если при найденной по формуле (28) длине анкеров их замковые части окажутся в слабом слое породы, следует увеличить длину анкеров, чтобы их замковые части были закреплены в достаточно прочном слое.

Расстояние между анкерами при второй расчетной схеме следует принимать с учетом двух факторов:

смыкания зон влияния анкеров на расстояние от контура выработки $l_0 = 0{,}5$—$0{,}7$ м, т. е.

$$a_a \leqslant 2l_0 \operatorname{tg} \varphi_0; \tag{33}$$

восприятия собственного веса пород в пределах активной длины анкера (см. формулу (14), где следует принимать $l_в = l_0 + l_1$).

9. Расчетная толщина упрочненной несущей зоны l_1 при типе III кровли (см. п. 7.а настоящего приложения), представленной слоистыми нетрещиноватыми породами, способными работать на изгиб (рис. 12), может быть определена при расчете по растягивающим напряжениям из формулы

$$l_1^{\text{р}} = 0{,}62 L_{\text{р}} \sqrt{\frac{P n_{\text{п}}}{\psi (R_{\text{р.р}} + \sigma_x)}}, \qquad (34)$$

а при расчете по сжимающим напряжениям из формулы

$$l_1^{\text{с}} = 0{,}62 L_{\text{р}} \sqrt{\frac{P n_{\text{п}}}{\psi (R_{\text{с.у}} - \sigma_x)}}, \qquad (35)$$

где ψ — коэффициент слоистости составной балки, величина которого принимается равной 1; 0,75; 0,70 и 0,65 при числе слоев в скрепляемой анкерами толще соответственно 1, 2, 3, 4 и больше; остальные обозначения те же, что и к формулам (30)—(32).

При выдержанном залегании слоев и хорошей сохранности нижних слоев укрепляемой толщи кровли допустимо в формулах (27) и (28) принимать $l_0 = 0{,}25\, a_{\text{а}}$.

Расстояние между анкерами $a_{\text{а}}$ при типе III кровли следует принимать с учетом двух факторов: а) восприятия собственного веса пород в пределах упрочняемой анкерами толщи [см. формулу (14), где следует принять $l_в = l_0 + l_1$]; б) сохранения устойчивости нижнего

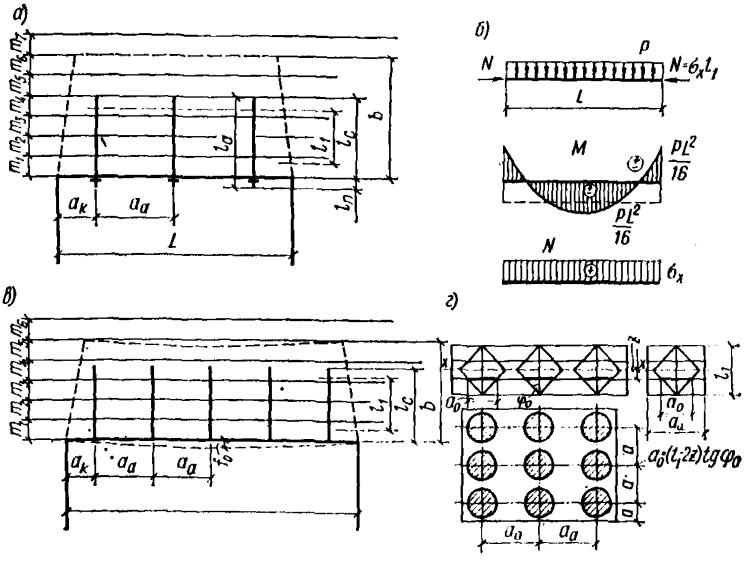


Рис. 12. Схемы к расчету параметров анкерной крепи кровли

а, б — без учета ее прогиба; *в, г* — с учетом прогиба

слоя породы мощностью m_1 в промежутках между анкерами. Рассматривая слой как многопролетную неразрезную балку, работающую на изгиб под действием собственного веса, получим

$$a_a = 1{,}63 m_1 \sqrt{\frac{R_{p.p}}{P_1 n_п'}}, \qquad (36)$$

где $R_{p.p}$ — расчетное сопротивление породы при растяжении (принимается по результатам исследований пород, а при наличии данных только о расчетном сопротивлении породы при сжатии R_c допустимо ориентировочно принимать $R_{p.p}=0{,}05\,R_c$); P_1 — интенсивность нагрузки на слой ($P_1=\gamma_1 m_1$ — при учете только собственного веса слоя или $P_1=\gamma_1 m_1+P_г$ — при учете собственного веса и гидростатического напора $P_г$, если такой есть); $n_п'$ — коэффициент перегрузки, величину которого рекомендуется принимать равным 7, учитывая тяжелые условия работы слоя.

В качестве расчетного следует принимать меньшее из двух значений a_a.

10. Параметры анкерной крепи при второй расчетной схеме для однородного трещиноватого массива, тогда размеры зоны неупругих деформаций и смещений могут быть определены с применением известных аналитических методов расчета, рекомендуется учитывать упрочняющее влияние анкерной крепи[1] введением коэффициента k_y упрочнения в величину расчетного коэффициента сцепления C_p породы. Используя известную зависимость $R_c=\dfrac{2C\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$, получим

$$C_y = C_p k_y = R_c \frac{1-\sin\varphi}{2\cos\varphi} k_y. \qquad (37)$$

Если глубина зоны неупругих деформаций (возможного обрушения) $l_в$, определенная с учетом указанного упрочнения массива пород, не превысит 2—2,5 м, то длина анкера может быть принята по формуле (9) настоящего приложения.

Если же расчетная величина $l_в>2{,}5$ м, то параметры анкерной крепи следует определять по рекомендациям специализированных организаций, учитывая формирование вокруг выработки упрочненного кольца (или арки) с более высокими значениями коэффициента сцепления C_y и модуля деформации E_y.

11. Примеры расчетов.

Пример 1. Определить несущую способность металлического распорно-клинового анкера ЭС-2Л диаметром 20 мм при следующих исходных данных: порода — аргиллит; $R_c=40$ МПа; $k_{вд}=2{,}5$; диаметр скважины $d_c=42$ мм; коэффициент трения $f_{м.п}=0{,}4$; $f_{м.м}=0{,}15$; параметры замка (см. расчетную схему на рис. 4, *б*): число распорных сегментов $m=2$; диаметр гильзы $d_г=38$ мм; ее высота $l_г=100$ мм, толщина $c=5$ мм, число ребер $n_р=8$, их высота $h_р=2{,}5$ мм; клин $t=36$ мм, $\alpha=3°$.

---

[1] **Тимофеев О. В.** Методика расчета параметров штанговой крепи при упруго-пластическом деформировании массива пород. Межвузовский сб.: Устойчивость и крепление горных выработок, вып. 3, Л., 1976, с. 30—34.

Расчетная глубина внедрения сегментов в стенки скважины: $e=0{,}5(t+2c-d_c)=0{,}5(36+10-42)=2$ мм. Угол ω и длина дуги l_ω по номограмме на рис. 6 составят 130° и 43 мм. Поскольку расчетная глубина e внедрения меньше высоты ребер $h_р$, расчетная длина площади контакта сегментов с породой составит $l_р=n_р l'_р=8\times 8=64$ мм. Площадь контакта по формуле (3): $S_п=4{,}3\cdot 6{,}4=27{,}5$ см^2 $=27{,}5\cdot 10^{-4}$ м^2. Коэффициент распора замка по графику на рис. 5 при $\alpha=3°$ и $f_{тр}=0{,}15$ составит $k_р=5$.

Предельная несущая способность замка по сопротивлению породы на вдавливание [формула (2)] составит:

$$T_н=\frac{(2\cdot 27{,}5\cdot 10^{-4}\cdot 40\cdot 10^3\cdot 2{,}5)}{5}=550:5=110\text{ кН},$$

а по сопротивлению элементов замка на смятие:

$$T_c=\frac{(2\cdot 1\cdot 10^{-3}\cdot 230\cdot 10^3)}{5}=92\text{ кН},$$

где приняты

$$S_м=10\cdot 1=10\text{ см}^2=1\cdot 10^{-3}\text{ м}^2 \text{ и } R_{см}=230\text{ МПа}.$$

Расчетная несущая способность замка [формула (4)] по сопротивлению породы на вдавливание составит: $P_{з.в}=110\cdot 0{,}7\cdot 0{,}9=69{,}3$ кН, а по смятию элементов замка: $P_{з.с}=92\cdot 0{,}7\cdot 0{,}9=58$ кН.

Расчетная несущая способность стержня анкера [формула (1)] при $F_{нт}=0{,}85F_{бр}=0{,}85\cdot 3{,}14=2{,}67$ см^2; $R_р=210$ МПа и $m_у=0{,}9$ составит:

$$P_c=2{,}67\cdot 10^{-4}\cdot 210\cdot 10^3\cdot 0{,}9=50{,}5\text{ кН}.$$

Соответствующее нормативное сопротивление стержня (по пределу текучести, т. е. при $R_н=240$ МПа) составит $P_{с.н}=64{,}1$ кН.

Из всех полученных расчетных значений несущей способности принимаем наименьшее значение — для стержня $P_а=50{,}0$ кН. Предельная несущая способность замка и стержня позволяет сопоставлять результаты расчета и испытаний штанг на вытягивание.

При необходимости повышения несущей способности анкера при рассматриваемых условиях следует либо увеличить диаметр стержня (что не выгодно), либо применить более прочную сталь, либо снизить ослабление сечения на резьбе путем перехода от ее нарезки к накатке.

Пример 2. Подобрать конструктивные параметры замкового сталеполимерного анкера СПА (см. п. 6 настоящего приложения), если в суточном возрасте $P_а=80$ кН при закреплении замка в сухой скважине $\left(m'_у=0{,}8;\ m''_у=0{,}9\right)$ диаметром 38 мм по аргиллиту ($\tau_2=2$ МПа). Конструкцию стержня из арматуры периодического профиля класса А-II принять по рис. 2, *е*. Эпоксидный полимербетон обеспечивает расчетное сопротивление в суточном возрасте: $\tau_1=16$ МПа.

Необходимую площадь $F_{нт}$ сечения арматурного стержня найдем из формулы (1), задаваясь $R_р=27\cdot 10^4$ кПа и $m_у=1$,

$$F_{нт}=80:27\cdot 10^4=2{,}9\cdot 10^{-4}\text{ м}^2=2{,}96\text{ см}^2.$$

Расчетный диаметр стержня, с учетом его ослабления резьбой на 15 % составит:

$$1,15F_{нт} = 0,785d_{ст}^2, \text{ т. е. } d_{ст} \approx 20 \text{ мм}.$$

Расчетная длина заделки СПА в скважине по условию сдвига полимербетонной пробки по породе из формулы (6) составит:

$$l_з = 80:(\pi \cdot 0,038 \cdot 2 \cdot 10^3 \cdot 0,9) = 0,37 \text{ м}.$$

При этой длине заделки прочность закрепления арматурного стержня в полимербетоне суточного возраста, с учетом $k_l = 0,65$ по формуле (5), составит:

$$P_c' = \pi \cdot 0,02 \cdot 16 \cdot 10^3 \cdot 0,37 \cdot 0,65 \cdot 0,8 = 193 \text{ кН},$$

что значительно больше необходимых 80 кН. Окончательно принимаем $l_з = 0,37$ м.

Необходимый объем полимербетонной смеси и длину ампул стержня определим по табл. 3, задаваясь диаметром ампулы 34 мм. При $d_{скв} = 38$ мм и $d_{ст} = 20$ мм получим $V_{см}' = 820 \cdot 0,37 = 303$ см^3. Расчетная длина ампулы диаметром 34 мм по табл. 3; $n_a h_a = 0,95$ $l_з = 0,35$ м. Может быть принята одна ампула такой длины. (В случае применения сплошного СПА длиной $l_a = 1,8$ м необходимый объем смеси составит $1,8 \cdot 820 = 1476$ см^3, $h_a n_a = 1,8 \cdot 0,95 = 1,71$ м. Следовательно, потребуется применять 5 ампул полезной длиной $h_a = 0,34$ м или 6 ампул с $h_a = 0,29$ м. При диаметре скважины 30 мм, том же диаметре стержня (20 мм) и диаметре ампулы 26 мм потребуется $V_{см} = 393 \cdot 1,8 = 707,4$ см^3 (вдвое меньше, чем в предыдущем случае) и $h_a n_a = 1,8 \cdot 0,78 = 1,4$ м или 4 ампулы по 0,35 м, т. е. на 1 ампулу меньше. При диаметре ампулы 27 мм, $h_a n_a = 1,8 \cdot 0,72 = 1,3$ м потребуется 4 ампулы длиной по 0,325 м или 3 ампулы по 0,433 м.

Пример 3. Определить конструктивные параметры сплошного железобетонного анкера с диаметром скважины 42 мм и арматурного стержня 20 мм класса А-II. Найти длину заделки анкера в скважине $l_з$, эквивалентную расчетной и нормативной несущим способностям стержня, при сухой скважине $m_у = 0,9$.

Расчетная и нормативная несущие способности стержня по формуле (1) и табл. 2 приложения при

$$F_{нт} = 3,14 \text{ см}^2 \text{ и } R_р = 270 \text{ МПа}$$

и $R_н = 300$ МПа составит

$$P_c = 84,8 \cdot 0,9 = 76,3 \text{ кН}; \; P_{с.н} = 94,2 \cdot 0,9 = 84,8 \text{ кН}.$$

Длина заделки анкера в скважине, эквивалентная $P_c = 76$ кН и $P_{с.н} = 85$ кН из формулы (6) составит соответственно

$$l_{з.р} = 76:(3,14 \cdot 0,042 \cdot 1,7 \cdot 10^3 \cdot 0,9) = 0,38 \text{ м}$$

и

$$l_{з.н} = 85:201,7 = 0,42 \text{ м}.$$

Длина заделки стержня в бетоне при $\tau_l = 8$ МПа; $k_l = 0,55$ и указанных величинах P_c и $P_{с.н}$ дает соответственно

$$l_{з.р} = 76:(3,14 \cdot 0,02 \cdot 8 \cdot 10^3 \cdot 0,55 \cdot 0,9) = 76:249 = 0,3 \text{ м}$$

и

$$l_{з.п} = 85:249 = 0{,}34 \text{ м}.$$

Следовательно, можно принять расчетную длину заделки 0,4 м.

Расход цементно-песчаного раствора на 1 м железобетонного анкера (табл. 3 составит 1070 см³, а на длину $l_з$ заделки — 1070 × × 0,4 = 428 см³.

Пример 4. Определить длину и плотность расстановки анкеров в квершлаге сводчатого поперечного сечения с пролетом 4,5 м и площадью вчерне 14 м², расположенного по глубине $H=400$ м в аргиллите с $R=60$ МПа при расстоянии между трещинами 0,45 м ($k_с=0{,}4$) и угле залегания пород $\alpha=50°$ в тектонической зоне с коэффициентом повышенных вертикальных напряжений $k=1{,}2$. Средний объемный вес толщи пород $\gamma=25$ кН/м³. Срок службы квершлага 6 лет, способ проходки буровзрывной. Анкеры сталеполимерные с расчетной несущей способностью $P_а=80$ кН (см. пример 2), устанавливаемые без подхватов и затяжки.

Решение. 1. Определяется расчетная глубина размещения выработки по формуле [1(1)] настоящих норм: $H_р=Hk=400\cdot1{,}2=480$ м.

2. Определяется расчетное сопротивление пород сжатию по формуле [2(2)] настоящих норм: $R_с=Rk_с=60\cdot0{,}4=24$ МПа;

3. По графику рис. 3(1) настоящих норм для указанных $H_р$ и $R_с$ определяется: $U_т=280$ мм.

4. Расчетное смещение пород для проектируемой выработки по формуле [40(26)] настоящих норм составит:

$$U = k_\alpha \cdot k_\theta \cdot k_s \cdot k_в \cdot k_t \cdot U_т = 0{,}25\cdot1\cdot0{,}7\cdot1\cdot280 = 49 \text{ мм},$$

где

$$k_\alpha = 0{,}25;\ k_\theta = 1;\ k_s = 0{,}2\ (4{,}5 - 1) = 0{,}7;\ k_в = 1;$$

$$k_t = 1;\ H_р:R_с = 480:24 = 20.$$

Породы при таком смещении, согласно [п. 4.16(4.12)] настоящего Руководства, следует отнести к устойчивым (I категория). При этом, однако, возможны вследствие трещиноватости вывалы под действием собственного веса. В соответствии с п. 4.25(4.17), предусматриваемом применение анкерной крепи. Для расчета ее параметров отнесем, согласно п. 7а настоящего приложения ($m_t=0{,}45=0{,}2\cdot2{,}25$), кровлю к 1-му типу считая, что в ней возможны образования свода обрушения в кровле и боках.

Размеры зоны возможного обрушения определим по п. 7.б настоящего приложения, считая, что

$$fk_s = 0{,}1R_с = 2{,}4 \text{ и } \varphi_р = \operatorname{arctg} 2{,}4 = 67{,}5°;$$

$$h_р = h_п + 0{,}5h_с = 2 + 0{,}5\cdot1{,}5 = 2{,}75 \text{ м}.$$

По формулам (11) и (10):

$$a_1 = 2{,}25 + 2{,}75 \operatorname{tg}(45 - 33{,}75°) = 2{,}25 + 2{,}75\cdot0{,}2 = 2{,}8 \text{ м};$$

$$b_1 = 2{,}8:2{,}4 = 1{,}17 \text{ м}.$$

По формуле (12), считая

$$h_{с.р} = 0{,}5h_с = 0{,}75 \text{ м},$$

получим

$$l_в = 1{,}17 - 0{,}75 = 0{,}42 \text{ м}.$$

Глубину трещиноватой зоны от взрывных работ определим по формуле (13), принимая глубину шпуров 2 м; $d_п = 0{,}032$ м; $e_1 = 0{,}82$; $z = 23$; $R = 60$ МПа; $l_т = 23:\sqrt{600} = 0{,}94 \approx 1$ м.

Поскольку $l_т > l_в$, длину анкеров в кровле определим по формуле (9), принимая $l_в = l_т = 1$ м; $l_з = 0{,}4$ м; $l_п = 0{,}1$ м, т. е. $l_а = 1{,}5$ м. Допустимое расстояние между анкерами по формуле (15) при $n_п = 1{,}2$ составит:

$$a_а = \sqrt{\frac{80}{1 \cdot 25 \cdot 1{,}2}} = 1{,}63 \text{ м}.$$

Такое расстояние удовлетворяет требованиям п. *7б* приложения только *при жестких подхватах и затяжке. При их отсутствии* следует принять: $a_а = 0{,}7l_с = 0{,}7 \cdot 1{,}4 = 0{,}98$ м ≈ 1 м. При таком шаге расстановки крепь получит дополнительный запас несущей способности.

Анкеры в боках выработки рассчитаем по формулам (16)—(21). *Ширина призмы сползания в боку при вертикальной стене* ($a_б = 0$) на уровне условной пяты свода $h_р = 2{,}75$ м при $\varphi_б = \varphi_р = 67{,}5°$ составит $2{,}75 \cdot 0{,}2 = 0{,}55$ м, следовательно, длину анкера в боку целесообразно определить, как и в кровле, по глубине зоны трещинообразования от взрывных работ ($l_т = 1$ м). Суммарная несущая способность анкеров в боку [формулы (18)—(20)] при ширине призмы сползания 0,55 м составит:

$$\Sigma P_а = 23 \cdot 0{,}2 \cdot 1{,}2 = 5{,}5 \text{ кН} \ll 80 \text{ кН},$$

где

$$h_0 = 0{,}5 \cdot 1{,}17 \cdot 1 = 0{,}6 \text{ м}$$

и

$$G = 0{,}5 \cdot 25 \cdot 2{,}75(2{,}75 + 0{,}6)\, 0{,}2 = 23 \text{ кН}.$$

Следовательно, несущей крепи в боках практически не требуется.

Пример 5. Определить длину и плотность расстановки штанг в одиночной горизонтальной выработке, пройденной комбайном на глубине 800 м по соляным слоистым породам со средней толщиной слоев $m_i = 0{,}1$ м (применительно к Старобинскому месторождению) с $R = 25$ МПа и $R_с = 17{,}5$ МПа ($k_с = 0{,}7$); $\gamma = 25$ кН/м^3; коэффициент бокового распора $\lambda = 0{,}7$. Ширина выработки вчерне 5 м; площадь поперечного сечения 20 м^2; срок службы 10 лет.

Согласно п. 4.18(4.14) настоящих норм, расчетное смещение пород составляет $U = 187$ мм и по п. 4.16(4.12) их следует отнести к I категории устойчивости. В соответствии с п. 4.25(4.17) настоящих норм, в выработке применяется анкерная железобетонная крепь с учетом длительного срока службы.

В связи с возможным расслоением и обрушением пород определим по формуле (23) приложения устойчивый пролет слоя в кровле, отнеся ее, согласно п. 7 настоящего приложения к типу 2:

$$L_{уст} = 1{,}22 \cdot 0{,}1 \sqrt{\frac{(17{,}5 - 14)10^3}{2{,}6 \cdot 2 \cdot 1}} = 0{,}12 \cdot 26{,}45 = 3{,}17 \text{ м},$$

где

$$\lambda\gamma H = 0{,}7 \cdot 25 \cdot 800 = 14 \cdot 10^3 \text{ кПа},$$

$$P = \gamma m = 25 \cdot 0{,}1 = 2{,}5 \text{ кПа}; \quad n_п = 2$$

Расчетная высота зоны обрушения [формула (24)] при угле $\delta = 70°$ составит:

$$b = 0{,}5\,(l_п - l_{уст})\,\mathrm{tg}\,\delta = 0{,}5\,(5 - 3{,}17)\,2{,}74 = 2{,}5 \text{ м}.$$

Принимая для крепления сплошные железобетонные анкеры (см. пример 3) с расчетной ведущей способностью 76 кН и шагом расстановки $a_п = 1$ м ($n_а = 1$ шт/м^2), определим по рис. 7 п. 4.26 коэффициент упрочнения $k_{упр} = 1{,}3$ и расчетное сопротивление на сжатие упрочненных пород: $R_{с.у} = R_с k_{упр} = 17{,}5 \cdot 1{,}3 = 22{,}75$ МПа. Кровля выработки при проходке комбайном типа «Урал», получается в средней части плоской, поэтому расчетную толщину l_1 упрочненной несущей зоны определим по формуле (30) приложения, принимая $L = 5$ м; $P = \gamma l_п = 25 \cdot 2{,}5 = 62{,}5$ кПа; $n_п = 2$; $\sigma_x = \lambda\gamma H = 14$ МПа

и пренебрегая прогибом ($f_0 = 0$):

$$l_1 = 0{,}82 \cdot 5 \sqrt{\frac{62{,}5}{(22{,}75 - 14)\,10^3}} = 0{,}41 \sqrt{1{,}43} = 0{,}49 \approx 0{,}5 \text{ м}.$$

Для определения полной длины анкера по формулам (28) и (29) при шаге расстановки $a_а = 1$ м зададимся

$$\varphi_0 = 50° \quad (l_0 = 0{,}5 \cdot 1 \cdot \mathrm{ctg}\,50° = 0{,}42 \text{ м});$$

$$l_п = 0{,}07 \text{ м}; \quad l_з = 0{,}4 \text{ м}.$$

Тогда

$$l_а = 0{,}42 + 0{,}5 + 0{,}07 + 0{,}4 = 1{,}39 \text{ м}.$$

Принимаем $l_а = 1{,}4$ м.

Проверим шаг расстановки анкеров по формулам (33) и (15):

$$a_а = 2 \cdot 0{,}42\,\mathrm{tg}\,50° = 1 \text{ м}$$

и

$$a_а = \sqrt{\frac{76}{(0{,}42 + 0{,}50)\,25 \cdot 2}} = \sqrt{1{,}65} = 1{,}29 \text{ м} > 1 \text{ м}.$$

Оба условия принятым шагом обеспечиваются.

Примечание. Расчет параметров анкерной крепи для рассматриваемых условий при отнесении пород кровли к типу 3 показал аналогичные результаты, хотя и немного более выгодные.

Рекомендации по упрочнению пород в выработках для условий, подобных Донбассу

Упрочнение породы в выработках достигается связыванием зоны трещиноватости, формирующейся непосредственно после проходки выработки, путем нагнетания в трещины цементирующего раствора.

1. Упрочнение пород применяется при сооружении горизонтальных и наклонных выработок сечением не более 40 м², проводимых в обычных горнотехнических условиях при $H_р : R_с \geqslant 12$ (III и IV категории устойчивости) и в условиях зон геологических нарушений, если не было проведено мероприятий по предварительному упрочнению массива или если эти мероприятия оказались недостаточными. Способ не применим при слабом сцеплении упрочняющего раствора с приконтурными породами.

2. Работы по упрочнению пород должны отставать от проходческих на время, необходимое для формирования зоны трещиноватости, в которую нагнетается скрепляющий раствор, а также для того, чтобы работы по упрочнению не мешали проходческим. Величина отставания не менее 20—30 сут.

3. До начала работ по упрочнению зон трещиноватости должны быть проведены работы по заполнению пустот за крепью песчано-цементным раствором. Время между заполнением пустот и нагнетанием упрочняющего раствора должно составлять не менее 3—7 сут.

4. Для заполнения пустот закрепного пространства рекомендуется применять песчано-цементные растворы с составом, указанным в *табл.* 1.

Таблица 1

Состав тампонажного раствора $Ц : П : В$	Расход компонентов для приготовления 1 м³ тампонажного раствора, кг		
	цемент	песок	вода
1:3:2	287	862	574
1:4:2	260	1038	519
1:5:2	237	1184	474

Ориентировочный расход тампонажного раствора для заполнения закрепных пустот определяется по формуле

$$V = 1{,}159\,P\,(0{,}5\Delta h + 0{,}05 b_у), \qquad (1)$$

где P — периметр поверхности породного обнажения выработки (без учета почвы), м;

Δh — средняя глубина закрепного пространства, м;

$b_у$ — средняя глубина упрочняемой зоны, м.

5. Для нагнетания упрочняющего раствора по периметру выработки бурят в радиальном направлении цементационные шпуры,

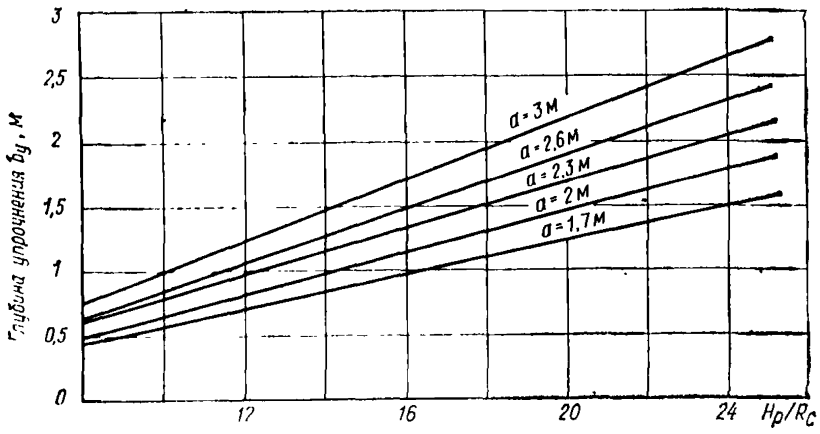


Рис. 1. Графики для определения глубины упрочнения

а — радиус выработки (половина ширины выработки вчерне), м

располагаемые в шахматном порядке со средней плотностью один шпур на 2—2,5 м² поверхности выработки (чем меньше трещиноватость приконтурного массива, тем чаще располагают шпуры).

Глубину упрочнения пород от контура выработки, равную глубине зоны интенсивной трещиноватости, определяют в зависимости от радиуса выработки a, м, и от напряженного состояния пород, характеризуемого отношением $H_p : R_c$, пользуясь графиком рис. 1.

6. В качестве упрочняющих рекомендуется применять цементные растворы (без песка), используя цементы марки не ниже 400 одного из следующих видов: портландцемент (ПЦ), сульфатостойкий портландцемент (СОПЦ), пуццолановый портландцемент (ППЦ), пластифицированный портландцемент (ПлПЦ).

Выбор вида используемого цемента зависит от химического состава подземных вод и осуществляется с учетом требований главы СНиП II-28-73*, изд. 1980 г.

Водоцементное отношение упрочняющих растворов должно быть в пределах 0,5—1.

Для увеличения проникающей способности растворов по трещинам следует применять механическую активацию смеси в смесителях-активаторах конструкции ВНИИОМШС с введением в ее состав химических пластифицирующих добавок: сульфитно-спиртовой барды (ССБ), сульфитно-дрожжевой бражки (СДБ) или суперпластификатора С-3. Возможно введение указанных добавок в сочетании с другими, в частности со смолой нейтрализованной воздухововлекающей (СНВ), например для раствора с водоцементным отношением $B : Ц = 0{,}5$ добавляют суперпластификаторы 0,6—1 % и смолы СНВ — 0,005 %.

Расход составляющих на 1 м³ цементного раствора определяется по табл. 2.

Приготовление упрочняющих растворов следует вести с использованием дозирующих устройств с систематическим контролем вязкости раствора по вискозиметру СП-5.

Таблица 2

Соотношение составляющих		Количество составляющих на 1 м³ раствора, кг	
цемент	вода	цемент	вода
1	1	750	750
1	0,6	1070	642

7. Определение параметров упрочнения производится следующим образом. По графику рис. 2 определяется в зависимости от величины $H_р : R_с$ и от величины времени отставания работ по упрочнению от проходческих требуемая величина коэффициента упрочнения (восстановления прочности) пород $\xi = R_у : R_с$, где $R_у$ — сопротивление зацементированных пород сжатию, МПа.

Водоцементное отношение упрочняющего раствора следует назначать, руководствуясь графиком рис. 3 в зависимости от величины коэффициента упрочнения.

8. Нагнетание упрочняющего раствора в шпуры следует осуществлять последовательно, начиная с нижних шпуров и кончая верхними. Давление нагнетания увеличивают ступенями от 0,2 МПа вблизи контура выработки до 0,6—1 МПа в глубине массива. Верхний предел давления нагнетания ограничивается несущей способностью крепи.

9. Контроль качества нагнетания осуществляется по вытеканию нагнетаемого раствора из скважин, ближних к нагнетаемой: при качественном нагнетании вытекания не должно происходить.

10. Работы по упрочнению породного массива необходимо вести по соответствующему проекту с ведением журнала производства работ.

Пример. Требуется определить геомеханические параметры упрочнения пород для выработки шириной вчерне 4,6 м, проводимой в следующих горно-геологических условиях: глубина расположения от поверхности $H_р = 710$ м, расчетное сопротивление пород сжатию $R_с = 45$ МПа.

Решение.

1. Для приготовления раствора принимается портландцемент марки 400.

2. Глубина упрочнения определяется по рис. 1 настоящего приложения: $b_у = 1{,}3$ м.

3. По рис. 3 данного приложения определяется раствор на базе портландцемента марки 400 с водоцементным отношением 1 : 2, обеспечивающий для рассматриваемых пород коэффициент упрочнения $\xi = 0{,}6$;

4. По рис. 2 настоящего приложения определяется время отставания создания оболочки из упрочненных пород от проходческих работ при коэффициенте упрочнения $\xi = 0{,}6$; $t = 65$ сут.

5. Упрочнение выполняется в два этапа: на первом производится заполнение пустот закрепного пространства цементно-песчаным раствором — $Ц : П : В = 1 : 3 : 2$, на втором — нагнетание цементного раствора в породный массив под давлением до 1 МПа.

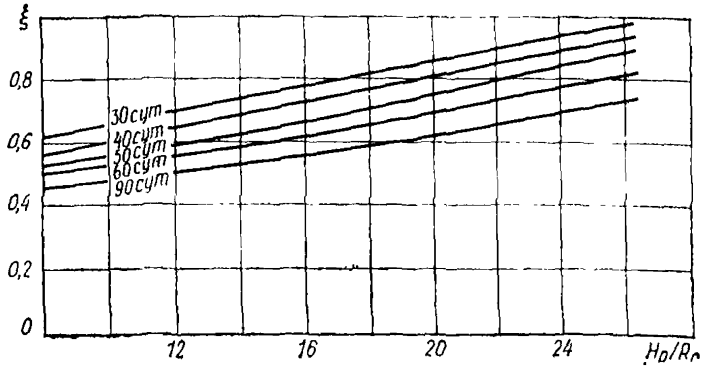


Рис. 2. Графики для определения коэффициента упрочнения пород

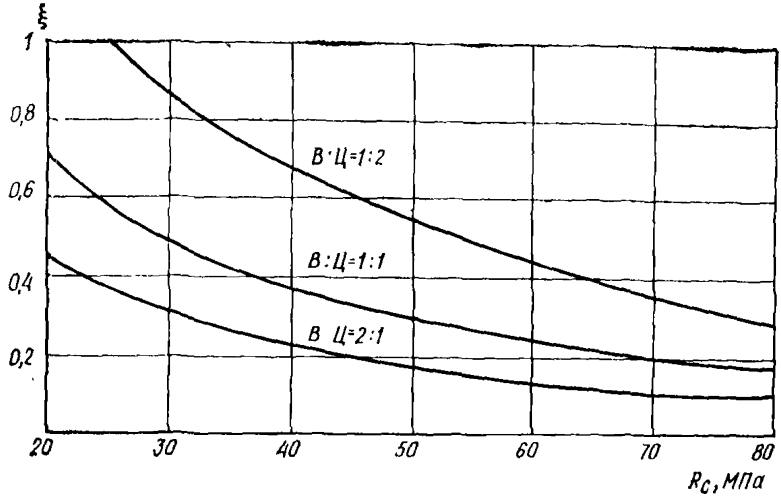


Рис. 3. Зависимость коэффициента упрочнения пород от водоцементного отношения

Учитывая, что отставание второго этапа упрочнения от тампонажа пустот закрепного пространства составляет 10 сут и оболочка из упрочненных пород практически набирает свою прочность через 14 сут, начинать тампонажные работы следует через 65—24=41 сут после проведения выработки.

6. Расход раствора на 1 м выработки при толщине пустот закрепного пространства $\Delta h=0{,}2$ м определяется по формуле (1) настоящего приложения:

$$V = 1{,}15 \cdot 10\,(0{,}5 \cdot 0{,}2 + 0{,}05 \cdot 1{,}3) = 1{,}9 \text{ м}^3.$$

7. Расход компонентов для приготовления 1 м³ цементно-песчаного раствора состава $Ц:П:В=1:3:2$ определяется по табл. 1 данного приложения: цемент 287, песок 862, вода 574 кг.

8. Расход компонентов на 1 м³ цементного раствора состава $В:Ц=1:1$ определяется по табл. 2 настоящего приложения — цемент 750, вода 750 кг.

ПРИЛОЖЕНИЕ 16

Рекомендации по предотвращению пучения почвы взрывной разгрузкой пород с последующим их упрочнением

Предотвращение пучения пород III и IV категории устойчивости почвы выработок обеспечивается разгрузкой пород почвы путем их разрыхления камуфлетным взрыванием и последующим выполнением упрочнения разрыхленной массы нагнетанием в скважины цементного раствора, чем обеспечивается образование в почве выработки необходимого упрочненного обратного свода.

1. Настоящие рекомендации применимы при наличии следующих условий:

напряженное состояние пород характеризуется значением параметра $H_р:R_с \geqslant 16$, где $H_р$ — расчетная глубина расположения выработки, м; $R_с$ — расчетное сопротивление пород сжатию, МПа;

прогнозируемые смещения пород почвы более 200 мм (породы III и IV категории устойчивости).

Способ не следует применять при отсутствии сцепления пород почвы с упрочняющим раствором и при коэффициенте размокания пород более 0,3.

2. Расчетное сопротивление сжатию упрочненного массива составляет

$$R_у = (0{,}2 - 0{,}3)\,R, \qquad (1)$$

где R — сопротивление одноосному сжатию породы в куске, МПа.

Здесь минимальное значение сопротивления относится к более прочным породам с $R_с \geqslant 50$ МПа, а максимальное — к породам с $R_с < 50$ МПа.

3. Работы по взрывной разгрузке и упрочнению пород, согласно настоящим рекомендациям включают:

бурение шпуров в почве выработки и взрывание в них камуфлетных зарядов;

бурение скважин для упрочнения разгруженных и разрыхленных пород, приготовление и нагнетание в них упрочняющего раствора.

Работы по взрывной разгрузке и упрочнению пород почвы выработки следует производить в увязке с порядком выполнения проходческих работ.

4. Расстояние между шпурами камуфлетного взрывания c и их глубина l определяются в зависимости от необходимой минимальной глубины зоны разгрузки и упрочнения пород h, м, определяемой по формуле

$$h = a\left(\frac{2q}{R_y} + 0{,}25\right), \qquad (2)$$

где a — половина ширины выработки, м;

q — нагрузка на обратный свод, МПа, определяемая, согласно п. 4.49(4.27) настоящих норм, как для жесткой крепи.

Число рядов шпуров по ширине выработки определяется по табл. 1 в зависимости от относительной высоты обратного свода: $h_c = h : 2a$.

Таблица 1

Относительная высота свода h_c	Число рядов шпуров
Св. 0,25 до 0,5	3
» 0,5 » 1	2
» 1	1

Глубина шпуров принимается равной $l = 1{,}1h$.

Расстояние между шпурами принимается равным $c = 1{,}44r$.

Расстояние между стенкой выработки и шпурами принимается равным $c_1 = 0{,}7r$.

5. Необходимый вес камуфлетного заряда ВВ на один шпур Q, кг, определяется по формуле

$$Q = \frac{R_p r^3}{34{,}3}, \qquad (3)$$

где R_p — сопротивление образцов породы почвы на растяжение, МПа;

r — радиус зоны дробления пород при взрыве камуфлетного заряда, определяемый по формуле

$$r = \sqrt{2}\,\frac{a}{h}. \qquad (4)$$

6. Параметры буровзрывных работ уточняются опытным взрыванием в процессе их ведения. При этом, если параметры шпуров и заряд выбраны правильно, то породы почвы должны быть равномерно разрыхлены и приподняты на 5—7 см при отсутствии воронок выброса.

7. Скважины для нагнетания упрочняющего раствора следует располагать между шпурами со смещением относительно шпуров вдоль оси выработки.

8. Для упрочнения пород применяются цементно-песчаные растворы. Рекомендуется использование портландцемента марок 400—500 в смеси с песком с модулем крупности 1—1,5, содержащем не более 2% глинопылевых фракций. Оптимальное соотношение количеств цемента и песка — от 1 до 1,5. Водоцементное отношение 1 : 2.

Давление нагнетания раствора в скважины не должно превышать 0,5—0,7 МПа, а сам процесс нагнетания следует вести с отставанием от забоя выработки на 15—30 м. Нагнетание раствора в скважину ведется до появления раствора на поверхности почвы.

Расход раствора для упрочнения на 1 м выработки определяется по формуле

$$V_{\text{р}} = 2k_{\text{п}}\, a\, (l + 0{,}7r)\, (k_{\text{р}} - 1), \qquad (5)$$

где $k_{\text{п}} = 1{,}1—1{,}5$ — коэффициент возможных потерь и перерасхода раствора;

$k_{\text{р}} = 1{,}05—1{,}1$ — коэффициент разрыхления пород.

Пример. Определить параметры обратного свода крепи из разгруженных и упрочненных пород в выработке шириной $2a = 4$ м и высотой $2b = 3$ м, пройденной на глубине 1000 м в пучащих породах с сопротивлением одноосному сжатию $R = 40$ МПа, сопротивлением растяжению $R_{\text{р}} = 2$ МПа.

Решение. 1. Определяется по п. 4.49(4.27) нагрузка q на обратный свод, которая для приведенных условий составляет 1,8 МПа.

2. Принимается значение прочности упрочненных пород равным

$$R_{\text{у}} = 0{,}3R = 0{,}3 \cdot 40 = 12 \text{МПа}.$$

3. Расчет минимальной глубины разгрузки и упрочнения производят по формуле (2):

$$h = 2\left(\frac{2 \cdot 1{,}8}{12} + 0{,}25\right) = 1{,}1 \text{ м}.$$

4. Так как отношение $h : 2a = h_{\text{с}} = 0{,}225$, то для разгрузки пород от напряжений принимается $n = 3$ рядам шпуров.

5. Требуемый радиус зоны дробления при взрыве камуфлетных зарядов ВВ определяется по формуле (4):

$$r = \sqrt{2}\,\frac{2}{3} = 0{,}94 \text{ м}.$$

6. Необходимый вес камуфлетного заряда на один шпур определяется по формуле (3):

$$Q = \frac{2 \cdot 0{,}94^3}{34{,}3} = 0{,}048 \text{ кг}.$$

Так как патронов ВВ меньше 200 г нет, то принимается радиус дробления, в соответствии с формулой (3):

$$r = \sqrt[3]{\frac{34{,}3 \cdot 0{,}2}{2}} = 1{,}5 \text{ м}.$$

7. Назначается длина шпуров и скважин:

$$l = 1{,}1 \cdot 1{,}1 = 1{,}2 \text{ м}.$$

Расстояния между скважинами:

$$c = 1{,}44 \cdot 1{,}5 = 2{,}1 \text{ м};$$

$$c_1 = 0{,}7 \cdot 1{,}5 = 1{,}05 \text{ м}.$$

8. Определяется расход раствора на 1 м выработки:

$$V = 2 \cdot 1{,}5 \cdot 2\,(1{,}2 + 0{,}7 \cdot 1{,}5)\,(1{,}1 - 1) = 1{,}4 \text{ м}^3.$$

Рекомендации по выбору и расчету межрамных ограждений

Межрамное ограждение (затяжка) предназначено для обеспечения надежной работы рамной крепи и предотвращения обрушения породы внутрь выработки.

Межрамные ограждения применяются в сочетании с рамными (металлическая, сборная, железобетонная и т. д.) крепями.

По характеру работы затяжки делятся на жесткие и гибкие.

Затяжку следует считать гибкой, если выполняется условие

$$C \geqslant 6{,}67 \sqrt[3]{\frac{E_0}{JE}},$$

где C — ширина рамы в месте контакта с закрепным пространством, м (см);

E_0 — модуль деформации массива в приконтурной зоне, МПа (кгс/см²);

E — модуль деформации материала затяжки, МПа (кгс/см²);

J — момент инерции сечения затяжки единичной ширины, м⁴ (см⁴).

В рамных крепях должны применяться, как правило, следующие типы межрамных ограждений:

жесткие из сборного железобетона (плоские, кессонные, равного сопротивления);

гибкие (из металлической сетки, стеклотканевого рулонного материала и др.).

При установке гибких затяжек необходимо предусматривать крепление затяжки к рамам крепи.

Применение решетчатых металлических затяжек без защитных антикоррозионных покрытий в капитальных выработках не допускается.

Стеклотканевое ограждение представляет собой стеклоткань, пропитанную полимерным связующим. Стеклотканевое ограждение обладает незначительным весом, высокой коррозионной стойкостью, защищает рабочее пространство выработки от падения мелких кусков породы, позволяет уменьшить аэродинамическое сопротивление выработок.

Механические характеристики некоторых стеклотканевых ограждений приведены в табл. 1.

Межрамное ограждение из стеклоткани рассчитывается как вантовая конструкция. Расчетом определяется провес стеклоткани в середине пролета в зависимости от натяжения полосы и величины действующей нагрузки.

Наиболее рациональной областью применения стеклотканевого ограждения являются выработки, пройденные комбайновым способом. Допускается применение стеклотканевого ограждения при проведении выработок с помощью буровзрывных работ, включающих контурное взрывание. При этом установка ограждения должна производиться с отставанием от забоя на расстоянии не менее 10 м, или с использованием на этом расстоянии предохранительных щитов для предотвращения повреждений межрамного ограждения.

Таблица 1

Тип ткани	«Сухие» выработки		«Мокрые» выработки	
	Тип связующего			
	ФРА	ЛБС-6	ФРА	ЛБС-6
ВПР-10	147 / 3800	143 / 3625	83 / 3270	85 / 2580
ТЖС	—	122 / 4400	—	74 / 3000
АСТТ	—	134 / 3800	—	83 / 2800

Примечание. В числителе приведен предел прочности на растяжение, кгс/см; в знаменателе деформация материала затяжки, кгс/см.

Натяжение стеклотканевого ограждения при установке осуществляется проходческим комбайном или лебедкой.

ПРИЛОЖЕНИЕ 18

Примеры расчетов проявлений горного давления и параметров крепи горизонтальных выработок

ПРИМЕР 1. ВЫРАБОТКА В ОСАДОЧНЫХ ПОРОДАХ

Проектируется проведение квершлага, пересекающего толщу песчанистых сланцев.

Требуется рассчитать устойчивость пород в выработке, определить нагрузку на крепь, целесообразный тип крепи и ее параметры.

Исходные данные: длина квершлага, расположенного в пределах околоствольного двора — 200 м; глубина заложения квершлага $H=1500$ м, $k=1$; площадь поперечного сечения квершлага $S=18$ м^2 ($b=6$ м, $h=3{,}6$ м); расстояние от квершлага до соседней (параллельной) выработки $L=30$ м; ширина соседней выработки $b=4$ м; срок службы горизонта $t=15$ лет; сопротивление пород одноосному сжатию $R=72$ МПа, $k_c=0{,}9$; угол залегания пород $\alpha=10°$; среднее расстояние между поверхностями ослабления пород — более 1,5 м.

Решение. 1. По формуле [38(24)] и табл. 14(11) настоящих норм определяется допустимое расстояние между выработками, исключающее их взаимное влияние:

$$L_д = (6 + 4)\,2{,}8 = 28 \text{ м}.$$

Так как $L_д > 30$ м, согласно п. 4.5(4.3) настоящих норм, квершлаг находится вне влияния смежной параллельной выработки.

2. По формуле [40(26)], с учетом входящих в нее коэффициентов и значения $U_т$, рассчитываются смещения пород со стороны кровли, почвы и боков выработки; прежде всего устанавливается расчетное сопротивление пород сжатию [формула 2(2)] и расчетная глубина [формула 1(1)]:

$$R_с = 72 \cdot 0{,}9 = 64{,}8 \text{ МПа};$$

$$H_р = 1500 \cdot 1 = 1500 \text{ м}.$$

По $R_с$ и $H_р$ из графика рис. 3(1) следует, что $U_т = 450$ мм.

Для кровли, почвы и боков квершлага:

$k_\alpha = 0{,}7$ — табл. 16(10); $k_б = 1$ — формула [42(28)];

$k_t = 1$; $k_в = 0{,}2(6-1) = 1$ — формула [41(27)];

для кровли и почвы $k_\theta = 1$

для боков $k_\theta = 0{,}55$ } — табл. 16(10);

для кровли и почвы

$$U = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 450 = 315 \text{ мм};$$

для боков

$$U = 0{,}7 \cdot 0{,}55 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 450 = 175 \text{ мм}.$$

3. Согласно табл. 15(9), устанавливается категория устойчивости пород.

В рассматриваемой задаче породы находятся в неустойчивом состоянии (III категория).

4. Согласно п. 4.25(4.17) настоящих норм, осуществляется предварительный выбор типа крепи. Для крепления квершлага возможно принять монолитную железобетонную крепь с жесткой арматурой из двутаврового профиля. При этом металлические рамы из двутаврового профиля предусматривается устанавливать вблизи забоя, а затем с отставанием во времени на 1 месяц производить их бетонирование.

Смещения пород, происходящие до бетонирования, определяются по формуле [48(32)] настоящих норм. При

$$\frac{H_р}{R_с} = \frac{1500}{64{,}8} = 23{,}15; \qquad t = 1 \text{ мес}; \qquad k_t = 0{,}37 \text{ [рис. 9(15)]:}$$

$$U_t \text{ (кровли)} = U_t \text{ (почвы)} = 315 \cdot 0{,}37 = 117 \text{ мм};$$

$$U_t \text{ (боков)} = 175 \cdot 0{,}37 = 65 \text{ мм}.$$

5. Согласно рис. 8(4), определяется нормативная нагрузка на крепь квершлага. С этой целью на графике рис. 8(4) по оси абсцисс откладывается расчетное смещение пород для кровли (почвы) $U = 315$ мм (ближайшая сплошная линия отпора крепи — 300 мм). По этой же оси откладываются значения смещений, происходящих к моменту бетонирования крепи $U_t = 117$ мм ($U_в = 0$, $U_{кр} = 0$), и восстанавливается перпендикуляр до пересечения со сплошной линией, выбранной по расчетному смещению.

Ордината точки пересечения определяет нормативную нагрузку на крепь: $P^н = 650$ кПа. Аналогичным образом определяется $P^н$ для боков выработки: $P^н = 520$ кПа.

6. По формуле [46(31)] определяется расчетная нагрузка на крепь квершлага:

для кровли и почвы выработки

$$P\text{ (кровли)} = 1{,}05 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 650 = 750\text{ кПа};$$

для боков выработки

$$P\text{ (боков)} = 1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 520 = 630\text{ кПа}.$$

По графику рис. 11 ориентировочно определяется плотность установки двутавровых рам. При P=750 кПа и профиле двутавра № 20 плотность n составляет 2,5 рамы на 1 м. Может быть принята крепь с выположенным сводом в кровле и почве выработки. В этих условиях может быть принята крепь без обратного свода, но с упрочнением почвы выработки анкерами.

Примечание. Расчет крепи для этих же условий с применением забутовки, равной 25 % толщины слоя забутовки, дает следующие результаты:

для кровли

$$U_з = \frac{200 \cdot 25}{100} = 50\text{ мм};$$

для боков

$$U_з = \frac{100 \cdot 25}{100} = 25\text{ мм};$$

для кровли и почвы

$$U_з + U_t = 50 + 117 = 167\text{ мм};$$

для боков

$$U_з + U_t = 25 + 65 = 90\text{ мм}.$$

В соответствии с графиком рис. 8(4), получаем значения нормативных нагрузок:

для кровли и почвы $P^н$=550 кПа;

для боков $P^н$=410 кПа.

Тогда:

P (кровли) = P почвы = 1,05·1,1·1,0·550 = 630 кПа;

P (боков) = 1,1·1,1·1·410 = 500 кПа.

Наличие забутовки несколько снизило величину P, поэтому снова необходимо уточнить плотность установки двутавровых рам по графику рис. 11 по максимальной величине P. Для профиля двутавра № 20 при P=630 кПа плотность составляет две рамы на м.

Для уточнения параметров крепи должны быть выполнены статический и прочностной расчеты (см. прил. 21 настоящего Руководства, пример А).

ПРИМЕР 2. ВЫРАБОТКА В ИЗВЕРЖЕННЫХ ПОРОДАХ

Проектируется проведение квершлага, пересекающего толщу тектонически нарушенных пород.

Требуется рассчитать проявления горного давления и параметры крепи данной выработки.

Исходные данные: длина откаточного квершлага, расположенного в пределах околоствольного двора, — 300 м; глубина заложения квершлага H=1000 м; площадь поперечного сечения квершлага

$S=23$ м² (ширина $b=6{,}7$ м, высота $h=3{,}8$ м); расстояние от квершлага до соседней (параллельной) выработки — 38 м; ширина соседней выработки $b=5$ м, $k_L=2{,}4$; срок службы горизонта $t=15$ лет; коэффициент дополнительной напряженности массива — $k=1{,}5$; сопротивление пород одноосному сжатию $R=140$ МПа, $k_c=0{,}65$; угол падения наиболее развитой системы трещин — 30°.

Решение. 1. Расчет проводится аналогично примеру 1 настоящего приложения:

$$L_д = (6{,}7 + 5)\,2{,}4 = 28{,}1 \text{ м}.$$

Так как $L_д < 38$ м квершлаг находится вне влияния смежной выработки.

$$H_р = 1000 \cdot 1{,}5 = 1500 \text{ м};$$

$$R_с = 140 \cdot 0{,}69 = 91 \text{ МПа}.$$

2. Из графика рис. 3(1) следует, что $U_t = 150$ мм:
для кровли и почвы:

$$U = 0{,}6 \cdot 1 \cdot 1{,}14 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 150 = 103 \text{ мм};$$

для боков

$$U = 0{,}6 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}14 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 150 = 82 \text{ мм}.$$

3. Согласно табл. 15(9), породы квершлага будут находиться в неустойчивом состоянии (III категория).

4. Согласно п. 4.25(4.17) настоящих норм, для крепления квершлага принимается сборная тюбинговая крепь, возводимая с отставанием во времени через 2 месяца после проходки выработки [1].

Смещения пород, происходящие в кровле, почве и боках выработки к моменту возведения крепи, определяются по формуле [48(32)].
При

$$\frac{H_р}{R_с} = \frac{1500}{91} = 16{,}5; \quad t = 2 \text{ мес}, \quad k_t = 0{,}6$$

$$U_t \text{ (кровли)} = U_t \text{ (почвы)} = 103 \cdot 0{,}6 = 62 \text{ мм};$$

$$U_t \text{ (боков)} = 82 \cdot 0{,}6 = 49 \text{ мм}.$$

5. Согласно рис. 8(4), определяется нормативная нагрузка на крепь:

$$P^н \text{ (кровли)} = P^н \text{ (почвы)} = 250 \text{ кПа};$$

$$P^н \text{ (боков)} = 200 \text{ кПа}.$$

6. По формуле [46(31)] определяется расчетная нагрузка на крепь квершлага:
для кровли (почвы) — $P = 1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 250 = 302$ кПа;
для боков — $P = 1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 200 = 242$ кПа.
Принимается сборная тюбинговая крепь с несущей способностью 350 кПа.

---

[1] Расчет крепи для этих же условий с применением анкеров как дополнительной временной крепи в период отставания постоянной оказывается экономически более выгодной мерой, ибо за счет упрочнения пород $R_с = 140$ МПа снижается величина P и требуется крепь с меньшей несущей способностью.

ПРИМЕР 3. ВЫРАБОТКА В СОЛЯНЫХ ПОРОДАХ

Проектируется проведение одиночной выработки в слоистых породах Старобинского месторождения. Требуется установить условия поддержания такой выработки.

Исходные данные: глубина размещения выработки $H=800$ м; площадь поперечного сечения $S=20$ м^2; ширина $b=5$ м; срок службы выработки — 10 лет; сопротивление пород сжатию $R=25$ МПа; процентное содержание глинистых прослоев в кровле высотой 1 м — 9%; мощность слоев кровли $h_{сл}=25$ см.

Решение. 1. По формуле [1(1)] настоящих норм определяется расчетная глубина выработки

$$H_р = 800 \cdot 1 = 800 \text{ м}.$$

Согласно п. 4.23 настоящего Руководства, устанавливаются смещения пород с соответствующими поправками в формуле [44(30)], учитывающими особенности слоистого сложения массива (с учетом рис. 6) при

$$\frac{h_{сл}}{r_0} = 0{,}1; \quad k_{сл} = 0{,}7,$$

тогда

$$R_с = k_{сл} R = 0{,}7 \cdot 25 = 17{,}5 \text{ МПа}.$$

При $\frac{H_р}{R_с} = \frac{800}{17{,}5} = 45{,}5$ по графику рис. 5(3) $\varepsilon_\theta = 0{,}044$, тогда

$$U = 500 \cdot 0{,}044 \cdot 5\,(1 + 0{,}07 \cdot 10)\,1 = 187 \text{ мм}.$$

2. Согласно табл. 15(9), породы выработки будут находиться в устойчивом состоянии (I категория).

3. Согласно п. 4.31(4.18) настоящих норм, в рассматриваемом случае рекомендуется применение анкерной крепи длиной 1,8 м и плотностью 1 шт/м^2.

ПРИЛОЖЕНИЕ 19

Пример расчета проявлений горного давления в камере и выбор для нее рационального типа крепи

Исходные данные: проектная глубина размещения камеры подъемной машины $H=900$ м; размеры камеры (вчерне): длина $L_к=10{,}6$ м, ширина $b_к=8{,}5$ м, высота $h_к=5{,}07$ м; ширина подводящих выработок с торцевым примыканием $b_в=4$ м; срок службы камеры $t=20$ лет; породы осадочного типа; сопротивление пород одноосному сжатию $R=73$ МПа, $k_с=0{,}9$; угол залегания пород $\alpha=19°$; коэффициент $k=1$.

Требуется обеспечить безремонтное поддержание камеры.

Решение. 1. По формуле [40(26)], с учетом входящих в нее коэффициентов и значения $U_т$, рассчитываются смещения пород со стороны кровли, почвы и боков камеры.

При $R_c=66$ МПа и $H_р=900$ м, $U_т=100$ мм, $k_\alpha=0{,}7$; $k_t=1$; $k_в=1$; $k_з=1{,}5$; k_θ (кровли, почвы) $=1$; k_θ (боков) $=0{,}55$:

$$U \text{ (кровли)} = U \text{ (почвы)} = 0{,}7 \cdot 1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 100 = 105 \text{ мм};$$

$$U \text{ (боков)} = 0{,}7 \cdot 0{,}55 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 100 = 58 \text{ мм}.$$

2. Согласно табл. 15(9), устанавливается категория устойчивости пород. В рассматриваемой задаче породы камеры находятся в среднеустойчивом состоянии (II категория).

3. Согласно п. 4.25(4.17) настоящих норм, для крепления камеры может быть принята монолитная бетонная крепь без обратного свода. Толщина забутовочного слоя 200 мм в кровле и 150 мм — в боках.

4. Согласно п. 4.51(4.28) настоящих норм, определяется величина нормативной нагрузки на крепь. При этом величина усадки забутовочного слоя принимается равной 25 % его толщины:

для кровли — $U_{з(кр)} = \dfrac{200 \cdot 25}{100} = 50$ мм;

для боков — $U_{з(бок)} = \dfrac{150 \cdot 25}{100} = 38$ мм.

С учетом указанной усадки забутовки в соответствии с графиком рис. 8(4):

для кровли и почвы камеры — $P^н=280$ кПа;

для боков камеры — $P^н=200$ кПа.

5. По формуле [46(31)] определяется расчетная нагрузка на крепь (для протяженной выработки):

P (кровли) $=P$ (почвы) $=1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 280 = 338$ кПа;

P (боков) $=1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 1 \cdot 200 = 242$ кПа.

6. Согласно п. 5.69(5.69) настоящих норм, производится расчет нагрузок на крепь камеры по формуле [49(33)] и рис. 12(6) при

$$\frac{L_к}{b_к} = 1{,}23; \quad k_{сн} = 0{,}6; \quad k_{bк} = 1.$$

Тогда: $P_к$ (кровли, почвы) $=0{,}6 \cdot 1 \cdot 338 = 200$ кПа; $P_к$ (боков) $= 0{,}6 \cdot 1 \cdot 242 = 150$ кПа.

7. Согласно рис. 10 настоящего Руководства, толщина крепи из монолитного бетона М150 $\delta=350$ мм.

Для уточнения параметров крепи выполняется статический и прочностной расчет (см. прил. 21, пример А).

ПРИЛОЖЕНИЕ 20

Автоматизированная система проектирования капитальных горизонтальных горных выработок «НЕДРА»

ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Автоматизированная система проектирования «НЕДРА» предназначена для выбора оптимального расположения, рациональных типов и параметров крепи капитальных горных выработок на угольных шахтах СССР.

Система «НЕДРА» распространяется на одиночные протяженные горизонтальные выработки, выработки параллельные и на участках сопряжений, камеры и выработки, примыкающие к ним при следующих типах крепи: анкерная, набрызгбетонная, податливая из спецпрофиля, тюбинговая, бетонная, железобетонная с жесткой арматурой из двутавровых рам, а также из спецпрофиля, бетонная и железобетонная с последующим упрочнением пород путем цементации.

Область применения системы «НЕДРА» ограничена выработками, расположенными вне зоны влияния очистных работ, на глубинах от 100 до 1500 м; при сечениях в свету до 100 м² — при углах падения от 0 до 60°. Выработки могут быть расположены в произвольном направлении относительно простирания.

Система «НЕДРА» не распространяется на условия расположения выработок в районах существенного искривления поверхности породных слоев, на наклонные и вертикальные выработки и приствольные камеры.

Автоматизированная система «НЕДРА» разработана ВНИМИ применительно к ЕС ЭВМ. Язык программирования — Фортран-IV.

ПОРЯДОК ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Как и при традиционном проектировании, выбор вариантов расположения сети капитальных выработок выполняется с учетом комплексной технологической увязки всех звеньев шахт и основных требований главы СНиП II-94-80.

Сеть выработок по каждому варианту разбивается на типовые элементы: протяженные участки, участки сопряжений, камеры и выработки, примыкающие к камерам. Камеры при отношении длины к ширине более 5 рассматриваются как протяженные выработки. Проектирование с использованием системы «НЕДРА» проводится в два этапа.

На этапе I оптимизации расположения сети выработок выполняется приближенный выбор типов и параметров крепи на выделенных элементарных участках всех вариантов. При этом в автоматическом режиме определяются смещения контура выработки, нагрузки на крепь, категория устойчивости, производится выбор типов и параметров крепи.

Стоимостные параметры проведения и крепления выработки с использованием рекомендуемых типов крепи определяются по приближенным формулам для четырех угольных бассейнов СССР: Донецкого, Кузнецкого, Карагандинского и Печорского.

На II этапе после выбора расположения сети выработок и уточнения геологических данных по трассе выработок расчет выполняется вновь, по уточненной методике, по которой параметры бетонной и железобетонной крепи определяются на основе статического и прочностного расчетов.

Для одиночных протяженных выработок, пересекающих толщу неоднородных пород в автоматическом режиме, выполняются расчеты по оптимизации крепи по длине выработки. Оптимальная крепь выбирается по минимуму приведенных затрат.

При расчете приведенных затрат определяются надежность поддержания выработки в кровле и почве для всех рекомендуемых вариантов ее крепления, затраты на перекрепление и поддирку поч-

вы, а также ущерб предприятия, связанный с необходимостью восстановления выработки.

Исходные данные. В качестве исходных данных к автоматизированной системе «НЕДРА» вводятся следующие параметры:

$H_р$ — расчетная глубина расположения сети выработок; данные геологической колонки, помещаемой в начале декартовой системы координат по оси z с указанием мощности породных слоев, их литологического типа и прочности на сжатие. Для привязки пластов в пространстве вводится угол и азимут падения. Нарушенность пород в районе расположения выработок оценивается коэффициентом дизъюнктивной нарушенности, принимаемым по п. 2.46 и табл. 6 Руководства.

Расположение выработок задается через координаты их начала и конца. Сечение выработки в свету, определенное предварительно расчетами транспорта и вентиляции, задается высотой выработки и ее шириной.

При расчете сопряжений дополнительно вводятся следующие параметры: тип сопряжения, угол сопряжения и половина ширины выработки, примыкающей к расчетной. При расчете камер вводятся тип камеры, ее длина и отношение ширины камеры к средней ширине примыкающей выработки.

При необходимости оптимизации крепи по длине протяженной выработки в исходные данные дополнительно вводятся тип выработки, количество угля, транспортируемого по выработке в год, стоимость 1 т угля и количество поступающего по выработке воздуха.

Для проверки правильности введения исходных данных они выдаются на печать.

Результаты расчета. Для приближенного расчета на печать выдаются параметры рекомендуемых типов крепи и стоимость сооружения 1 м для каждого расчетного сечения по длине выработки.

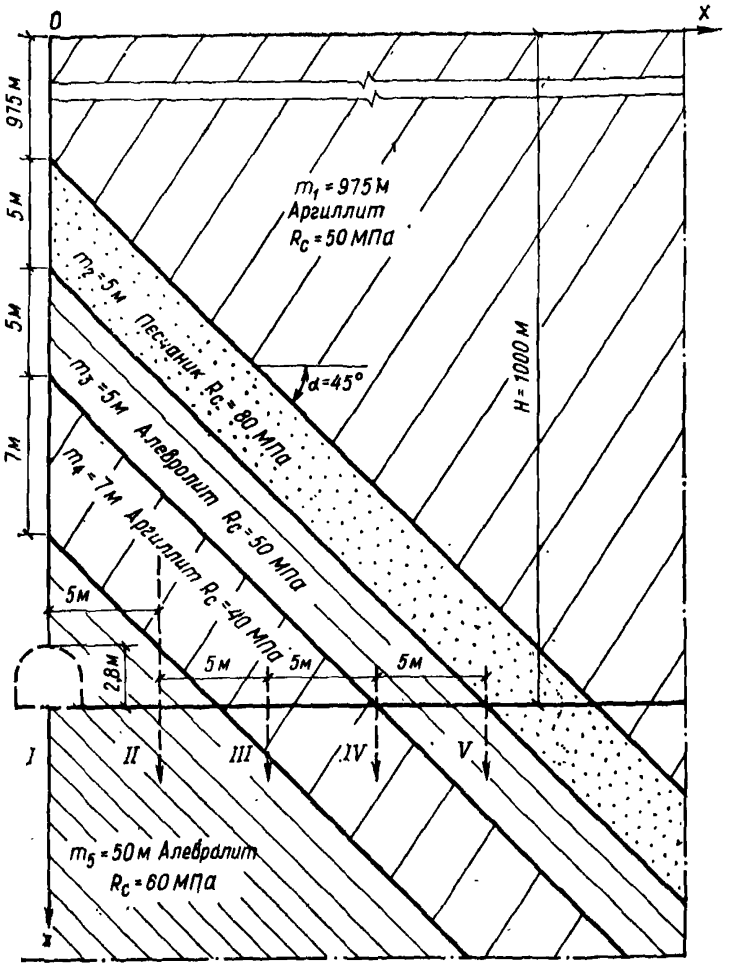
Для уточненного расчета перед распечаткой параметров крепи в табличной форме выдаются расчетные смещения контура, нагрузки на крепь и зоны неупругих деформаций при установке податливой крепи типа СВП и затем те же параметры при установке жесткой крепи через 30 сут после проведения выработки.

Результаты статического и прочностного расчетов также выдаются на печать в табличной форме. Расшифровка обозначений, принятых в таблице, содержится в прил. 21.

При расчете одиночных протяженных выработок результаты расчета выдаются в трех таблицах: расчет проявлений горного давления (смещений и нагрузок на жесткую и податливую крепи), расчет параметров крепи по участкам выработки, выбор оптимальной крепи по длине выработки.

ПРИМЕР РАСЧЕТА ОДИНОЧНОЙ ВЫРАБОТКИ

Исходные данные. Одиночная горизонтальная выработка шахты Донбасса пройдена на глубине 1000 м. Угол падения пород 45°, азимут падения 0°. Массив практически не нарушенный, имеются отдельные мелкоамплитудные нарушения, протяженность которых до 50 м/га. Количество слоев в геологической колонке — 5. Мощность первого слоя от поверхности может быть принята равной 975 м. Мощности, литологические типы и сопротивления пород одноосному



Геологический разрез по трассе выработки

сжатию соответствующих слоев пород представлены на разрезе (см. рисунок).

Выработка однопутевая шириной сечения в свету 2,9 м, высотой 2,8 м. Координаты выработки: $x_1=0$; $y_1=0$; $x_2=20$ м; $y_2=0$. Шаг расчетных сечений 5 м. При направлении оси на север направление проведения выработки соответствует направлению вкрест простирания.

Исходные данные к расчету протяженной выработки. Глубина — 1000 м; угол падения — 45°; угол выработки-простирания — 89°; тип выработки — 1; ширина выработки — 2,9 м; высота выработки — 2,8 м; сечение в свету — 7,9 м²; цена угля — 22,7 р/т; транспорт угля по выработке — 600 тыс. т/год; количество воздуха — 90 м³/с

Таблица 1

Расчет проявления горного давления

№ участка	Длина, м	Тип породы и сопротивление их сжатию, МПа			Смещения, см		Нагрузки на крепь, кПа	
		кровли	почвы	боков	кровли	почвы	СВП	жесткая
1	5	Алевролит 60	Алевролит 60	Аргиллит 60	7	6	30	269
2	5	Алевролит 40,6	Алевролит 60	Аргиллит 60	9	6	31	304
3	5	Аргиллит 44,4	Аргиллит 44,6	Аргиллит 40	8	8	31	286
4	5	Алевролит 61,4	Алевролит 40	Аргиллит 50	4	10	25	109
5	5	Песчаник 61,6	Песчаник 50,1	Алевролит 80	5	7	26	137

Таблица 2

Расчет параметров крепи по участкам

№ участка	Тип крепи	Параметры крепи							
		Толщина бетона в своде, см	Количество рам на 1 м	Номер профиля	Глубина цементации, м			Сечение в свету, м²	Стоимость, р/м
					кровли	почвы	боков		
1	Сводчатая податливая	0	0	17	0	0	0	9,7	191
	Сводчатая бетонная	23	1	0	0	0	0	10,9	265
2	Сводчатая податливая	0	1	17	0	0	0	9,8	193
	Сводчатая железобетонная	23	1	20	0	0	0	11,2	314
3	Сводчатая податливая	0	1	17	0	0	0	9,9	195
	Сводчатая железобетонная	23	1	20	0	0	0	11,2	314
4	Набрызгбетонная	5	0	0	0	0	0	8,5	81
	Анкерная	0	0	0	0	0	0	8,5	69
	Сводчатая податливая	0	1	17	0	0	0	9,8	192
	Сводчатая бетонная	19	0	0	0	0	0	9,7	258
5	Набрызгбетонная	5	0	0	0	0	0	8,4	81
	Анкерная	0	0	0	0	0	0	8,4	69
	Сводчатая податливая	0	1	17	0	0	0	9,6	189
	Сводчатая бетонная	22	0	0	0	0	0	9,8	263

Таблица 3

Выбор оптимальной крепи

Тип и параметры крепи	Надежность крепи		Приведенные затраты, тыс. р/год			
	кровли	почвы	на перекрепление	на поддирку	ущерб	суммарные
Сводчатая податливая СВП-17: S=9,7 м²; СТ=191 руб/м; D=0 см; ND=17; КР=1 р/м	0,99	0,99	0,05	0	0	2,43
Сводчатая бетонная: S=10,9 м²; СТ=265 р/м; D=23 см; ND=0; КР=0 р/м	0,99	0,99	0,08	0	0	2,4
Сводчатая податливая СВП-17: S=9,8 м²; СТ=193 р/м; D=0 см; ND=17; КР=1 р/м	0,99	0,99	0,05	0	0	2,44
Сводчатая железобетонная: S=11,2 м²; СТ=314 р/м; D=23 см; ND=20; КР=1 р/м	0,99	0,99	0,1	0	0	2,8
Сводчатая податливая СВП — 17 S=9,9 м²; СТ=195 р/м; D=0 см; ND=17; КР=1 р/м	0,99	0,99	0,05	0	0	2,45
Сводчатая железобетонная: S=11,2 м²; СТ=314 р/м; D=23 см; ND=20; КР=1 р/м	0,99	0,99	0,1	0	0	2,8
Набрызгбетонная: S=8,5 м²; СТ=81 р/м; D=5 см; ND=0; КР=0 р/м	0,99	0,99	0,02	0	0	0,88

Продолжение табл. 3

Тип и параметры крепи	Надежность крепи		Приведенные затраты, тыс. р/год			
	кровли	почвы	на перекрепление	на поддирку	ущерб	суммарные
Анкерная: S=8,5 м²; СТ=69 р/м; D=0 см; ND=0; КР=0 р/м	0,99	0,99	0,02	0	0	0,78
Сводчатая податливая СВП-17: S=9,8 м²; СТ=192 р/м; D=0 см; ND=17; КР=1 р/м	0,99	0,99	0,05	0	0	2,43
Сводчатая бетонная: S=9,7 м²; СТ=258 р/м; D=19 см; ND=0; КР=0 р/м	0,94	0,99	0,71	0	0	2,96
Набрызгбетонная: S=8,4 м²; СТ=81 р/м; D=5 см; ND=0; КР=0 р/м	0,99	0,99	0,02	0	0	0,88
Анкерная: S=8,4 м²; СТ=69 р/м; D=0 см; ND=0, КР=0 р/м	0,99	0,99	0,02	0	0	0,78
Сводчатая податливая СВП-17: S=9,6 м²; СТ=189 р/м; D=0 см; ND=17; КР=1 р/м	0,99	0,99	0,05	0	0	2,41
Сводчатая бетонная: S=9,8 м²; СТ=263 р/м; D=22 см; ND=0; КР=0 р/м	0,99	0,99	0,08	0	0	2,37

Тип выработки — 1, количество угля, проходящего по выработке, — 600 тыс. т/год; стоимость 1 т угля — 22,7 руб, количество воздуха, поступающего в выработку, — 90 м³/с.

Требуется с использованием приближенной методики расчета выбрать рациональные параметры крепи по длине выработки.

Результаты расчета. После подготовки исходных данных на перфокартах и обращения к автоматизированной системе «НЕДРА» на АЦПУ выдаются результаты расчета в табл. 1, 2, 3. В табл. 1 и 2 приведены результаты расчета проявлений горного давления по участкам выработки и рекомендуемые для этих участков типы и параметры крепи. Анализ данных, приведенных в табл. 3, позволяет рекомендовать для крепления всей выработки анкерную крепь при стоимости сооружения 1 м выработки 69 руб., или набрызгбетонную крепь толщиной 5 см, при стоимости сооружения 1 м выработки — 81 руб. Приведенные затраты для указанных вариантов крепления соответственно составляют 780 и 880 руб/год. Для сравнения приведенные затраты для самого неблагоприятного варианта крепления выработки сводчатой бетонной крепью составили 2960 руб/год.

ПРИМЕР РАСЧЕТА КАМЕРЫ

Исходные данные. Камера с тремя примыкающими выработками (две по длинной стороне и одна по торцу) расположена на глубине 1000 м. Ширина камеры в свету 9 м, высота 9 м, длина камеры 15 м, отношение ширины камеры к средней ширине примыкающей выработки 3.

Данные геологической колонки те же, что и в примере расчета одиночной выработки. Координаты камеры задаем таким образом, чтобы x_1 и y_1 были бы координатами ее середины, а x_2 и y_2 — торца. В рассматриваемом примере $x_1 = 10$ м, $y_1 = 10$ м, $x_2 = 15{,}4$ м, $y_2 = 15{,}4$ м. Требуется на основе детального расчета выбрать параметры крепи камеры.

Результаты расчета. После подготовки исходных данных на перфокартах и обращения к системе «НЕДРА» на АЦПУ выдается распечатка геомеханических расчетов и расчета крепи для наиболее опасного среднего ее сечения (табл. 4, *А*).

Для крепления камеры рекомендуется сводчатая бетонная крепь с прямыми стенами при толщине в своде 45 см и в стенах 60 см при стоимости сооружения выработки 940 руб/м.

ПРИМЕР РАСЧЕТА СОПРЯЖЕНИЯ

Исходные данные. Сопряжение двух выработок под углом 30° расположено на глубине 1000 м в районе геологической колонки, заданной в примере расчета одиночной выработки. Половина ширины примыкающей выработки 1,8 м. Ширина в свету расчетной выработки 4,8 м, высота 3,9 м. Координаты начала расчетной выработки на сопряжении задаются от точки пересечения боковых внутренних поверхностей сопрягающихся выработок: $x_1 = 10$ м, $y_1 = 50$ м. Координаты конца выработки: $x_2 = 30$ м, $y_2 = 50$ м.

Требуется на основе приближенных расчетов выбрать рациональный тип и параметры крепи, обеспечивающие безремонтное ее поддержание.

Министерство угольной промышленности СССР (ВНИМИ)

Система автоматизации проектирования капитальных горных выработок «НЕДРА» (Вариант I, 1978 г.)

Таблица 4

А. Уточненный выбор параметров крепи и стоимости сооружения выработки (камеры) шахты Донбасса

Глубина 1000 м; азимут падения 0°; угол падения 45°; угол выработки-простирания 45°; ширина выработки 9 м; высота 9 м в свету. Кровля (алевролит — 58 МПа). Почва (аргиллит — 54 МПа). Бока (алевролит — 44 МПа).

Расчетные параметры крепи	Крепь типа СВП				Монолитная бетонная крепь			
	кровля	по нормали	бока	почва	кровля	по нормали	бока	почва
Перемещение, см	9,7	13,73	15,05	18,65	7,46	10,56	11,35	18,65
Нагрузка, МПа	0,04	0,05	0,05	0	0,27	0,38	0,51	0
Зона неупругих деформаций, м	1,48	2,09	2,71	2,43	1,27	1,79	2,23	2,43

Продолжение табл. 4

Исходные данные

Незамкнутая бетонная крепь $RI=9$; $NP=0$; касательный отпор; нагрузка радиальная; монолитная $ND=27$, $E=26\,500$; $RЖ=170$; угол трения $FI=0$ град; ALP НАЧ=0 град; $N1=7$ элементов; $N2=4$ элемента; $Q1=0{,}0$ МПа; $Q2=0{,}0$ МПа; $KX=187{,}68$ МН; $KY=2758{,}89$ МН; число итераций 1. Расшифровка параметров приведена в прил. 21.

Параметры крепи, определенные на основе статического и прочностного ее расчета

Крепь с прямыми стенами открытая; коробовый свод; бетонная; $D=47$ см; $NП=0$; ШР=0,0 р/м; СТ=939 р/м; сечение в свету 36,8 м² (вчерне 46,4 м²); периметр 16,9 м; глубина цементации в кровле 0 м, в почве 0 м, в боках 0 м.

Продолжение табл. 4

Номер элемента	K, МН/м³	S	Z	A L P, град	R, м	EJ, МН/м²	EF, МН	P, МПа
1	315,53	1	1	8,4	6,54	229,3	12455,0	0,27
2	315,53	1	1	8,4	6,54	229,3	12455,0	0,30
3	315,53	1	1	8,4	6,54	229,3	12455,0	0,34
4	315,53	1	1	8,4	6,54	229,3	12455,0	0,38
5	439,03	1	1	18,8	2,62	343,9	14323,2	0,45
6	439,03	1	1	18,8	2,62	343,9	14323,2	0,47
7	439,03	1	1	18,8	2,62	343,9	14323,2	0,46
1	245,09	0	1	90,0	0,36	504,4	16191,5	0,46
2	245,09	0	1	90,0	0,36	504,4	16191,5	0,41
3	245,09	0	1	90,0	0,36	504,4	16191,5	0,46
4	245,09	0	1	90,0	0,36	504,4	16191,5	0,51

Продолжение табл. 4

Номер узла	Расчетные параметры						
	U (I, M), см	R (I, M), МПа	M (I, M), МН	N (I, M), МН	NS (I, M), МН	Толщина см	Число рам, р/м
0	0,1	0,0	0,032	—1,81	—3,13	47	0
1	0,1	—0,02	0,038	—1,81	—3,08	47	0
2	0,1	—0,04	0,041	—1,79	—3,05	47	0
3	0,1	—0,04	0,002	—1,76	—3,37	47	0
4	0,0	—0,03	—0,119	—1,74	—2,40	47	0
5	0,0	—0,06	—0,193	—1,72	—2,28	54	0
6	0,1	—0,12	—0,116	—1,64	—2,88	54	0
7	0,1	—0,20	0,087	—1,44	—3,03	54	0
0	0,2	0,11	0,0	—1,25	—4,40	61	0
1	0,2	—0,12	0,114	—1,27	—3,10	61	0
2	0,2	—0,12	0,165	—1,31	—2,59	61	0
3	0,2	—0,13	0,158	—1,35	—2,72	61	0
4	0,1	—0,11	0,087	—1,42	—3,52	61	0

Продолжение табл. 4

Б. Ориентировочный выбор параметров крепи и стоимости сооружения выработки сопряжения шахты . . . . . -Донбасса

Глубина 1000 м; азимут падения 0°; угол падения 45°; угол встречи выработки с направлением простирания 89°; ширина выработки 4,8 м; высота 3,4 м в свету; тип I, расстояние от центра сопряжения 3 м;

угол сопряжения 30°; половина ширины примыкающей выработки 1,8 м; удаление от начала выработки 3 м; $X=13$ м; $Y=50$ м.

I. Кровля (алевролит — 64 МПа). Почва (аргиллит — 40 МПа). Бока (алевролит — 45 МПа).

Крепь с прямыми стенами открытая, коробовый свод (бетонный свод+цементация); $D=26$ см; $NП=0$; ШР=0,0 р/м; СТ=496 р/м; сечение в свету 15 м², вчерне 18,8 м², периметр 11,2 м; глубина цементации в кровле 0,3 м; в почве 1,4 м; в боках 0,0 м

Крепь с прямыми стенами открытая, коробовый свод (СВП+цементация); $D=0$ см; $NП=27$; ШР=2,0 р/м; СТ=482 р/м; сечение в свету 15,0 м²; вчерне 16,2 м²; периметр 10,8 м; глубина цементации в кровле 0,3 м; в почве 1,4 м; в боках 0,0 м.

Удаление от начала выработки 5 м; $X=15{,}7$ м; $Y=50$ м

II. Кровля (алевролит — 68 МПа); Почва (алевролит — 42 МПа); Бока (алевролит — 50 МПа).

Крепь с прямыми стенами замкнутая, коробовый свод (железобетонная замкнутая); $D=30$ см; $NП=27$; ШР=4 р/м; СТ=1079 р/м; сечение в свету 19,5 м²; вчерне 27,3 м²; периметр 17,1 м; глубина цементации в кровле 0 м; в почве 0 м; в боках 0 м.

Крепь с прямыми стенами открытая, коробовый свод (железобетонный свод+цемент); $D=26$ см; $NП=20$; ШР=4 р/м; СТ=708 р/м сечение в свету 15 м²; вчерне 18,5 м²; периметр 11,2; глубина цементации в кровле 0 м; в почве 1,1 м; в боках 0 м.

Крепь с прямыми стенами открытая, коробовый свод (СВП+цементация); $D=0$ см; $NП=27$; ШР=2 р/м; СТ=451 р/м; сечение в свету 15 м²; вчерне 16 м²; периметр 10,8 м; глубина цементации в кровле 0 м; в почве 1,1 м; в боках 0 м.

Удаление от начала выработки 17 м; $X=27$ м; $Y=50$ м.

III. Кровля (аргиллит — 50 МПа); Почва (аргиллит — 61 МПа); Бока (аргиллит — 50 МПа).

Крепь с прямыми стенами открытая, коробовый свод, податливая СВП; $D=0$ см; $NП=27$; ШР=2 р/м; СТ=436 р/м; сечение в свету 15 м²; вчерне 17,9 м²; периметр 11,1 м; глубина цементации в кровле 0 м; в почве 0 м; в боках 0 м.

Крепь с прямыми стенами открытая, коробовый свод; бетонная; $D=38$ см; $NП=0$; ШР=0 р/м; СТ=450 р/м; сечение в свету 15 м²; вчерне 18,5 м²; периметр 11,2 м; глубина цементации в кровле 0 м; в почве 0 м; в боках 0 м.

Крепь с прямыми стенами открытая, коробовый свод (СВП+цементация); $D=0$ см; $NП=27$; ШР=1 р/м; СТ=350 р/м; сечение в свету 15 м²; вчерне 15,7 м²; периметр 10,8 м; глубина цементации в кровле 0,6 м; в почве 0 м; в боках 0,2 м.

После подготовки исходных данных на перфокартах и обращения к системе «НЕДРА» на АЦПУ выдается распечатка результатов расчета в табл. 4, *Б*.

Анализ результатов расчета позволяет рекомендовать для крепления выработки на участке сопряжения сводчатую металлическую податливую крепь СВП-27, две рамы на 1 м с упрочнением пород кровли и почвы путем цементации. По мере удаления от центра сопряжения объем работ по цементации снижается. При этом снижается и стоимость сооружения 1 м выработки с 482 до 350 руб. На удалении от центра сопряжения 17 м допускается оставить одну раму на 1 м СВП-27.

ПРИЛОЖЕНИЕ 21

Статический и прочностной расчет конструкций крепи горизонтальных выработок и камер

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1. Определение конструктивных параметров крепи выработок производится в последовательности, указанной в п. 2.19 настоящих норм. При этом предварительный выбор типа и расчет параметров крепи осуществляется согласно пп. 4.25 (4.17) и 4.31 (4.18) настоящих норм. Статический расчет крепи для определения действующих в ней усилий выполняется по пп. I.Б и I.В настоящего приложения, а проверка прочности принятых конструктивных параметров производится по п. 2 настоящего приложения.

А. Краткая характеристика расчетных методов

2. В зависимости от конструктивных особенностей крепи, контактных условий и режима взаимодействия ее с массивом горных пород рекомендуется использовать различные расчетные схемы и методы статического расчета крепи.

Методы статического расчета крепи делятся на два класса. При использовании расчетных схем первого класса статический расчет выполняется методами строительной механики стержневых систем. Взаимодействие крепи с массивом учитывается путем задания активных нагрузок на крепь, определяемых по пп. 4.29 (4.27) и 5.69 (5.69) настоящих норм и приложению по контуру крепи в расчетной схеме упругих опор, моделирующих нормальный и касательный отпор породы. При использовании расчетных схем второго класса статический расчет выполняется методами механики сплошной среды, позволяющими рассмотреть взаимодействие крепи с массивом как единой совместно деформируемой системы. Аналитические методы II класса исходят из предположений, что массив горных пород имеет однородное строение и деформируется линейно. Для учета неупругого деформирования пород и особенностей технологии сооружения выработок в решение вводятся эмпирические корректирующие коэффициенты.

3. Расчет монолитной замкнутой и незамкнутой крепи с забутовкой и без забутовки закрепного пространства может произво-

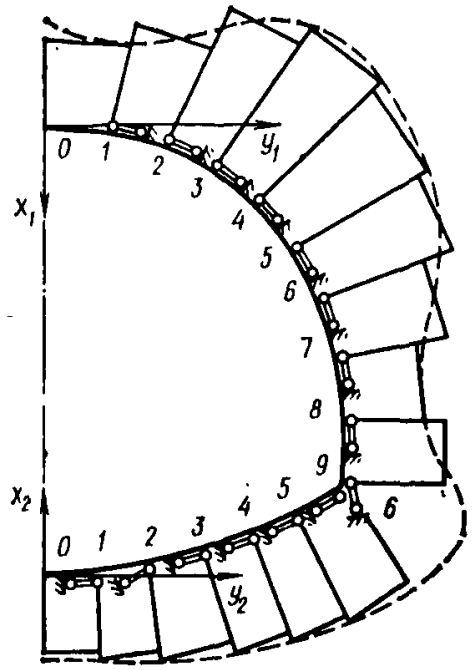


Рис. 1. Расчетная схема крепи с учетом касательного отпора

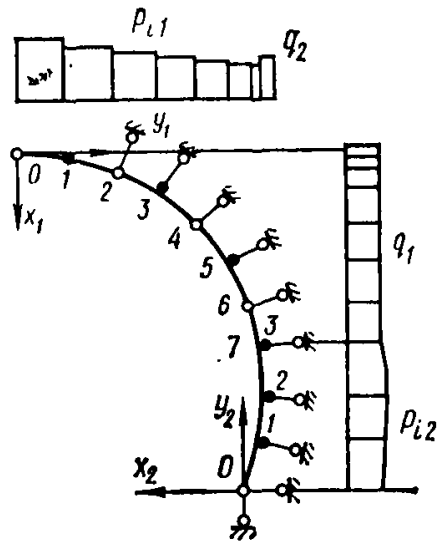


Рис. 2. Расчетная схема крепи с учетом нормального отпора

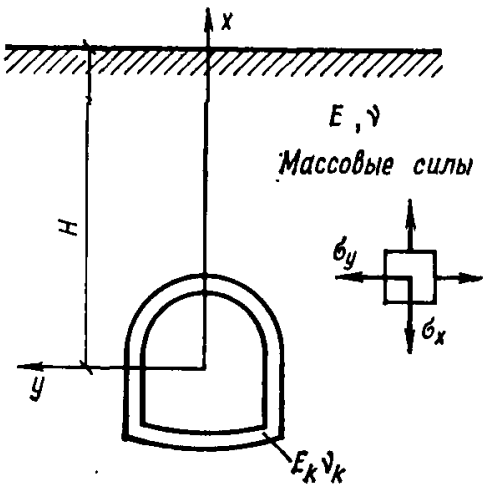


Рис. 3. Расчетная схема монолитной замкнутой крепи при ее полном контакте с массивом

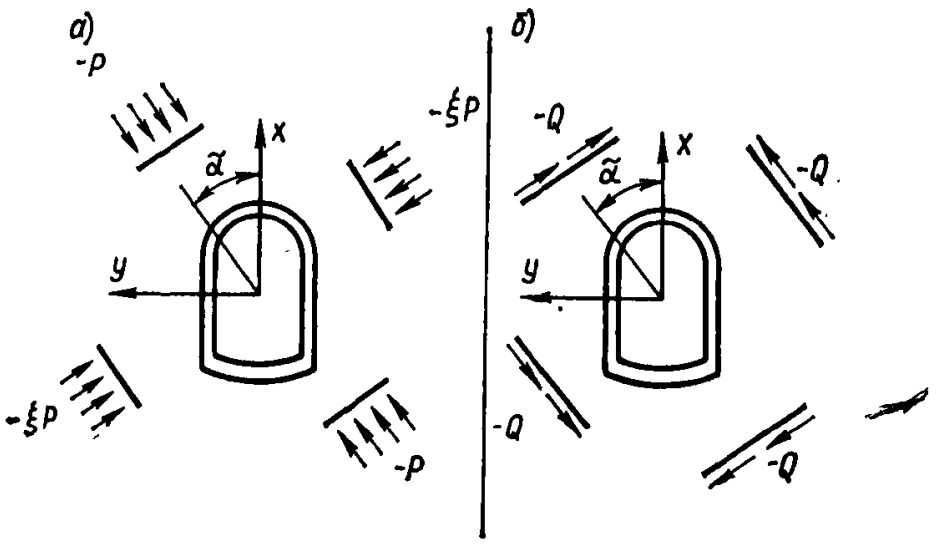


Рис. 4. Расчетные схемы для определения усилий от воздействия длинных волн.

а — сжатия; *б* — сдвига

диться с использованием расчетной схемы с касательным отпором (рис. 1).

4. Расчет сборной замкнутой и незамкнутой крепи возможно выполнять с использованием расчетной схемы с нормальным отпором (рис. 2). При необходимости учета сил трения вводится угол трения φ^* (φ^* — коэффициент трения крепи по породе). Данная расчетная схема может быть использована и для монолитной крепи при нарушенном контакте с породой (например, в слабых обводненных породах).

5. Расчет монолитной замкнутой крепи работающей, как единая система с однородным массивом пород, целесообразно производить с учетом начального поля напряжений в массиве (в том числе от действия тектонических сил) на основании решения контактной задачи теории упругости, расчетные схемы которой приведены на рис. 3.

6. Расчет монолитной замкнутой крепи на сейсмические воздействия может производиться на основе оценки наиболее неблагоприятного напряженного состояния в каждом сечении при различных сочетаниях совокупного действия длинных продольных и поперечных волн любого направления в плоскости поперечного сечения выработки. При определении напряжений и усилий в крепи от действия продольных и поперечных волн используются решения контактных задач теории упругости, расчетные схемы которых представлены на рис. 4, *а*, *б*.

Б. Методы расчета класса 1

Статический расчет монолитной и сборной крепи методами строительной механики стержневых систем по схеме с касательным или нормальным отпором производится либо по пп. 7—13 для симметрично нагруженных крепей, либо по пп.14—26 при их несимметричном нагружении.

а) Симметричное нагружение крепи

7. Расчет крепи при симметричном нагружении выполняется с использованием программы «КРЕПЬ»*, алгоритм которой основан на методе начальных параметров.

8. Область применения программы «КРЕПЬ» ограничивается замкнутыми и незамкнутыми конструкциями жесткой и ограниченно-податливой крепи (с забутовкой или с тампонажем закрепного пространства) при симметричном ее очертании относительно вертикальной оси:

монолитная бетонная и железобетонная с гибкой (жесткой) арматурой;

сборная из мелких (крупных) блоков без прокладок (с прокладками) в шарнирных стыках;

---

* Программа «КРЕПЬ» для ЕС ЭВМ и «Минск-32» имеется во ВНИМИ и по запросам проектных и производственных организаций может быть им передана. Математическая модель и алгоритм расчета приведены в работе Н. С. Булычева, Б. З. Амусина и А. Г. Оловянного. Расчет крепи капитальных горных выработок. М., Недра, 1974, 320 с.

сборная из чугунных (железобетонных) тюбингов с шарнирными стыками или со связями растяжения в стыках.

9. Проверка прочности бетонных и железобетонных с жесткой арматурой конструкций крепи производится по программе «КРЕПЬ» в автоматическом режиме. Проверка прочности элементов железобетонной крепи с гибкой арматурой производится по п. IIБ.

10. Проверка устойчивости сборной крепи по программе «КРЕПЬ» производится в автоматическом режиме.

11. Эпюра нормальных нагрузок на крепь строится по характерным расчетным значениям в кровле $P_к$, по нормали к напластованию $P_н$; в боках $P_б$ и в почве $P_п$ для протяженных выработок по пп. 4.49 (4.27)—4.51 (4.28), для камер — по п. 5.69 (5.69). При применении крепи с выположенным обратным сводом на участке стыковки стен с обратным сводом расчетную нагрузку следует увеличивать на 30 % по отношению к боковой. На прямолинейных участках крепи нагрузка снижается на 20 % по отношению к расчетной.

Окончательная эпюра строится плавным соединением характерных значений нагрузок.

12. В зависимости от контактных условий и принятой расчетной схемы по формуле (1) определяются коэффициенты нормального отпора K_σ, а по формуле (2) — касательного отпора K_τ:

$$K_\sigma = \frac{E\lambda_\sigma}{1{,}2r_к}, \text{ МН/м}^3; \qquad (1)$$

$$K_\tau = \frac{E\lambda_\tau}{1{,}5r_к}, \text{ МН/м}^3, \qquad (2)$$

где E — модуль упругости пород, МПа;

λ_σ и λ_τ — коэффициенты влияния относительных размеров забутовки $c_{заб}$ соответственно при расчете крепи с нормальным и касательным отпором.

Коэффициент λ_σ при $\frac{E}{E_{заб}} > 10^3$ устанавливается из выражения

$$\lambda_\sigma = \frac{E_{заб}}{E} \frac{c_{заб}^2 + 3{,}25}{c_{заб}^2 - 1},$$

где $c_{заб} = \frac{r_0}{r_к}$, r_0 — наружный радиус забутовки, м;

$r_к$ — наружный радиус крепи, м.

Коэффициент λ_τ определяется по графику рис. 5. При заполнении закрепленного пространства тампонажным раствором коэффициенты λ_σ и λ_τ принимаются равными единице.

При расчете незамкнутой крепи вводится жесткость опор, определяемая приближенно коэффициентом $\bar{K}_{02}$, МН/м (кгс/м):

$\bar{K}_{02} = 0{,}03E$ при цементации почвы принимается:

$$\bar{K}_{02} = 0{,}1E.$$

13. При расчете крепи ее криволинейное очертание в расчетной схеме заменяется полигональным, состоящим из прямолинейных от-

резков. При этом вводятся две системы координат (см. рис. 1 и 2). Максимальное количество элементов в каждой системе координат не должно превышать 10.

Расположение шарниров в расчетной схеме может быть неравномерным и должно соответствовать расположению шарниров в реальной конструкции. Между шарнирными узлами в расчетной схеме (см. рис. 2) должен быть по крайней мере один узел, расположенный на монолитном участке. На монолитном участке должен располагаться и общий для обеих систем координат узел.

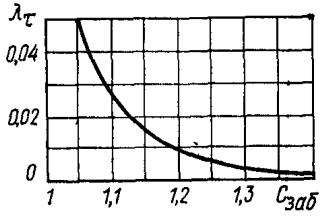


Рис. 5. График для определения коэффициентов касательного отпора

Задание геометрии конструкции может быть выполнено в двух вариантах: для криволинейной конструкции — через радиус и центральный угол элемента, для прямолинейных участков — через длину элемента и угол его наклона к оси «*ox*».

При расчете криволинейной незамкнутой крепи в системе II координат вводится начальный центральный угол. Пояснение к его определению приведено на рис. 6.

Задание нагрузок при расчете крепи может быть выполнено в двух вариантах. По первому варианту задается эпюра распределенных по проекциям на оси координат нагрузок. Нагрузки, действующие в направлении осей ox_1 и ox_2, задаются на каждый элемент P_{im}, а в направлении осей oy_1 и oy_2 задаются равномерно распределенные нагрузки соответственно q_1 и q_2.

По второму варианту на каждый элемент задается радиальная (постоянная в пределах элемента) нагрузка P_{im}. При этом величины $q_1 = 0$ и $q_2 = 0$.

В качестве исходных данных к программе «КРЕПЬ» вводятся следующие признаки и параметры:

*n*1 — количество элементов в расчетной схеме для системы I координат (макс. *n* 1-10);

*n*2 — количество элементов в расчетной схеме для системы II координат (макс. *n* 2-10);

A_1 = {1 — при расчете с нормальным отпором (рис. 2); 0 — при расчете с касательным отпором (рис. 1);

A_2 = {1 — нагрузка задана в радиальном к контуру крепи направлении (рис. 1); 0 — нагрузка задана в проекциях на оси координат (рис. 2);

A_3 = {1 — при расчете монолитной крепи; 0 — при расчете сборной крепи;

A_4 = {1 — при расчете замкнутой крепи (рис. 1); 0 — при расчете незамкнутой крепи (рис. 2);

A_5 = {1 — при расчете бетонной крепи; 0 — при расчете железобетонной крепи с жесткой арматурой;

KI — количество итераций (при расчете монолитной крепи *KI*-1, крепи сборной — *KI*-20);

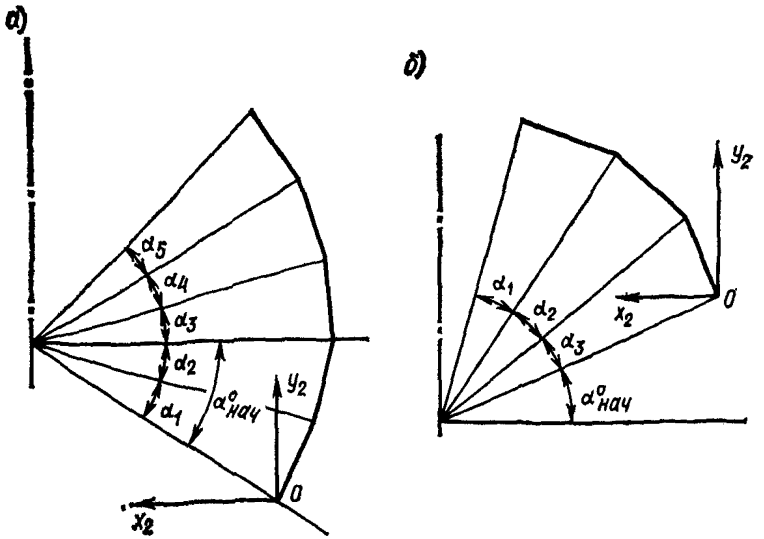


Рис. 6. Схема к определению $\alpha^0_{нач}$

$а - \alpha^0_{нач} < 0$; $б - \alpha^0_{нач} > 0$

$\varphi^* = \begin{cases} \varphi^* — \text{угол трения (в град) при расчете с учетом сил трения;} \\ 0 — \text{при условии проскальзывания или при } A_1 = 0; \end{cases}$

q_1, q_2 — распределенные нагрузки в направлении осей oy в I и во II системах координат, МПа; (при $A_2 = 1$, $q_1 = q_2 = 0$);

$\alpha^0_{нач}$ — начальный центральный угол, град (рис. 6); (при $A_4 = 1$ $\alpha^0_{нач} = 0$);

$\bar{K}_{02}$ — жесткость опоры в узле 0,2, МН/м (при $A_4 = 1$, $\bar{K}_{02} = 0$);

$R_{пр}$ — призменная прочность бетона, МПа;

n — количество рам жесткой арматуры на 1 м (при $A_5 = 1$ $n = 0$);

NI — номер двутавра (при $A_5 = 1$ $NI = 00$);

$E_к$ — приведенный модуль упругости материала крепи, МПа.

Приведенный модуль упругости железобетонной крепи с жесткой арматурой $E_к$, МПа (кгс/см²), определяется по формуле

$$E_к = E_б \left(1 + \frac{E_{ст} n F_а}{E_б F}\right), \qquad (3)$$

где $F_а$, F — площадь поперечного сечения одной рамы жесткой арматуры (см. прил. 4) и бетона соответственно;

$E_{ст}$, $E_б$ — модули упругости стали и бетона, МПа (кгс/см²).

Далее по строкам вводится таблица чисел в следующей последовательности: для элементов системы I координат, начиная с $i = 1$ до $i = n1$,

$$K_i, S_i, \alpha_i, R_i, Z_i, (E_к J)_i,$$
$$(E_к F)_i, P_i$$

(где i — номер элемента) и далее в аналогичной последовательности; для системы II координат с $i = 1$ до $i = n2$.

Обозначение приведенных выше параметров:

K_i — коэффициент нормального K_σ или касательного K_τ отпора, МН/м³;

$S_i = \begin{cases} 1 — \text{при задании геометрии крепи через радиус } R_i \text{ и центральный угол } \alpha_i; \\ 0 — \text{при задании длины элемента } R_i \text{ и его угла наклона } \alpha_i \text{ к оси } OX; \end{cases}$

R_i, α_i — в зависимости от признака S_i задается соответственно в метрах и градусах;

$Z_i = \begin{cases} 1 — \text{при расположении конца } i\text{-го элемента на монолитном участке;} \\ 0 — \text{то же, в шарнире;} \end{cases}$

$(E_к J)$, $(E_к F)$ — жесткость i-го элемента соответственно на изгиб (МН·м²) и на сжатие (МН).

P_i — в зависимости от признака A_2 значение радиальной ($A_2 = 1$) или равномерно распределенной в направлении оси OX ($A_2 = 0$) нагрузки на элемент, МПа.

Для удобства задания исходные нагрузки q_1, q_2 и P_{im} вводятся увеличенными в 100 раз, т. е. задаются в т/м².

Исходные данные должны быть в строго указанной последовательности пробиты на перфокартах.

Для контроля вводимой исходной информации перед выдачей результатов расчета на печать выдается таблица исходных данных.

Результаты расчета выдаются на печать в следующем порядке:

$U(i, m)$ — перемещения узла i в направлении оси OX;

$R(i,m)$ — реакция нормального или касательного упругого отпора, распределенная по длине элемента, МПа; m — номер системы координат.

Основными расчетными параметрами, по которым определяется прочность и несущая способность конструкции крепи, являются нормальные силы $N(i, m)$, МН, и изгибающие моменты $M(i, m)$, МПм, в узлах.

Для бетонной и железобетонной крепи с жесткой арматурой прочностной расчет выполняется в автоматическом режиме и на печать выдается предельная несущая способность крепи $NS(i, m)$. Сопоставление несущей способности крепи $NS(i, m)$ с нормальными силами $N(i, m)$ в соответствующих узлах конструкции позволяет судить о запасе несущей способности крепи.

В последних двух столбцах таблицы результатов на печать выдаются толщина бетона и количество рам жесткой арматуры, обеспечивающих прочность конструкции. Если рамы жесткой арматуры не требуются, то в последнем столбце печатаются нули.

Примеры расчетов по программе «КРЕПЬ» приведены в п. III настоящего приложения.

б) Несимметричное нагружение крепи

14. Расчет указанных в п. 8 типов крепи при несимметричном их нагружении выполняется с использованием программы *KREPT*[1].

15. Область применения программы *KREPT* по сравнению с программой «КРЕПЬ» распространяется дополнительно на крепи, несимметричные относительно вертикальной оси при несимметричном их нагружении. Кроме того, программа *KREPT* позволяет учитывать физическую нелинейность материала крепи (возможность образования пластических шарниров при расчете металлической крепи).

16. После установления усилий в элементах бетонной и железобетонной крепи проверка их прочности выполняется по п. II. Примеры статического расчета по программе *KREPT* приведены в п. III настоящего приложения.

В. Методы расчета класса II

Расчет монолитной замкнутой крепи на основе решения контактных задач о взаимодействии крепи с массивом горных пород производится либо в статической постановке, согласно пп. 17—21, либо с учетом сейсмических воздействий по п. 22.

а) Статический расчет

17. Методики расчета предназначены для определения усилий (нормальных сил N и изгибающих моментов M) в сечениях замкнутой монолитной крепи кругового и некругового очертания с одной осью симметрии. Предполагается, что крепь работает в условиях полного контакта (связи) с массивом горных пород.

Исходными данными для расчета являются:

форма и размеры поперечного сечения крепи; деформационные характеристики пород и крепи: модуль деформации E, МПа (кгс/см^2), коэффициент Пуассона ν пород и материала крепи $E_к$, $\nu_к$.

Расчет крепи с использованием расчетной схемы рис. 3, 4 производится в четыре этапа.

На этапе I определяется расчетная средняя нагрузка на крепь $P_{ср}$ [4.49(4.27) или 5.69(5.69)].

На этапе II с использованием программы *FOK1*[2] находится распределение по периметру нормальных $\bar{\sigma}_\rho$ и касательных $\bar{\tau}_{\rho\theta}$ контактных напряжений, средних нормальных напряжений $\bar{\sigma}_\rho^{ср}$, а также внутренних усилий в крепи: изгибающих моментов $\bar{M}$ и нор-

[1] Программа *KREPT* для ЕС ЭВМ имеется в Тульском политехническом институте. Математическая модель, алгоритм расчета и инструкция к программе приведены в книге М. Н. Гелескула, В. Н. Каретникова. Справочник по креплению капитальных и подготовительных горных выработок. М., Недра, 1982. 560 с.

[2] Программа *FOK1* для ЕС ЭВМ имеется в Тульском политехническом институте. Методика и алгоритм расчета приведены в монографии Н. Н. Фотиевой. Расчет обделок тоннелей некругового поперечного сечения. М., Стройиздат, 1974, 240 с.

мальных сил $\bar{N}$ от единичного нагружения $\gamma H\alpha^* = 1$ при заданном коэффициенте бокового давления в массиве горных пород λ. При отсутствии данных коэффициент λ может быть вычислен из известного соотношения

$$\lambda = \frac{\nu}{1-\nu}.$$

На этапе III для заданных условий определяются расчетные напряжения:

$$\gamma H\alpha^* = \frac{P_{ср}}{\bar{\sigma}_\rho^{ср}},$$

где $P_{ср}$ — среднее значение нормальных нагрузок на крепь, определяемое по п. 4.49 (4.27) *или* 5.69 (5.69).

После определения $\gamma H\alpha^*$ вычисляются значения полных напряжений на контакте и внутренних усилий:

$$\sigma_\rho = \gamma H\alpha^* \bar{\sigma}_\rho; \tag{4}$$

$$\tau_{\rho\theta} = \gamma H\alpha^* \bar{\tau}_{\rho\theta}; \tag{5}$$

$$M = \gamma H\alpha^* \bar{M}; \tag{6}$$

$$N = \gamma H\alpha^* \bar{N}. \tag{7}$$

На этапе IV производится проверка прочности сечений, согласно разд. II настоящего приложения, в ходе которого устанавливаются окончательно конструктивные параметры крепи.

18. Расчет крепи горизонтальных выработок на действие тектонических напряжений в массиве горных пород производится по программе *FOK1* при задании составляющих тектонического поля напряжений N_1 и N_2 и определении α^* по формуле

$$\alpha^* = \exp\left(-0{,}3\,\frac{l}{R}\right), \tag{8}$$

где l — расстояние от забоя выработки до места установки постоянной крепи, м;

R — половина ширины (радиус) выработки, м.

19. Для учета влияния тампонажа или других способов упрочнения пород в качестве модуля деформации породы используется его приведенное значение, определяемое по формуле

$$E_1 = E' \frac{1-c^2}{1+(1-2\nu')\,c^2 - 2(1-\nu')\,A}, \tag{9}$$

где

$$A = \frac{2(1-\nu')\,c^2}{1-2\nu'+c^2+\beta(1-c^2)};$$

---

* Методика и алгоритм расчета крепи на сейсмические воздействия приведена в монографии Н. Н. Фотиевой. Расчет крепи подземных сооружений в сейсмически активных районах. М., Недра, 1980, 222 с.

$$c = \frac{R}{R+h};$$

$$\beta = \frac{E'(1-\nu)}{E(1-\nu')},$$

R — средний радиус выработки, м;
h — толщина упрочненной зоны, м;
E, ν — модуль деформации, МПа, и коэффициент Пуассона породы;
E', ν' — модуль деформации, МПа, и коэффициент Пуассона упрочненной зоны.

Аналогичным образом может быть учтено влияние зоны ослабленных пород вследствие буровзрывных работ или слоя забутовки, если условно принять его толщину постоянной по периметру крепи.

20. В случае если порода подвержена ползучести, расчет производится с учетом вязкоупругого деформирования пород на основе теории линейной наследственной ползучести с использованием метода переменных модулей.

Значение модуля деформации E_t и коэффициента Пуассона ν_t на момент стабилизации деформаций после возведения крепи определяется по формулам:

$$E_t = \frac{E}{1+\Phi}; \tag{10}$$

$$\nu_t = 0{,}5 - \frac{0{,}5-\nu}{1+\Phi}; \tag{11}$$

$$\Phi = \frac{\delta_п \cdot 10^3}{3}, \tag{12}$$

где $\delta_п$ — параметр ползучести породы, определяемый по табл. 5 прил. 3 Руководства.

21. Для расчета крепи на действие давления подземных вод, имеющих уровень H_1 (отсчитываемый от центра поперечного сечения), используется методика, основанная на решении контактной задачи теории упругости при наличии на внешнем контуре крепи скачка нормальных напряжений, равного давлению воды, линейно изменяющегося по высоте крепи:

$$\sigma_\rho^к = \sigma_\rho^м - \gamma_в (H_1 - x), \tag{13}$$

где $\gamma_в$ — объемная масса воды; $\sigma_\rho^к$, $\sigma_\rho^м$ — нормальные напряжения соответственно в крепи и в массиве на линии контакта.

В качестве исходных данных в дополнение к п. 17 задается значение уровня воды H_1.

Результатами расчета являются величины напряжений и усилий в долях величины $0{,}5\,\gamma_в R$ (R — средний радиус выработки).

Для учета водонепроницаемости крепи в качестве значения используется доля напора, передающегося на конструкцию с учетом фильтрации:

$$H_1' = \frac{H_1}{1 + \frac{k_1}{k_0} \frac{\ln \frac{2H_1}{R}}{\ln \frac{R}{R_0}}}, \qquad (14)$$

где k_1, k_0 — коэффициенты фильтрации соответственно материала крепи и породы;
R, R_0 — наружный и внутренний средние радиусы крепи, м.

б) Расчет на сейсмические воздействия

22. Для расчета крепи на сейсмические воздействия при землетрясениях используется методика, основанная на оценке наиболее неблагоприятного напряженного состояния в каждом сечении конструкции из возможных при различных сочетаниях действия длинных сейсмических волн сжатия-растяжения и сдвига любого направления в плоскости поперечного сечения крепи. Расчетные схемы для определения усилий от волн сжатия и сдвига, падающих под произвольным углом к оси симметрии, приведены на рис. 4.

Для определения наиболее неблагоприятного напряженного состояния сумма и разность выражений для нормальных тангенциальных напряжений от волн сдвига и сжатия в каждом сечении конструкции исследуются на экстремум по углу падения волн α и для каждого сечения определяется то сочетание действия волн и тот угол их падения, при которых нормальные тангенциальные напряжения в данном сечении максимальны по абсолютной величине, т. е. расчет производится на основании построения огибающих эпюр нормальных тангенциальных напряжений. Расчет выполняется по программе *FOK1*.

Если крепь проектируется с допущением образования трещин, то фаза растяжения из рассмотрения исключается и расчет производится на основании двух огибающих, построенных по максимальным значениям сжимающих и растягивающих напряжений от волн сжатия и сдвига. В этом случае для проверки прочности сечений при сжатии и растяжении используются две эпюры расчетных усилий — M и N.

Исходными данными для расчета по программе *FOK1* кроме приведенных в п. 17 являются:
K_c — коэффициент сейсмичности, соответствующий баллу землетрясения, получаемый по табл. 1:

Таблица 1

Балл	7	8	9
K_c	0,025	0,05	0,1

T_0 — преобладающий период колебаний частиц породы, принимаемый, как правило, $T_0=0{,}5$ с.

В результате расчета строятся две эпюры усилий — M и N в крепи, соответствующие наибольшим сжимающим и растягивающим напряжениям, отнесенным к величине

$$P = \frac{1}{2\pi} K_c \gamma c_1 T_0, \tag{15}$$

где c_1 — скорость распространения упругих волн сжатия, определяемая по формуле

$$c_1 = \sqrt{\frac{Eg}{\gamma} \cdot \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}}; \tag{16}$$

g — ускорение силы тяжести.

Программой предусмотрено также получение изгибающих моментов (в МНм) и продольных сил (в МН) (т. е. уже умноженных на P).

Если крепь проектируется без допущения образования трещин, то для проверки прочности сечений используются эпюры M и N, соответствующие наибольшим сжимающим напряжениям, взятые со знаками «+» и «—».

Если крепь проектируется с допущением образования трещин, то для проверки прочности сечений при сжатии и при растяжении используются обе полученные эпюры усилий — M и N.

При расчете на сочетание нагрузок значения усилий в крепи от отдельных видов нагрузок суммируются. После этого по п. II производится проверка прочности крепи.

23. Исходные данные к расчету по программе *FOK1* представляются в табличной форме, а затем пробиваются на перфокартах:

карта I — геометрические размеры крепи — формируется следующим образом. Для описания геометрии крепи необходимо вычертить ее внутренний контур в масштабе. На вертикальной оси симметрии, внутри контура выбирается точка, приблизительно совпадающая с центром около контура окружности, из которой проводятся 13 лучей под углом 15° друг к другу до пересечения с контуром. Первый луч совпадает с вертикальной осью симметрии и направлен вверх от центра. Далее все лучи нумеруются по порядку. Позиции в первой перфокарте с 1 по 10 заполняются названием типа крепи или наименованием варианта. Позиции с 11 по 80 — длины лучей по порядку;

на карте II — упругие характеристики — вводятся значения коэффициентов Пуассона породы ν и крепи $\nu_к$, а также значения модулей упругости породы E и крепи $E_к$;

на перфокарте III — горное давление — вводится значение коэффициентов бокового давления λ и значение средней нагрузки на крепь $P_{ср}$, МПа;

на перфокарте IV — гидростатика — вводится значение уровня воды H_1;

на перфокарте V — сейсмика — вводится коэффициент сейсмичности района K_c, объемный вес пород γ, МН/м³, и период колебаний T_0, с.

Последней вводится карта VI, на которой в поз. 1—5 печатается «КОНЕЦ». После окончания расчета на печать выдаются следующие параметры: координаты расчетных сечений внутреннего и наружного контуров крепи ($X_{вн}$, $Y_{вн}$, $X_{нар}$, $Y_{нар}$), усилия в крепи (Q, M, N) и напряжения на линии контакта (радиальные σ_ρ, касательные $\tau_{\rho\theta}$) и на контуре (на наружном $\sigma_\theta^{нар}$ и внутреннем $\sigma_\theta^{вн}$).

Программа составлена на языке Фортран IV в системе DOS/EC. Длина оттраслированной части программы составляет 58кб.

II. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ КРЕПИ

Проверку прочности сечений крепи следует производить по предельным состояниям на усилия, напряжения и другие воздействия, определяемые статическим расчетом крепи по пп. I.Б и I.В.

Условие прочности крепи принимается в виде

$$N \leqslant NS, \tag{17}$$

где N — расчетная нормальная сила в наиболее напряженном сечении или элементе крепи на 1 м, МН; NS — предельная несущая способность сечения или элемента крепи на 1 м, МН;

Проверка прочности сечений бетонной и железобетонной крепи производится в соответствии с требованиями главы СНиП II-21-75.

Расчет по прочности элементов бетонных конструкций должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси. В зависимости от условий работы элементов они рассчитываются как без учета, так и с учетом сопротивления бетона растянутой зоны.

Без учета сопротивления бетона растянутой зоны производится расчет внецентренно-сжатых элементов, принимая, что достижение предельного состояния характеризуется разрушением сжатого бетона. Сопротивление бетона сжатию условно представляется напряжениями, равными $R_{пр}$, равномерно распределенными по части сжатой зоны сечения (рис. 7, *а*), сокращенно именуемой в дальнейшем тексте «сжатой зоной бетона».

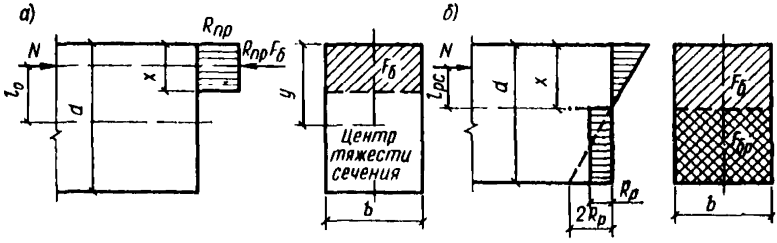


Рис. 7. Схема усилий и распределение напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно-сжатого бетонного элемента

а — без учета сопротивления бетона растянутой зоны; *б* — с учетом сопротивления бетона растянутой зоны

С учетом сопротивления бетона растянутой зоны производится расчет внецентренно-сжатых элементов, в которых не допускаются трещины из условий эксплуатации конструкций, например подвергающихся давлению воды. При этом принимается, что достижение предельного состояния характеризуется разрушением бетона растянутой зоны (появлением трещин). Предельные усилия определяются исходя из следующих предпосылок (рис. 7, б).

Сечения после деформаций остаются плоскими. Наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно $2E_б^{-1}R_р$; напряжения в бетоне сжатой зоны определяются с учетом упругих деформаций бетона; напряжения в бетоне растянутой зоны распределены равномерно и равны по величине $R_р$.

В связи с тем, что монолитные бетонные крепи являются достаточно жесткими, допускается расчет их по недеформируемой схеме и коэффициент, учитывающий влияние прогиба элемента на его прочность, принимать равным 1.

А. Бетонная крепь

При расчете предельной несущей способности NS элементов бетонной крепи применение внецентренно-сжатых бетонных элементов крепи не допускается при эксцентриситетах приложения продольной силы N, превышающих $0{,}9\,y$, где y — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатого волокна бетона.

Несущая способность внецентренно-сжатых бетонных элементов крепи прямоугольного сечения без учета работы бетона на растяжение (рис. 7, *а*) определяется по формуле

$$NS = kR_{пр}\,bd\left(1 - \frac{2e_0}{d}\right), \tag{18}$$

где k — коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях равным 1;

$$e_0 = \frac{M}{N}. \tag{19}$$

При недопущении появления трещин несущая способность крепи дополнительно определяется и из условия сопротивления бетона растяжению (рис. 7, *б*):

$$NS = \frac{1{,}75kR_р\,bd}{6\dfrac{e_0}{d} - 0{,}8}. \tag{20}$$

Несущая способность крепи в этом случае принимается минимальной из формул (18) и (20).

Предельная несущая способность внецентренно-сжатых бетонных элементов крепи по образованию трещин вычисляется по формуле

$$NS = R_р\left(\frac{E_б\,\varepsilon_р\,x_c^2}{2(d - x_c)R_р} - d + x_c\right), \tag{21}$$

где $E_б$ — расчетный модуль упругости бетона при сжатии; $\varepsilon_р$ —

предельные деформации бетона на растяжение; x_c — высота сжатой зоны сечения, м, определяемая из уравнения

$$\frac{E_б\, e_р}{R_р\,(d-x_c)}\left(\frac{x_c^3}{3}-\frac{x_c^2}{2}\,e_{pc}\right)+(d-x_c)\left(e_0+\frac{x_c}{2}\right)=0, \tag{22}$$

где e_{pc} — расстояние от точки приложения продольной силы до нейтральной оси сечения, м.

Ширина раскрытия трещин $a_{тр}$ в монолитной бетонной крепи определяется по формуле

$$a_{тр}=\Delta\gamma\left(d-\frac{0{,}8N}{R_{пр}}\right), \tag{23}$$

где N — продольная сила в опасном сечении, МН (т); $\Delta\gamma$ — угол поворота опасного сечения крепи, рад, определяемый при статическом расчете крепи.

Расчетные значения $a_{тр}$ не должны превышать предельных значений, указанных в табл. 15 главы СНиП II-56-77.

Для безнапорных конструкций, постоянно находящихся под водой, предельное раскрытие трещин не должно превышать $0{,}3\times\times10^{-3}$ м.

Моменты инерции J и площади поперечного сечения F в зависимости от толщины монолитной крепи δ представлены в табл. 2.

Таблица 2

Толщина крепи δ, м	Момент инерции J, м⁴	Площадь поперечного сечения F, м²
0,2	$0{,}67\cdot10^{-3}$	0,2
0,25	$1{,}32\cdot10^{-3}$	0,25
0,3	$2{,}24\cdot10^{-3}$	0,3
0,35	$3{,}56\cdot10^{-3}$	0,35
0,4	$5{,}4\cdot10^{-3}$	0,4
0,45	$7{,}6\cdot10^{-3}$	0,45
0,5	$10{,}4\cdot10^{-3}$	0,5

Б. Железобетонная крепь с гибкой арматурой

Расчет предельной несущей способности элементов железобетонной крепи с гибкой арматурой на действие силы, приложенной с эксцентриситетом в плоскости оси симметрии сечения (рис. 8), производят в зависимости от соотношения относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi=x/d$ и ее граничного значения ξ_R:

$$\xi_R=\frac{\xi_0}{1+\dfrac{\sigma_A}{400}\left(1-\dfrac{\xi_0}{1{,}1}\right)}, \tag{24}$$

где ξ_0 — характеристика деформативных свойств бетона, принимаемая согласно прил. 3. Руководства; $\sigma_A = R_a - \sigma_0$ — для арматуры, имеющей физический предел текучести (классов А-I, А-II, А-III, В-I, Вр-I); $\sigma_A = R_a + 400 - \sigma_0$ — для арматуры, не имеющей физического предела текучести (классов А-IV, А-V, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, В-II, Вр-II, К-7); R_a — расчетное сопротивление арматуры с учетом коэффициентов условий работы арматуры (см. прил. 3); σ_0 — предварительное напряжение арматуры.

Наибольшее расчетное сопротивление сжатой арматуры R_{ac} определяют из равенства относительных деформаций бетона и арматуры $\varepsilon_б = \varepsilon_a$. Приняв предельное относительное укорочение бетона $\varepsilon_б = 0{,}002$, получаем $R_a = E_a \varepsilon_a = 400$ МПа, но не более R_a. Из этого следует, что применять сталь с расчетным сопротивлением более 400 МПа в сжатых элементах с ненапрягаемой симметричной арматурой нецелесообразно.

При расчете стыков сборной крепи эксцентриситет продольной силы должен быть не меньше $e_0^{сл}$. Значение случайного эксцентриситета находят как 1/600 свободной длины элемента или 1/30 высоты его сечения, но не менее 1 см.

При расчетах по трещиностойкости и по деформациям $e_0^{сл}$ не учитывается.

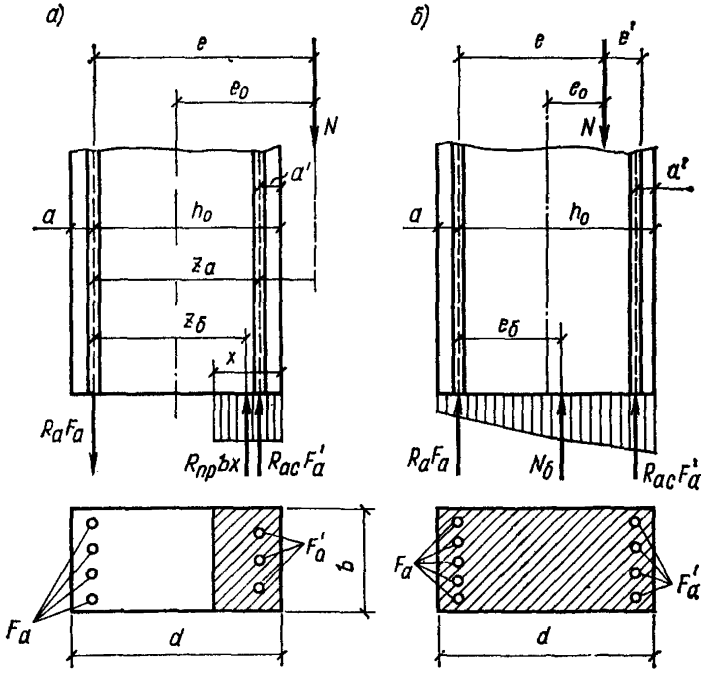


Рис. 8. Схема усилий и эпюра напряжений внецентренно-сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения

а — при больших эксцентриситетах; *б* — при малых эксцентриситетах

Таблица 3

Расчет внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечения при большом эксцентриситете
(первый случай)

№ п.п.	Расчетные формулы (рис. 8, *а*)	Назначение формул и пояснение к ним
1	$e_0 > 0{,}3h_0$	Даны признаки первого случая (то же, в п. 2)
2	$x = \dfrac{N}{R_{пр}\, b} \leqslant \xi_R h_0$	При симметричном армировании сечения; в п. 1 — при несимметричном армировании (приближенно); при $e_0 > 0{,}3\,d$ элементы рассчитываются как изгибаемые
3	$\dfrac{F_a + F'_a}{bh_0} 100 \geqslant p_{мин} \approx \approx 0{,}2\%$	Дано условие справедливости формул табл. 3

Несимметричное армирование
Бетон марки М400 и ниже с ненапрягаемой арматурой класса А-I, А-II или А-III

4	$F'_a = \dfrac{Ne - 0{,}4R_{пр}\, bh_0^2}{R_{ac}\,(h_0 - a')}$	F'_a находят из условия, чтобы сумма F'_a и F_a была минимальна.
5	$F_a = \dfrac{0{,}5R_{пр}\, bh_0 - N}{R_a} + F'_a \dfrac{R_{ac}}{R_a}$	F'_a получают по п. 4
6	$F_a = \dfrac{N}{R_a}\left(\dfrac{e}{h_0 - a'} - 1\right)$	Если $x = N \cdot (R_{пр} \cdot b)^{-1} < 2a'$, F_a рассчитывают по п. 6, а F'_a принимают конструктивно, но не более F_a

Продолжение табл. 3

№ п.п.	Расчетные формулы (рис. 8, *а*)	Назначение формул и пояснение к ним
	Симметричное армирование	
7	$F_a = F'_a = \frac{N[e - h_0 + N(2R_{пр}b)^{-1}]}{R_a(h_0 - a')}$	F_a определяют из условий равновесия моментов относительно центра тяжести арматуры F'_a, а F'_a принимают по условиям армирования равным F_a;
8	$F_a = F'_a = \frac{N}{R_a} \times \left(\frac{e}{h_0 - a'} - 1\right)$	Определяют F_a при $z = h_0 - a'$, если $x = N(R_{пр}b)^{-1} < 2a'$, а F'_a принимают по условиям армирования равным F_a

Расчетный эксцентриситет e с достаточной для практики точностью определяют по формуле

$$\left.\begin{aligned} e &= e_0 + 0{,}5(h_0 - a'), \\ \text{где } e_0 &= \frac{M}{N} \end{aligned}\right\} \qquad (25)$$

Расчетные формулы и вспомогательные коэффициенты для расчета по прочности нормальных прямоугольных сечений ненапряженных сжатых элементов приведены в табл. 3 и 4.

Предельная несущая способность сборной крепи должна устанавливаться не только по прочности в опасных сечениях элементов, но и по прочности в наиболее напряженных стыках. Несущая способность сборной крепи с плоскими стыками определяется по формуле

$$NS = 2mR_{пр}bd\left(0{,}5 - \frac{e_0}{d}\right)\psi, \qquad (26)$$

где m — коэффициент условий работы стыка, при изготовлении элементов в металлических формах без немедленной распалубки: $m = 1$;

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона при осевом сжатии, МПа;

b — ширина стыка, м;

h_c — толщина элемента в плоскости стыка, м;

e_0 — эксцентриситет нормальной силы относительно оси элемента, м;

ψ — коэффициент, зависящий от конструкции и армирования торцов элементов:

Таблица 4

Расчет внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечения при малом эксцентриситете (второй случай)

№ п.п.	Расчетные формулы (рис. 8, *б*)	Назначения формул и пояснения к ним
1	$e_0 \leqslant 0{,}3h_0$	Даны признаки второго случая (то же, в п. 2)
2	$x = \dfrac{N}{R_{пр}\, b} > \xi_R h_0$	При симметричном армировании сечения; в п. 1 — при несимметричном армировании (приближенно); ξ_R — определяют по формуле (24)
3	$\dfrac{F_a + F'_a}{bh_0} 100 \geqslant P_{мин} \approx 0{,}2\%$	Приведено условие справедливости формул табл. 4
	Несимметричное армирование	
4	$F'_a = \dfrac{Ne - A_{макс} R_{ар} bh_0^2}{R_{ас}(h_0 - a')}$	Формулы для предварительного определения площади сечения арматуры F'_a и F_a
5	$F_a = \dfrac{Ne' - A_{макс} R_{пр} b(h'_0)^2}{R_a (h'_0 - a)}$ $e' = h_0 - e - a'$	Формулы для уточнения площади сечения арматуры F'_a и F_a
6	$F'_a = \dfrac{Ne - R_{пр} bx(h_0 - 0{,}5x)}{R_{ас}(h_0 - a')}$	$A_{макс}$ принимают по формуле $A_{макс} = (1 - 0{,}5\,\xi_R)\,\xi_R$
7	$F_a = \dfrac{R_{пр} bx - N}{R_a} + F'_a \dfrac{R_{ас}}{R_a}$	—
8	$x = \dfrac{N + \sigma_a F_a - R_{ас} F'_a}{R_{пр} b}$	x — высота сжатой зоны сечения; σ_a для бетона марки М400 и ниже и арматуры классов А-I, А-II, А-III определяют по п. 9

Продолжение табл. 4

№ п.п.	Расчетные формулы (рис. 8, *б*)	Назначение формул и пояснения к ним
9	$\sigma_a = \left(2\frac{1 - xh_0^{-1}}{1 - \xi_R} - 1\right) R_a$	ξ_R — определяют по формуле (24)
10	$F_a = F'_a = \frac{Ne - R_{пр}\, bx\,(h_0 - 0{,}5x)}{R_a\,(h_0 - a')}$	F_a, F'_a — площади сечения симметрично располагаемой арматуры; x — высота сжатой зоны сечений. Для бетона марки М400 и ниже и арматуры классов А-I, А-II, А-III; σ_a определяется по п. 12
11	$x = \frac{N + F_a\,(\sigma_a - R_a)}{R_{пр}\, b}$	
12	$\sigma_a = \left(2\frac{1 - xh_0^{-1}}{1 - \xi_R} - 1\right) R_a$	Для бетона марки выше М400 и ненапрягаемой арматуры класса выше А-III; σ_a определяется по п. 13
13	$\sigma_a = \frac{400}{1 - \xi_0/1{,}1} \times \left(\frac{\xi_0 h_0}{x} - 1\right)$	ξ_R — находится по формуле (24)

Примечания: 1. Для шахтной крепи применяют арматуру, имеющую физический предел текучести.

2. Сборные железобетонные крепи могут изготовляться из бетона марки свыше М400, но армирование их, как правило, симметричное. Этим следует руководствоваться при пользовании табл. 3 и 4

а) если торцы не армированы совсем или в них поставлено по одной поперечной сетке на расстоянии 2—3 см от плоскости торца, то

$$\psi = 0{,}5 + 0{,}6e_0/d;$$

б) если торцы элементов армированы тремя поперечными сетками с ячейкой 6×8 см при расстоянии между ними 8—10 см и расположении крайней сетки от плоскости торца 2—3 см, то

$$\psi = 0{,}8 + 0{,}3e_0/d;$$

в) если торцы элементов имеют симметричные скосы под углом 45° и высота по сечению стыка равна примерно 0,55 толщины эле-

мента, а торцы не армированы совсем или имеют одну поперечную сетку на расстоянии 2—3 см от плоскости торца, то

$$\psi = 0{,}6 + 1{,}6e_0/h_c.$$

Для контура крепи, близкого под нагрузкой к проектному, несущая способность цилиндрических стыков с радиусами

$$R_{\text{вып}} = (0{,}8 \div 1{,}2)\ d; \quad R_{\text{вогн}} = (0{,}85 \div 1{,}25)\ d$$

определяется по формуле

$$NS = 0{,}75mR_{\text{пр}}\, bd. \tag{27}$$

Если под нагрузкой контур крепи изменяется, расчет наиболее напряженных стыков должен вестись поэтапно, по мере роста нагрузки и степени деформирования контура. Из-за последовательного смятия и разрушения краев стыков их рабочая площадь опирания будет возрастать, в то время как общая высота стыка постепенно уменьшается.

Работа цилиндрического стыка отличается от работы плоского только до того момента, когда произойдет закрытие зазора, существующего из-за разницы радиусов $R_{\text{вып}}$ и $R_{\text{вогн}}$.

В. Металлобетонная крепь с жесткой арматурой

Внецентренно-сжатые конструкции с жесткой арматурой следует рассчитывать в зависимости от типа металлических каркасов жесткой арматуры, а также от граничного значения высоты сжатой зоны бетона $x_{\text{гр}}$ или величины приведенного эксцентриситета продольной силы e_0.

Жесткая арматура из двутаврового профиля

Граничное значение высоты сжатой зоны бетона определяется по формуле

$$x_{\text{гр}} = h_{\text{ст}}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{40R_{\text{пр}} + n\delta_{\text{ст}}R_{\text{а}}}{50R_{\text{пр}} + n\delta_{\text{ст}}R_{\text{а}}}}\right), \tag{28}$$

где $R_{\text{пр}}$, $R_{\text{а}}$ — расчетные сопротивления на сжатие бетона и арматуры, принимаемые согласно прил. 3, МПа;

n — количество рам жесткой арматуры на 1 м;

$\delta_{\text{ст}}$, $h_{\text{ст}}$ — толщина и высота стенки двутавра, см

Высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x = -\left(e_0 - \frac{d}{2}\right) + \sqrt{\left(e_0 - \frac{d}{2}\right)^2 + \frac{1{,}17\frac{W_x}{\delta_{\text{ст}}} + 2r\left(e_0 + \frac{r-d}{2}\right)}{1+\omega}}, \tag{29}$$

где

$$\omega = \frac{78R_{\text{пр}}}{R_{\text{а}}\, n\delta_{\text{ст}}}; \tag{30}$$

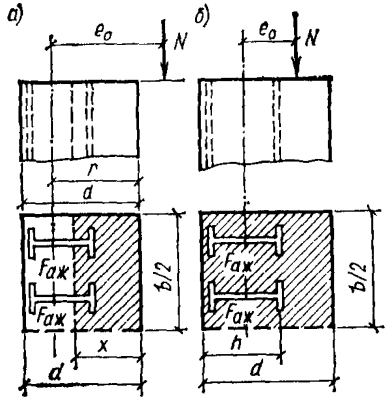


Рис. 9. Схема расчета железобетонной крепи с жесткой арматурой

а — большой эксцентриситет; *б* — малый эксцентриситет

$W_к$ — момент сопротивления изгибу сечения двутавра (по прил. 3), см³;

r — расстояние от центра тяжести арматуры до сжатой грани сечения, см.

В случае больших эксцентриситетов $x \leqslant x_{гр}$ (рис. 9, *а*) предельная несущая способность определяется по формуле

$$NS = 0{,}0125\, R_{пр}\left[x - 2n\delta_{ст}\,(r - x)\left(\frac{0{,}64R_a}{100R_{пр}} - 0{,}01\right)\right]. \quad (31)$$

При малых эксцентриситетах $x > x_{гр}$ (рис. 9, *б*) предельная несущая способность определяется по формуле

$$NS = \frac{50x^2 R_{пр} + nF_{аж}\dfrac{h_{ст}}{2}\left(0{,}8R_{сж} - \dfrac{R_{пр}}{0{,}8}\right)}{10^4\left(e_0 + \dfrac{h_{ст}}{2}\right)}. \quad (32)$$

Расчет предельной несущей способности железобетонной крепи с жесткой арматурой из швеллеров производится в зависимости от ориентировки швеллеров. При направлении стенок швеллера вдоль радиуса поперечного сечения выработки расчет предельной несущей способности крепи производится так же, как и для жесткой арматуры из двутавров, п. II.В, при стенках швеллера, параллельных оси выработки, — как для железобетонной крепи с гибкой арматурой, *п. II.Б.*

III. ПРИМЕРЫ СТАТИЧЕСКОГО И ПРОЧНОСТНОГО РАСЧЕТОВ КРЕПИ ВЫРАБОТОК

А. Расчеты по программе «КРЕПЬ»

а) Одиночная выработка

24. По результатам расчета примера, приведенного в приложении 18 (пример 1), рассчитать замкнутую железобетонную крепь с жесткой арматурой для двух вариантов:

1) при отсутствии забутовки в кровле $\Delta_{заб} = 0$;

2) при толщине забутовки в кровле $\Delta_{заб} = 0{,}8$ м.

По габаритам выработки и по принятым конструктивным параметрам принимаем очертание крепи (рис. 10, левая половина).

Расчетная схема, в соответствии с п. 4 настоящего приложения, для железобетонной крепи принимается с касательным отпором (рис. 10, правая половина).

В системе I координат принимается разбивка осевой линии крепи на девять прямолинейных элементов, во II — на пять. Далее в соответствии с полученными нагрузками на крепь строятся эпюры нагрузок для двух вариантов (см. рис. 10). В расчетной схеме плавное очертание эпюры заменяется дискретным, при этом в пределах каждого элемента значение радиальной нагрузки принимается постоянным.

В соответствии с пп. 7—13 подготавливаем исходные данные к расчету крепи.

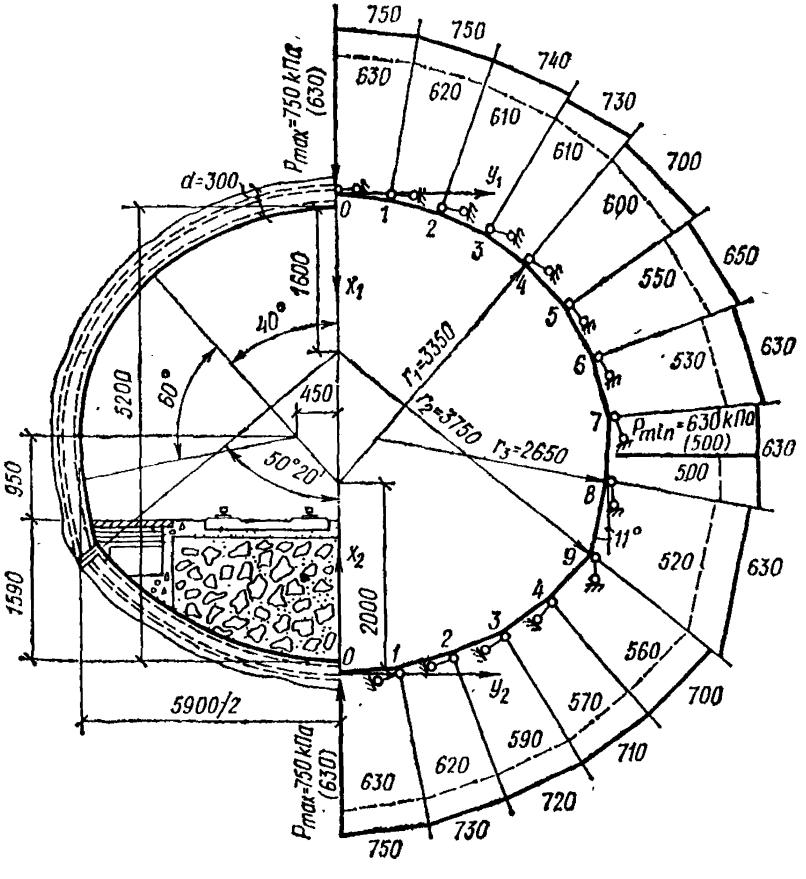


Рис. 10. Очертание и расчетная схема замкнутой железобетонной крепи с жесткой арматурой и выложенными сводами

——————— без забутовки; — — — с забутовкой

Таблица 5

n_1	n_2	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	KI	φ^*	q_1	q_2	$\alpha_{нач}$	$\overline{K}_{02}$	$R_и$	n	NI	$E_к$
1 2	3 4	5	6	7	8	9	10 11	12 13	14 15	16 17 18 19	20 21 22	23 24 25 26 27	28 29 30 31	32	33 34	35 36 37 38 39
0 1	0 5	0	1	1	1	0	0 1	0 0	0 0	0 0 0 0	0 0 0	0 0 0 0 0	1 0 . 0	2	2 4	3 1 0 0 0

N n/n	K_{im}					S_{im}	α_{im}					R_{im}					Z_{im}	$(EI)_{im}$					$(EF)_{im}$					p_{im}		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1	5	5	0	0	.	1	1	0	.	0	0	3	.	3	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	7	5
2	5	5	0	0	.	1	1	0	.	0	0	3	.	3	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	7	5
3	5	5	0	0	.	1	1	0	.	0	0	3	.	3	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	7	4
4	5	5	0	0	.	1	1	0	.	0	0	3	.	3	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	7	3
5	5	5	0	0	.	1	1	5	.	0	0	2	.	6	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	7	0
6	5	5	0	0	.	1	1	5	.	0	0	2	.	6	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	5

7	5	5	0	0	.	1	1	5	.	0	0	2	.	6	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	3
8	5	5	0	0	.	1	1	5	.	0	0	2	.	6	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	3
9	5	5	0	0	.	0	—	1	1	.	0	0	.	8	0	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	3
1	5	5	0	0	.	1	1	0	.	0	0	3	.	7	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	7	5
2	5	5	0	0	.	1	1	0	.	0	0	3	.	7	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	7	3
3	5	5	0	0	.	1	1	0	.	0	0	3	.	7	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	7	2
4	5	5	0	0	.	1	1	0	.	0	0	3	.	7	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	7	1
5	5	5	0	0	.	1	1	0	.	0	0	3	.	7	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	7	0

$A_1 = \begin{cases} 1 — \text{нормальный отпор,} \\ 0 — \text{касательный отпор} \end{cases}$

$A_3 = \begin{cases} 1 — \text{в узле 0 нет шарнира,} \\ 0 — \text{в узле 0 шарнир} \end{cases}$

$A_5 = \begin{cases} 1 — \text{бетонная крепь,} \\ 0 — \text{железобетонная крепь с жесткой арматурой} \end{cases}$

$A_2 = \begin{cases} 1 — \text{нагрузка радиальная,} \\ 0 — \text{нагрузка распределенная} \end{cases}$

$A_4 = \begin{cases} 1 — \text{замкнутая крепь,} \\ 0 — \text{незамкнутая крепь} \end{cases}$

$S_{im} = \begin{cases} 1 — \text{при задании } R_{im}, \\ 0 — \text{при задании } l_{im} \end{cases}$

$Z_{im} = \begin{cases} 1 — \text{монолитный узел,} \\ 0 — \text{шарнирный узел} \end{cases}$

Таблица 6

n_1		n_2		A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	KI		φ^*		q_1			q_2			$\alpha_{нач}^*$			$\overline{K}_{62}$					$R_и$				n	NI		E_{K1}				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	49
0	9	0	5	0	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	.	0	2	2	4	3	1	0	0	0

N n/n	K_{im}					S_{im}	α_{im}					R_{im}					Z_{im}	$(EI)_{im}$					$(EF)_{im}$					P_{im}		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1	0	0	2	3	0	1	1	0	.	0	0	3	.	3	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	3
2	0	0	2	3	0	1	1	0	.	0	0	3	.	3	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	2
3	0	0	2	3	0	1	1	0	.	0	0	3	.	3	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	1
4	0	0	2	4	0	1	1	0	.	0	0	3	.	3	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	1
5	0	0	2	5	0	1	1	5	.	0	0	2	.	6	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	0
6	0	0	2	5	0	1	1	5	.	0	0	2	.	6	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	5	5

7	0	0	2	5	0	1	1	5	.	0	0	2	.	6	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	5	3
8	0	0	2	5	0	1	1	5	.	0	0	2	.	6	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	5	0
9	0	0	2	5	0	0	1	4	9	.	0	0	.	8	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	5	2
1	0	0	2	5	0	1	1	0	.	0	0	3	.	7	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	3
2	0	0	2	5	0	1	1	0	.	0	0	3	.	7	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	6	2
3	0	0	2	5	0	1	1	0	.	0	0	3	.	7	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	5	9
4	0	0	2	5	0	1	1	0	.	0	0	3	.	7	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	5	7
5	0	0	2	5	0	1	1	0	.	0	0	3	.	7	5	0	1	0	0	0	7	0	0	9	3	0	0	0	5	6

$A_1 = \begin{cases} 1 — \text{нормальный отпор,} \\ 0 — \text{касательный отпор} \end{cases}$ $A_2 = \begin{cases} 1 — \text{в узле 0 нет шарнира,} \\ 0 — \text{в узле 0 шарнир} \end{cases}$ $A_5 = \begin{cases} 1 — \text{бетонная крепь,} \\ 0 — \text{железобетонная крепь с жесткой арматурой} \end{cases}$

$A_3 = \begin{cases} 1 — \text{нагрузка радиальная,} \\ 0 — \text{нагрузка распределенная} \end{cases}$ $A_4 = \begin{cases} 1 — \text{замкнутая крепь} \\ 0 — \text{незамкнутая крепь} \end{cases}$ $S_{im} = \begin{cases} 1 — \text{при задании } R_{\text{im}}, \\ 0 — \text{при задании } l_{\text{im}} \end{cases}$

$Z_{im} = \begin{cases} 1 — \text{монолитный узел,} \\ 0 — \text{шарнирный узел} \end{cases}$

Таблица 7

Результаты расчета по первому варианту

Номер узла	Расчетные параметры				
	M (1, M), МНм	R (1, M), МН	NS (1, M), МН	толщина, см	количество рам, р/м
0	0,011	—2,48	4,35	30	1
1	0,012	—2,48	—4,37	30	1
2	0,013	—2,41	—4,14	30	1
3	0,022	—2,30	—3,97	30	1
4	0,08	—2,16	—4,4	30	1
5	—0,06	—2,00	—4,44	30	1
6	0,04	—1,85	—4,82	30	1
7	0,031	—1,24	—3,39	30	1
8	0,064	—1,59	—2,33	30	1
9	—0,106	—1,64	—2,08	30	2
0	0,019	—2,22	—4,15	30	1
1	0,018	—2,33	—4,18	30	1
2	0,04	—2,6	—3,57	30	1
3	0,059	—2,31	—2,99	30	1
4	0,029	—1,97	—3,61	30	1
5	—0,106	—1,64	—2,09	30	2

Принимаем расчетные значения модуля упругости E, согласно табл. 3 прил. 2 Руководства, и коэффициент касательного отпора K_τ по формуле (2) настоящего приложения. Для алевролитов с $R_c = 65$ МПа, величина $E = 245 \cdot 65 + 1,24 \cdot 10^4 = 2,84 \cdot 10^4$ МПа. Для случая без забутовки $\lambda_\tau = 1$;

$$K_\tau = \frac{2,84 \cdot 10^4}{1,5 \cdot 3,35} = 5,5 \cdot 10^3 \text{ МН/м}^3.$$

Для второго варианта расчета определяем λ_τ и K_τ.

Предварительно находим величину относительного размера забутовочного слоя c_3 и, пользуясь графиком (рис. 5), определяем:

$$c_3 = \frac{3,35 + 0,2}{3,35} = 1,06; \quad \lambda_\tau = 0,042 \quad \text{при } r_к = 3,35 \text{ м};$$

$$c_3 = \frac{2,65 + 0,2}{2,65} = 1,07; \quad \lambda_\tau = 0,035 \quad \text{при } r_к = 2,65 \text{ м};$$

$$c_3 = \frac{3,75 + 0,2}{2,65} = 1,05; \quad \lambda_\tau = 0,05 \quad \text{при } r_к = 3,75;$$

$$K_\tau = \frac{2,84 \cdot 10^4}{1,5 \cdot 3,35} \lambda_\tau = 5,5 \cdot 10^3 \cdot 0,042 = 230 \text{ МН/м}^3;$$

Таблица 8

Результаты расчета по второму варианту

Номер узла	Расчетные параметры				
	M (1, M), МНм	N (1, M), МН	NS (1, M), МН	толщина, см	количество рам, р/м
0	0,041	—2,03	—3,27	30	1
1	0,038	—2,03	—3,36	30	1
2	0,037	—1,99	—3,39	30	1
3	0,033	—1,91	—3,47	30	1
4	0,017	—1,80	—3,99	30	1
5	—0,03	—1,67	—4,57	30	1
6	—0,03	—1,51	—4,51	30	1
7	—0,04	—1,39	—4,48	30	1
8	—0,013	—1,34	—3,93	30	1
9	—0,183	—1,44	—1,39	30	4
0	0,116	—2,12	—2,47	30	2
1	0,103	—2,12	—2,69	30	2
2	0,080	—2,84	—2,36	30	1
3	0,036	—1,88	—3,33	30	1
4	—0,043	—1,69	—2,96	30	1
5	—0,183	—1,44	—1,39	30	4

$$K_\tau = \frac{2{,}84 \cdot 10^4}{1{,}5 \cdot 2{,}65} \lambda_\tau = 7{,}1 \cdot 10^3 \cdot 0{,}035 = 250 \ МН/м^3;$$

$$K_\tau = \frac{2{,}84 \cdot 10^4}{1{,}5 \cdot 3{,}75} \lambda_\tau = 5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}050 = 250 \ МН/м^3.$$

Определяем приведенный модуль упругости железобетонной крепи с жесткой арматурой по формуле (3) и данным прил. 3 Руководства:

$$E_к = 2{,}65 \cdot 10^4 \left(1 + \frac{2{,}1 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 34{,}8}{2{,}65 \cdot 10^4 \cdot 30 \cdot 100}\right) = 3{,}1 \cdot 10^4 \ МН/м^3.$$

Заполняем таблицы исходных данных в соответствии с рекомендациями пп. 7—13 — для первого варианта (табл. 5) и для второго варианта (табл. 6).

Результаты расчета, представленные в табл. 7 и 8, свидетельствуют, что для всех узлов конструкций в обоих вариантах предельная несущая способность крепи оказалась больше расчетной нормальной силы N, т. е. условия прочности выполняются для всей крепи.

Сопоставление предельной несущей способности крепи в первом и втором вариантах показало, что, несмотря на снижение рас-

Таблица 9

$n1$	$n2$	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	KI	φ^*	q_1	q_2	$\alpha_{нач}$	$\bar{K}_{03}$	$R_п$	n	NI	$E_к$
1 2	3 4	5	6	7	8	9	10	11	12 13	14 15	16 17	18 19	20 21	22 23	24 25	26 27	28 29	30 31	32 33	34 35	36 37	38 39
0 7	0 3	0	1	1	0	1	0	1	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	0 9	0 9	0 0	9 .	0 0	0 0	0 2	7 0	0 0

№ п/п	K_{im}					S_{im}	α_{im}					R_{im}					Z_{im}	$(EJ)_{im}$					$(EF)_{im}$					P_{im}		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
1	0	0	1	8	3	1	8	5	5	0	0	5	.	5	3	0	1	0		1	4	6	1	1	0	0	0	0	2	0
2	0	0	1	8	3	1	8	.	5	0	0	5	.	5	3	0	1	0	0	1	4	6	1	1	0	0	0	0	2	0
3	0	0	1	8	3	1	8	.	5	0	0	5	.	5	3	0	1	0	0	1	4	6	1	1	0	0	0	0	2	0
4	0	0	1	8	3	1	8	.	5	0	0	5	.	5	3	0	1	0	0	1	4	6	1	1	0	0	0	0	2	0
5	0	0	1	3	8	1	1	8	.	0	0	2	.	2	0	0	1	0	0	1	4	6	1	1	0	0	0	0	1	9
6	1	3	1	3	8	1	1	8	.	0	0	2	.	2	0	0	1	0	0	1	4	6	1	1	0	0	0	0	1	8
7	1	3	1	3	8	1	1	8	.	0	0	2	.	2	0	0	1	0	0	1	4	6	1	1	0	0	0	0	1	7
1	2	1	2	1	2	0	9	0	.	0	0	0	.	7	0	0	1	0	0	1	4	6	1	1	0	0	0	0	1	1
2	2	1	2	1	2	0	9	0	.	0	0	0	.	7	0	0	1	0	0	1	4	6	1	1	0	0	0	0	1	3
3	2	1	2	1	2	0	9	0	.	0	0	0	.	7	0	0	1	0	0	1	4	6	1	1	0	0	0	0	1	5

A_1 = { 1 — нормальный отпор, 0 — касательный отпор

A_2 = { 1 — в узле 0 нет шарнира, 0 — в узле 0 шарнир

A_3 = { 1 — бетонная крепь, 0 — железобетонная крепь с жесткой арматурой

A_4 = { 1 — замкнутая крепь, 0 — незамкнутая крепь

A_5 = { 1 — нагрузка радиальная, 0 — нагрузка распределенная

S_{im} = { 1 — при задании R_{im}, 0 — при задании l_{im}

Z_{im} = { 1 — монолитный узел, 0 — шарнирный узел

Таблица 10

Результаты расчета по камере

Номер узла	Расчетные параметры				
	M (I, *M*), МНм	*N* (I, *M*), МН	*NS* (I, M), МН	толщина, см	количество рам, р/м
0	0,075	—0,96	—1,81	41	0
1	0,066	—0,97	—1,94	41	0
2	0,047	—0,92	—2,2	41	0
3	0,009	—0,86	—2,7	41	0
4	—0,06	—0,79	—1,84	41	0
5	—0,057	—0,71	—0,98	41	0
6	—0,079	—0,65	—1,19	41	0
7	—0,009	—0,59	—2,71	41	0
0	0,0	—0,44	—2,93	41	0
1	0,063	—0,46	—0,96	41	0
2	0,062	—0,50	—1,15	41	0
3	—0,009	—0,57	—2,7	41	0

четных нагрузок на крепь, во втором варианте за счет податливости забутовки предельная несущая способность крепи, устанавливаемой без забутовки, в целом оказалась выше.

б) Камера

25. По результатам расчета примера, приведенного в приложении 19, строится эпюра нагрузок (рис. 11) и по программе «КРЕПЬ» производятся статический и прочностной расчеты крепи. Предварительно в той же последовательности, как и для одиночной выработки, в соответствии с пп. 7—13, заполняется таблица исходных данных (табл. 9). Результаты расчета, представленные в табл. 10, свидетельствуют, что условия прочности выполняются во всех узлах крепи. Запас может быть снижен путем уменьшения толщины крепи или снижения марки бетона с повторением аналогичного статического расчета при изменении соответствующих параметров.

Б. Расчеты по программе KREPT

а) Расчет металлической арочной крепи

26. Геометрическая схема крепи и эпюра активных нагрузок приведены на рис. 12. Арочная металлическая крепь из спецпрофиля СВП-27 рассчитывается по схеме с нормальным отпором при $K_\sigma = 5$ МН/м^3. Результаты расчета приведены в табл. 11.

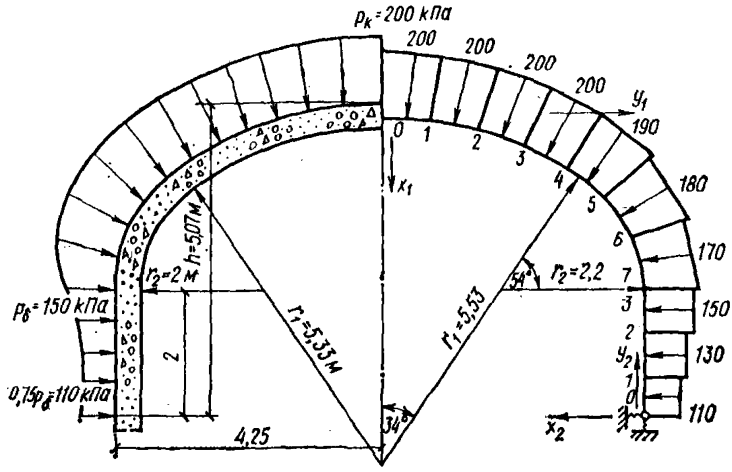


Рис. 11. Очертание и расчетная схема крепи камеры

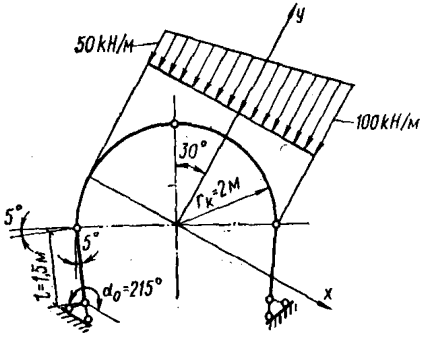


Рис. 12. Геометрическая схема крепи и эпюра активных нагрузок

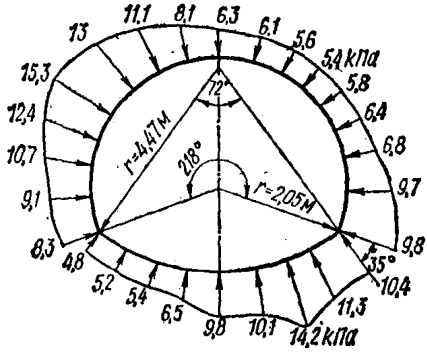


Рис. 13. Геометрическая схема крепи и эпюра нормальных нагрузок

б) Расчет монолитной бетонной крепи при несимметричном ее нагружении

27. Геометрическая схема и эпюра нормальных нагрузок (в кПа) на крепь приведены на рис. 13. Толщина бетонной крепи принята d=0,4 м. Бетон марки М150. Расчет выполнялся с учетом касательного отпора пород при коэффициенте отпора $K_т$ = =10 МН/м³. Результаты расчета приведены в табл. 12.

Таблица 11

Результаты расчета арочной крепи

Номер элемента	Номер сечения	Изгибающий момент, кНм	Нормальная сила, кН	Поперечная сила, кН
1	1	0,00	157,36	—11,61
	2	—2,9	157,36	—10,73
	3	—5,36	157,36	— 8,01
	4	—6,91	157,36	— 3,22
	5	—6,98	157,36	3,97
	6	—4,92	157,36	13,96
	7	—0,00	157,36	27,07
2	1	0,00	159,12	13,25
	2	3,95	161,10	6,27
	3	6,49	162,38	5,04
	4	9,17	160,39	3,99
	5	11,08	151,94	—0,41
	6	9,57	137,54	—11,7
	7	1,00	117,99	—22,51
3	1	0,00	117,99	—22,52
	2	—12,76	99,85	—21,33
	3	—21,46	90,94	—8,66
	4	—21,73	96,29	7,95
	5	—13,97	115,85	18,79
	6	— 3,66	143,79	15,14
	7	0,00	169,49	0,73
4	1	0,00	168,91	—14,03
	2	—2,55	168,91	— 7,24
	3	—3,62	168,91	— 2,05
	4	—3,58	168,91	1,67
	5	—2,78	168,91	4,15
	6	—1,50	168,91	5,56
	7	0,00	168,91	6,02

Таблица 12

Результаты расчета бетонной крепи

Номер элемента	Номер сечения	Изгибающий момент, кНм	Нормальная сила, кН	Поперечная сила, кН
1	1	—3,36	11,03	4,95
	2	—0,81	12,07	5,23
	3	1,71	13,44	5,06
	4	3,93	15,05	4,35

Продолжение табл. 12

Номер элемента	Номер сечения	Изгибающий момент, кНм	Нормальная сила, кН	Поперечная сила, кН
1	5	5,62	16,80	3,30
	6	6,66	18,62	2,06
	7	6,99	20,45	0,63
	8	6,52	22,14	—0,42
	9	5,75	23,82	—1,15
2	1	5,75	18,84	—14,61
	2	—3,41	18,94	— 9,97
	3	—9,05	19,46	— 4,06
	4	—9,78	20,63	1,29
	5	—7,72	21,95	4,90
	6	—3,18	23,36	7,04
	7	2,04	24,53	7,44
	8	7,28	25,39	7,22
	9	12,33	25,99	6,68
3	1	12,33	25,12	— 9,43
	2	7,48	21,89	—10,81
	3	2,25	18,43	—10,81
	4	—2,57	15,15	— 9,19
	5	—6,24	12,45	— 5,73
	6	—7,74	10,83	— 1,61
	7	—7,45	10,17	1,75
	8	—5,74	10,33	3,98
	9	—3,36	11,03	4,95

В. Расчеты по программе *FOK1*

а) Расчет замкнутой некруговой крепи на статические нагрузки

28. В расчете принимаются исходные данные: однопутевая выработка шириной в свету $b=3{,}25$ м, высотой $h=3{,}6$ м пройдена в аргиллитах $R_c=30$ МПа (падение пород пологое) на глубине: I вариант $H=400$ м, II вариант $H=1300$ м. Требуется определить параметры крепи, необходимые для безремонтного поддержания выработок по обоим вариантам.

Решение. По п. 4.18(4.14) настоящего Руководства определяется категория устойчивости пород, а по п. 4.25 (4.17) для обоих вариантов принимается жесткая монолитная крепь при вводе ее в работу через 30 сут после проведения выработок. Для варианта I принимается бетонная, для варианта II — железобетонная крепь с жесткой арматурой. Геометрические параметры выработки и крепи приведены на рис. 14. Крепь имеет полный контакт с массивом (забутовка отсутствует). Упругие характеристики пород и крепи имеют следующие значения:

$$E = 0{,}9 \cdot 10^4 \text{ МПа}; \quad \nu = 0{,}2\ (\lambda = 0{,}25);$$

$$E_к = 2{,}65 \cdot 10^4 \text{ МПа}; \quad \nu_к = 0{,}2.$$

Таблица 13

Элемент выработки	Нагрузка на крепь, МПа, по варианту	
	I	II
Кровля	0,4	0,95
Почва	0,4	0,95
Бока	0,15	0,67

Рис. 14. Геометрические параметры крепи и выработки

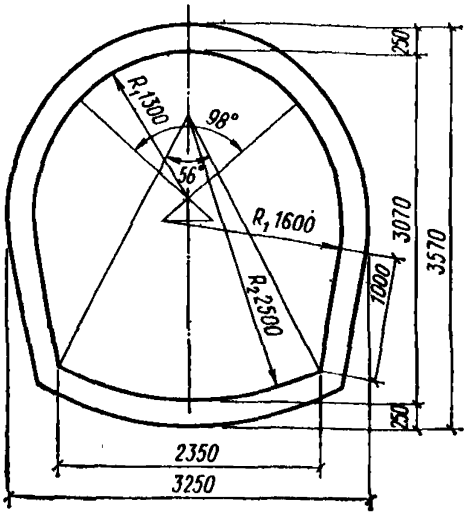
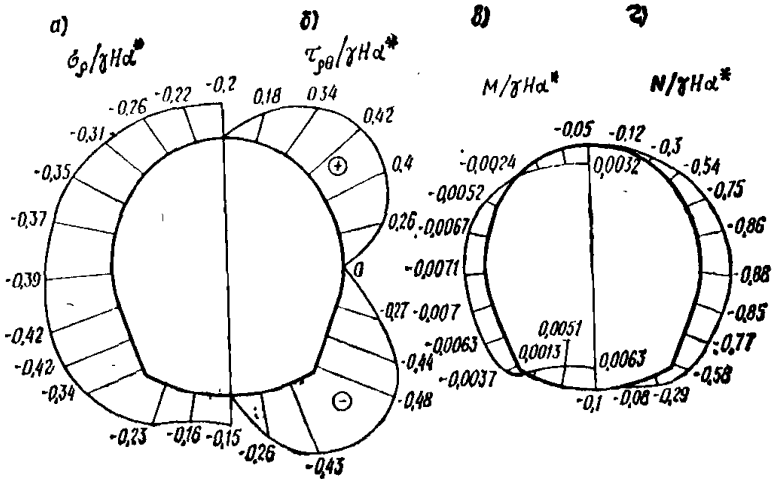


Рис. 15. Эпюры расчетных параметров

а — нормальных контактных напряжений $\sigma_\rho/\gamma H\alpha^*$; *б* — касательных контактных напряжений $\tau_{\rho\theta}/\gamma H\alpha^*$; *в* — изгибающих моментов $M/\gamma H\alpha^*$; *г* — продольных сил $N/\gamma H\alpha^*$



По пп. 4.49 (4.27), 4.51 (4.28) определяется нагрузка на крепь. Величины расчетных нагрузок на крепь по элементам выработки для двух вариантов приведены в табл. 13.

Расчет крепи на горное давление выполняется по программе на ЭВМ согласно пп. 17—23. Результаты расчета приведены на рис. 15.

Для определения размерных параметров σ_ρ, $\tau_{\rho\theta}$, M, N по формулам (4)—(7) предварительно по формуле (8) определяется $\gamma H\alpha^*$, которое составило для I варианта $\gamma H\alpha^*=0{,}9$ МПа; для II варианта — 2,65 МПа (при этом $\sigma_\rho^{cp}=0{,}305$). Опасное сечение крепи оказывается в боках: для I варианта: $M=-0{,}0071\cdot 0{,}9=-0{,}0064$ МНм; $N=-0{,}88\cdot 0{,}90=-0{,}79$ МН; для II варианта: $M=-0{,}0071\cdot 2{,}65=0{,}00188$ МНм; $N=-0{,}88\cdot 2{,}65=-2{,}33$ МН.

Проверка прочности сечений бетонной и железобетонной крепи выполняется по пп. III А и IIIВ.

Вариант I — бетонная крепь.

Принимается бетон марки М200.

$R_{пр}=9$ МПа (по прил. 3).

Эксцентриситет продольной силы:

$$e_0=\left|\frac{M}{N}\right|=\frac{0{,}0064}{0{,}79}=0{,}0081\ \text{м}<0{,}45\,d,$$

где d — толщина крепи; $d=0{,}25$ м.

Предельная несущая способность бетонной крепи NS определяется по формуле (17)

$$NS=1{,}9\cdot 0{,}25\left(1-\frac{2\cdot 0{,}0081}{0{,}25}\right)=2{,}16\ \text{МН}.$$

Условие прочности выполнено: $|N|<|NS|$ 0,73 МН$<$2,16 МН.

Допускается снизить марку бетона до М150. В этом случае по формуле (17) несущая способность $NS=1{,}68$ МН.

Вариант II — железобетонная крепь с жесткой арматурой.

Эксцентриситет продольной силы e_0:

$$e_0=\left|\frac{0{,}0188}{2{,}33}\right|=0{,}0078\ \text{м}=0{,}78\ \text{см}.$$

Условие $x>x_{гр}$ явно выполняется и расчет производится по формуле (32). При этом принимается $x=d\cdot 100$, в качестве арматуры двутавр № 18 с шагом 1 рама на 1 м.

$$F_{аж}=23{,}4\ \text{см}^2;\quad h_{ст}=18\ \text{см};\quad R_a=210\ \text{МПа};$$

$$NS=\frac{50\cdot 25^2\cdot 9{,}00+1\cdot 23{,}4\cdot\frac{18}{2}\left(0{,}8\cdot 210-\frac{300}{0{,}8}\right)}{10^4\left(0{,}78+\frac{18}{2}\right)}=3{,}2\ \text{МН}.$$

Условие прочности выполнено:

$$|NS|>|N|\ 3{,}20>2{,}33\ \text{МН}.$$

б) Расчет крепи выработки, сооружаемой в тектонически активных районах

29. Для этого расчета берутся исходные данные: однопутевая выработка с характеристиками крепи и пород, совпадающими с предыдущим примером, сооружается в тектонически активном районе, для которого горизонтальные напряжения в массиве в 2 раза больше вертикальных ($\lambda=2$).

Решение. Эпюры расчетных результатов $\frac{\sigma_\rho}{\gamma H\alpha^*}$; $\frac{\tau_{\rho\theta}}{\gamma H\alpha^*}$; $\frac{M}{\gamma H\alpha^*}$; $\frac{N}{\gamma H\alpha^*}$ представлены на рис. 16.

в) Расчет крепи выработки на сейсмические воздействия

30. Для расчета берутся исходные данные: однопутевая выработка с характеристиками крепи и пород, совпадающими с двумя предыдущими примерами, сооружается в районе возможного 8-

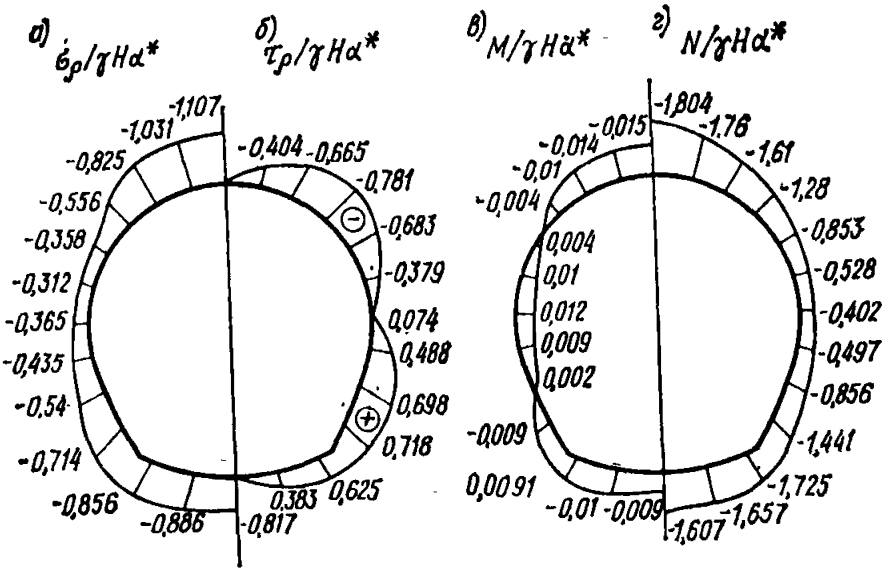


Рис. 16. Эпюры расчетных параметров при $\lambda=2$
а — нормальных контактных напряжений σ_ρ $\tau_\rho/\gamma H\alpha^*$; *б* — касательных контактных напряжений $\tau_\rho/\gamma H\alpha^*$; *в* — изгибающих моментов $M/\gamma H\alpha^*$ продольных сил $N/\gamma H\alpha^*$

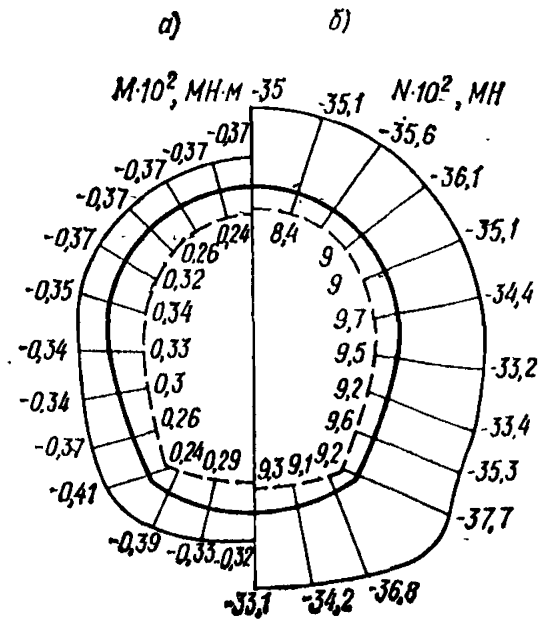


Рис. 17. Эпюры M и N от сейсмических воздействий
а — изгибающих моментов M; *б* — продольных сил N; ———— — усилия, соответствующие наибольшим сжимающим напряжениям; — — — — — — то же, наибольшим растягивающим напряжениям

балльного землетрясения ($K_c=0{,}05$). Объемный вес пород $\gamma=0{,}025$ МН/м³, период колебаний $T_0=0{,}5$ с.

Для заданных характеристик пород скорость распространения упругих волн определяется по формуле (16) $c_1=1980$ м/с, а величина P, согласно формуле (15), составляет $P=0{,}197$ МПа.

Решение. Расчетные усилия в крепи от сейсмической нагрузки, определяемые по программе *FOK1*, приведены на рис. 17. Проверка прочности крепи для сейсмичности активных районов производится для опасных сечений на суммарные усилия от горного давления и сейсмики. Для приведенных примеров имеем:

для варианта I:

$$M=-0{,}0064+(-0{,}0034)=-0{,}0098 \text{ МНм};$$

$$N=-0{,}79+(-0{,}332)=-1{,}12 \text{ МН};$$

$$e_0=\left|\frac{0{,}0098}{1{,}12}\right|=0{,}0086 \text{ м}.$$

Принятая по горному давлению бетонная крепь М150 с несущей способностью $NS=1{,}68$ МН оказывается достаточной, чтобы воспринять суммарные воздействия.

Для варианта II:

$$M=-0{,}0188+(-0{,}0034)=-0{,}0222 \text{ МНм};$$

$$N=-2{,}33+(-0{,}332)=-2{,}66 \text{ МН};$$

$$e_0=\left|\frac{0{,}0222}{2{,}66}\right|=0{,}0086 \text{ м}.$$

Несущая способность железобетонной крепи $NS=3{,}2$ МН обеспечивает восприятие суммарных воздействий.

ПРИЛОЖЕНИЕ 22

Статический и прочностной расчет конструкции крепи вертикальных выработок

1. Исходными данными для расчета крепи ствола в неравнокомпонентном поле начальных напряжений являются:

N_1 и N_2 — расчетные главные напряжения нетронутого массива, действующие в горизонтальной плоскости;

E, E_1, μ, μ_1 — соответственно модули деформации и коэффициенты Пуассона пород и крепи;

γ — объемный вес пород;

R_0, R_1 — внутренний и внешний радиусы поперечного сечения крепи;

H — глубина;

α^* — коэффициент, учитывающий отставание возведения крепи от обнажения пород, определяемый по формуле:

$$\alpha^*=\exp\left(-0{,}3\,\frac{l}{R_1}\right), \qquad (1)$$

где l — расстояние от забоя ствола до постоянной крепи.

Нагрузки на крепь (напряжения на контакте крепи с породами) определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} P &= P_0 + P_2 \cos 2\theta; \\ q &= q_2 \sin 2\theta, \end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

где P — радиальные напряжения (нагрузки);
q — касательные напряжения;
θ — полярный угол, отсчитываемый в горизонтальной плоскости от направления наибольших напряжений N_1;

$$\left.\begin{aligned} P_0 &= \alpha^* N_1 \frac{1+\xi}{2}\left(1 - k_0^*\right); \\ P_2 &= \alpha^* N_1 \frac{1-\xi}{2}\left(1 - k_{11}^* + k_{12}^*\right); \\ q_2 &= \alpha^* N_1 \frac{1-\xi}{2}\left(-1 - k_{21}^* + k_{22}^*\right). \end{aligned}\right\} \qquad (3)$$

Здесь

$$\xi = \frac{N_2}{N_1};$$

k_0^*; k_{11}^*; k_{12}^*; k_{21}^*; k_{22}^* — коэффициенты передачи дополнительных (снимаемых) напряжений, определяемые по формулам:

$$k_0^* = \frac{\varkappa_1 + 1}{c_1^2(\varkappa_1 - 1) + 2 + 2\left(c_1^2 - 1\right)\dfrac{G_1}{G_2}}; \qquad (4)$$

$$\left.\begin{aligned} k_{11}^* &= \frac{1}{B'}\left(\delta_1 b_3' - \delta_2 b_3\right); \\ k_{12}^* &= \frac{1}{B'}\left(\delta_2 b_4 - \delta_1 b_4'\right); \\ k_{21}^* &= \frac{1}{B'}\left(\gamma_1 b_3' - \gamma_2 b_3\right); \\ k_{22}^* &= \frac{1}{B'}\left(\gamma_2 b_4 - \gamma_1 b_4'\right). \end{aligned}\right\} \qquad (5)$$

где

$$B' = \gamma_2 \delta_1 - \gamma_1 \delta_2; \quad \delta_1 = b_2 - \chi''; \quad \delta_2 = b_2' - \chi''; \quad \gamma_1 = b_1 + \chi'';$$

$$\gamma_2 = b_1' - \chi''; \; b_1 = c_1^4\left(3 + c_1^2\right) - D_1; \; b_2 = c_1^4\left(3 - c_1^2\right) + D_1;$$

$$b_3 = c_1^2\left(3c_1^2 + 1\right); \; b_4 = c_1^2\left(3c_1^2 - 1\right); \; b_1' = 2c_1^4 + c_1^2 + 1 + D_1;$$

$$b_2' = c_1^2 + 1 + D_1; \; b_3' = c_1^2\left(c_1^2 + 1\right) + 2; \; b_4' = c_1^2\left(c_1^2 + 1\right);$$

$$c_1 = \frac{R_1}{R_0}; \quad \varkappa_1 = 3 - 4\mu_1; \quad D_1 = \frac{\left(c_1^2 - 1\right)^3}{\varkappa_1 + 1}; \quad \varkappa'' = \frac{E_1}{E}\frac{1+\mu}{1+\mu_1} D_1$$

Далее определяются нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем и внешнем контурах сечения крепи по формулам:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_\theta^{вн} &= n_p P_0 m_1 - (P_2 n_1 - q_2 n_2)\cos 2\theta;\\ \sigma_\theta^{нар} &= n_p P_0' m_1' + (P_2 n_1' - q_2 n_2')\cos 2\theta,\end{aligned}\right\} \qquad (6)$$

где

$$m_1 = \frac{2c_1^2}{c_1^2-1};\quad m_1' = m_1 - 1;\quad n_1 = 4c_1^2\frac{c_1^2+1}{(c_1^2-1)^2};$$

$$n_1' = \frac{c_1^4+6c_1^2+1}{(c_1^2-1)^2};\quad n_2 = \frac{4c_1^2}{(c_1^2-1)^2};\quad n_2' = 2\frac{2c_1^2+1-c_1^4}{(c_1^2-1)^2};$$

n_p — коэффициент перегрузки.

Вычисляются экстремальные значения напряжений при $\theta=0°$ и $\theta=90°$.

Определяются изгибающие моменты и нормальные силы в сечениях крепи при значениях $\theta=0°$ и $\theta=90°$ по формулам:

$$M = \delta^2 b\frac{\sigma_\theta^{вн}-\sigma_\theta^{нар}}{12};\quad N = \delta b\frac{\sigma_\theta^{вн}+\sigma_\theta^{нар}}{2}, \qquad (7)$$

где δ — толщина крепи;

b — размер вдоль оси ствола (принимается $b=1$).

Проверка прочности крепи по предельным состояниям производится в соответствии с прил. 21, п. II.

Пример расчета крепи приведен в п. 5 настоящего приложения.

2. Расчет железобетонной крепи с гибкой или жесткой арматурой производится по п. 1 настоящего приложения. Исходные данные для расчета те же, что и в п. 1 (за исключением характеристик крепи, которые задаются более детально).

В частном случае в массиве слабых осадочных пород с горизонтальным залеганием слоев при отсутствии тектонических напряжений допустимо принимать

$$N_1 = N_2 = \lambda\gamma H, \qquad (8)$$

где λ — коэффициент бокового давления в массиве пород, который определяется по формуле

$$\lambda = \frac{\mu_\infty}{1-\mu_\infty}, \qquad (9)$$

где μ_∞ — значение коэффициента Пуассона при длительном действии нагрузки.

Крепь характеризуется величинами:

R_i — радиус сечения слоев (рис. 1);

E_i, μ_i — модуль деформации и коэффициент Пуассона материала каждого слоя;

$\tilde{E}_{i(a)}$, $\tilde{E}_{i(b)}$ — модуль деформации соответственно материала «ребер» и «заполнения» в неоднородных слоях с более жесткими кольцевыми включениями (ребрами);

a_i, b_i — высота ребер и расстояние между ребрами в неоднородных слоях ($a_i+b_i=h_i$).

В неоднородных слоях принимается $\mu_a=\mu_b$.

На рис. 1, *в—г* показаны примеры выделения слоев в различных конструкциях крепи.

При расчете тюбинговой крепи (чугунной или железобетонной) принимается $E_{б,ш}=0$.

В результате расчета получаются экстремальные значения тангенциальных нормальных напряжений на внутреннем и внешнем контуре каждого слоя, в радиальных сечениях по ребрам и между ними.

Проверка прочности крепи производится сравнением экстремальных значений суммарных [при различных сочетаниях нагрузок и воздействий согласно п. 2.58 (2.23)] тангенциальных напряжений на внутреннем контуре сечения с расчетным сопротивлени-

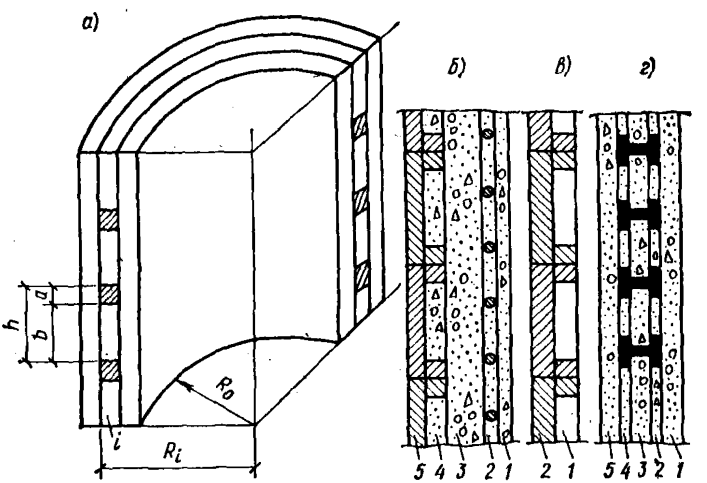


Рис. 1. Схемы к расчету многослойной крепи с периодически неоднородными слоями

а — радиальное сечение ствола; *б* — крепь из тюбингов и железобетона с гибкой арматурой; *в* — крепь из тюбингов; *г* — крепь из железобетона с жесткой арматурой; *1—5* — слои, выделяемые в крепи при расчете

ем материала крепи с учетом соответствующих коэффициентов надежности.

Проверка прочности внутренних слоев многослойной крепи при объемном сжатии производится по формуле

$$\sigma_{\theta\text{макс}(i)} \leqslant \left[R^{\text{н}}_{\text{пр}(i)} + \beta P_{(i)}\right] m_i, \qquad (10)$$

где $P_{(i)}$ — радиальные напряжения на контакте между слоями, описываемые выражением (2) и получаемые в результате расчета;

β — параметр условия прочности, принимаемый $\beta=1$ для металлов и определяемый по формуле (для бетона и других каменных материалов):

$$\beta=\frac{1+\sin\varphi_к}{1-\sin\varphi_к} \tag{11}$$

($\varphi_к$ — угол внутреннего трения материала крепи).

3. Для расчета крепи на сейсмические воздействия при землетрясениях используется методика, основанная на оценке наиболее неблагоприятного напряженного состояния в каждом сечении конструкции из возможных при различных сочетаниях действия длинных сейсмических волн сжатия-растяжения и сдвига любого направления в плоскости поперечного сечения крепи.

Для определения наиболее неблагоприятного напряженного состояния сумма и разность выражений для нормальных тангенциальных напряжений от волн сдвига и сжатия определяются в сечениях на вертикальном и горизонтальном диаметре, где напряжения имеют экстремальные значения.

Исходными данными для расчета кроме приведенных в п. 1 являются:

Коэффициент сейсмичности $K_с$	Балл землетрясения
0,025	7
0,05	8
0,1	9

T_0 — преобладающий период колебаний частиц породы, принимаемый, как правило, равным 0,5 с.

В результате расчета определяются экстремальные значения нормальных тангенциальных напряжений на внутреннем и внешнем контуре каждого слоя, а в неоднородных слоях — в ребрах и заполнителе межреберного пространства.

При расчете на сочетание нагрузок значения усилий в крепи от отдельных видов нагрузок суммируются. После этого по прил. 21, п. II производится проверка прочности крепи.

4. Расчет крепи по данным натурных измерений основан на решении обратной задачи теории упругости о взаимодействии крепи выработки круглого сечения с линейно-деформируемой средой[1].

Для обработки натурных измерений необходимо определить:

а) характеристики крепи, на которой производились измерения:

$$A=\frac{2(c^2-1)}{2(c^2-1)+\dfrac{c^2(\varkappa_к-1)+2}{\varkappa_к}};$$

$$D=\frac{(c^2-1)^3}{\varkappa_к+1};\quad \varkappa_к=\frac{G_к}{G_п};\quad c=\frac{r_1}{r_0};\quad B=c^4(3-c^2);$$

$$Q=D(\varkappa_к-1);$$

$$D_1=c^6(c^2-1)^2+D[c^6(1+\varkappa_к\varkappa_п)+(\varkappa_к-1)(c^4-c^2+$$
$$+1+D)D\varkappa_к\varkappa_п(\varkappa_к-1)],$$

[1] **Фотиева Н. Н., Булычев Н. С.** Обработка результатов натурных исследований давления пород на крепь и расчет крепи по измеренным нагрузкам. Сб.: Устойчивость и крепление горных выработок. Межвуз, сб., вып. 5, Л., изд. ЛГИ, 1978, с. 100—104.

где r_1, r_0 — внутренний и внешний радиусы; $G_к$, $G_п$ — модули сдвига материала крепи и пород.

б) характеристики измеренных нагрузок:

$\overline{P}_i$ — величина измеренной нагрузки, тс/м²;

θ_i — угол, характеризующий точку приложения измеренной нагрузки $\overline{P}_i$ (рис. 2); $i=0, 1, 2, \ldots, n$.

$\overline{P}$ — средние измеренные нагрузки:

$$\overline{P} = \frac{1}{n+1} \sum_{i=0}^{n} \overline{P}_i.$$

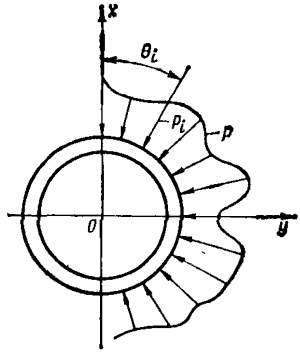


Рис. 2. Эпюра измеренных нагрузок

Далее определяется коэффициент ξ, характеризующий соотношение между расчетными главными напряжениями в массиве, по формуле

$$\xi = \frac{\sum_{i=0}^{n} \left[A^2 \left(1 - \frac{\overline{P}_i}{\overline{P}}\right)^2 - \left(D \varkappa_п \varkappa_к \frac{B-Q}{D_1} \right)^2 \cos^2 2\theta \right]}{\sum_{i=0}^{n} \left[A \left(1 - \frac{\overline{P}_i}{\overline{P}}\right) - D \varkappa_п \varkappa_к \frac{B-Q}{D_1} \cos 2\theta \right]^2}. \qquad (12)$$

Затем определяется корректирующий множитель α^*, характеризующий отставание возведения крепи от обнажения пород и корректирующий несовершенство расчетной схемы, по формуле

$$\alpha^* = \frac{2\overline{P}}{\gamma H A (1+\xi)}. \qquad (13)$$

Расчетные нагрузки на крепь определяются по формулам:

$$P = \alpha^* \gamma H \left(\frac{1+\xi}{2} A + \frac{1-\xi}{2} D \varkappa_п \varkappa_к \frac{B-Q}{D_1} \cos 2\theta \right); \qquad (14)$$

$$q = \alpha^* \gamma H D \varkappa_п \varkappa_к \frac{c^4 (3+c^2) + Q}{D_1} \sin 2\theta. \qquad (15)$$

ПРИМЕР РАСЧЕТА КРЕПИ СТВОЛА В ТЕКТОНИЧЕСКОМ ПОЛЕ НАПРЯЖЕНИЙ

Произвести расчет крепи ствола применительно к условиям Коробковского месторождения Курской магнитной аномалии[1].

Исходные данные для расчета: $N_1 = 20{,}6$ МПа; $N_2 = 17$ МПа; $\xi = 0{,}829$ (по данным измерений); $E = 0{,}64 \cdot 10^5$ МПа; $\mu = 0{,}26$ (породы — сланцы); $\gamma = 2{,}8$ т/м^3;

Характеристики крепи (бетон):

$$E_1 = 0{,}24 \cdot 10^5 \text{ МПа}; \quad \mu_1 = 0{,}17; \quad R_0 = 4 \text{ м};$$

$$R_1 = 4{,}4 \text{ м}; \quad c_1 = 1{,}1; \quad H = 370 \text{ м}.$$

Крепь возводится с отставанием от забоя на величину $l = 20$ м. Значение коэффициента α^* находим по формуле (1):

$$\alpha^* = \exp\left(-0{,}3\frac{20}{4{,}4}\right) = 0{,}256.$$

Находим вспомогательные величины, входящие в формулы для коэффициентов передачи нагрузок (4) и (5):

$$\varkappa_1 = 3 - 4 \cdot 0{,}17 = 2{,}32; \quad c_1^2 = 1{,}21; \quad c_1^4 = 1{,}4641;$$

$$\left(c_1^2 - 1\right)^3 = 0{,}009261;$$

$$\frac{G_1}{G} = \frac{0{,}24 \cdot 10^5}{0{,}64 \cdot 10^5}\,\frac{1 + 0{,}26}{1 + 0{,}17} = 0{,}4038;$$

$$D_1 = \frac{0{,}009261}{3{,}32} = 2{,}789 \cdot 10^{-3}; \quad \chi'' = 1{,}126 \cdot 10^{-3};$$

$$b_1 = 6{,}161072; \quad b_1' = 5{,}160989; \quad b = 2{,}623528; \quad b_2' = 2{,}212789;$$

$$b_3 = 5{,}6023; \quad b_3' = 4{,}6741; \quad b_4 = 3{,}1823; \quad b_4' = 2{,}6741;$$

$$\gamma_1 = 6{,}162332; \quad \delta_1 = 2{,}622402;$$

$$\gamma_2 = 5{,}159863; \quad \delta_2 = 2{,}211663;$$

$$B' = 0{,}097766,$$

Находим коэффициенты передачи нагрузок:

по формуле (4):

$$k_0^* = \frac{2{,}32 + 1}{1{,}21 \cdot 1{,}32 + 2 + 0{,}21 \cdot 0{,}4038} = 0{,}881;$$

по формулам (5):

$$k_{11}^* = 1{,}361; \quad k_{21}^* = 1{,}061; \quad k_{12}^* = -0{,}262; \quad k_{22}^* = 0{,}598.$$

---

[1] **Казикаев Д. М., Суржин Г. Г., Фомин Б. А.** Определение рациональных параметров камерной системы разработки с учетом естественного напряженного состояния массива горных пород. — В кн.: Напряженное состояние породных массивов. Новосибирск, ИГД СО АН СССР, 1978, с. 38—44.

По формулам (3) находим параметры нагрузок на крепь (напряжений на контакте с массивом):

$$P_0 = 0{,}256 \cdot 20{,}5 \frac{1 + 0{,}829}{2} (1 - 0{,}881) = 0{,}571 \text{ МПа};$$

$$P_2 = 0{,}256 \cdot 20{,}5 \frac{1 - 0{,}829}{2} (1 - 1{,}361 - 0{,}262) = -0{,}281 \text{ МПа};$$

$$q_2 = 0{,}256 \cdot 20{,}5 \frac{1 - 0{,}829}{2} (-1 - 1{,}061 + 0{,}598) = -0{,}660 \text{ МПа}.$$

Вычисляем вспомогательные величины, входящие в формулы (6):

$$m_1 = 11{,}52; \quad m_1' = 10{,}52; \quad n_1 = 242{,}55;$$

$$n_2 = 109{,}75; \quad n_1' = 220{,}5; \quad n_2' = 88{,}7.$$

В связи с тем, что использованы данные натурных измерений начальных напряжений в массиве, принимаем коэффициент перегрузки $n_p = 1$.

По формулам (6) определяем напряжения на внутреннем и внешнем контуре сечения крепи:

$$\sigma_\theta^{вн} = 0{,}571 \cdot 11{,}52 - (-0{,}281 \cdot 242{,}55 + 0{,}66 \cdot 109{,}75) \cos 2\theta =$$

$$= 6{,}578 - 4{,}308 \cos 2\theta;$$

$$\sigma_\theta^{нар} = 0{,}571 \cdot 10{,}52 + (-0{,}281 \cdot 220{,}5 + 0{,}66 \cdot 88{,}7) \cos 2\theta =$$

$$= 6{,}007 - 3{,}397 \cos 2\theta.$$

Экстремальные значения напряжений при $\theta = 0°$ (по направлению действия в массиве максимальных напряжений N_1) и $\theta = 90°$ и вычисленные по формулам (7) изгибающие моменты и нормальные силы приведены в табл. 1.

Таблица 1

θ	σ_θ, МПа		M, МН·м	N, МН
	на внутреннем контуре	на внешнем контуре		
0°	2,27	2,61	—0,0045	0,98
90°	10,89	9,4	0,02	4,06

Выбор материала крепи (марки бетона) произведен по прил. 21, формула (18), для наиболее опасного сечения $\theta = 90°$:

$$4{,}06 = 1 R_{пр} \cdot 1 \cdot 0{,}4 \left(1 - \frac{2 \cdot 0{,}020}{0{,}4 \cdot 4{,}06}\right).$$

Отсюда $R_{пр} = 10{,}4$ МПа.

По главе СНиП II-21-75 находим марку бетона М250 по первой группе предельных состояний.

ПРИМЕР РАСЧЕТА МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КРЕПИ СТВОЛА С ГИБКОЙ АРМАТУРОЙ

Произвести расчет железобетонной крепи ствола с гибкой арматурой для следующих условий:

$$H = 700 \text{ м}; \quad \gamma = 2{,}5 \text{ т/м}^3; \quad E = 0{,}11 \cdot 10^5 \text{ МПа} =$$
$$= 1{,}1 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}^2;$$
$$\mu = 0{,}3;$$

крепь возводится по совмещенной схеме в забое ствола, поэтому $\alpha^* = 0{,}9$; коэффициент бокового давления в массиве определим по формуле (9):

$$\lambda = \frac{0{,}3}{1 - 0{,}3} = 0{,}48.$$

Расчетные начальные напряжения в массиве пород вычисляем по формуле

$$\alpha^* \lambda \gamma H = 75{,}6 \text{ кгс/см}^2 = 7{,}56 \text{ МПа}.$$

Коэффициент неравномерности ξ принимаем по данным практики $= 0{,}7$.

В табл. 2 приведены характеристики слоев крепи и напряжений на контактах слоев. Первая строка трех правых столбцов характеризует нагрузки на крепь (напряжения на контакте крепи с массивом) в соответствии с выражениями (2):

$$P_{\text{макс}} = P_0 + P_2 = 19{,}15 \text{ кгс/см}^2 = 191{,}5 \text{ тс/м}^2 = 1{,}915 \text{ МПа};$$
$$P_{\text{мин}} = P_0 - P_2 = 128{,}6 \text{ тс/м}^2 = 1{,}286 \text{ МПа}.$$

Таблица 2

Расчет напряжений в многослойной, комбинированной кольцевой крепи по программе РК-2

Тип обделки — монолитный железобетон с гибкой арматурой

От горного давления

Модуль упругости пород — $0{,}11 \cdot 10^5$ МПа.
Коэффициент Пуассона пород — 0,3.

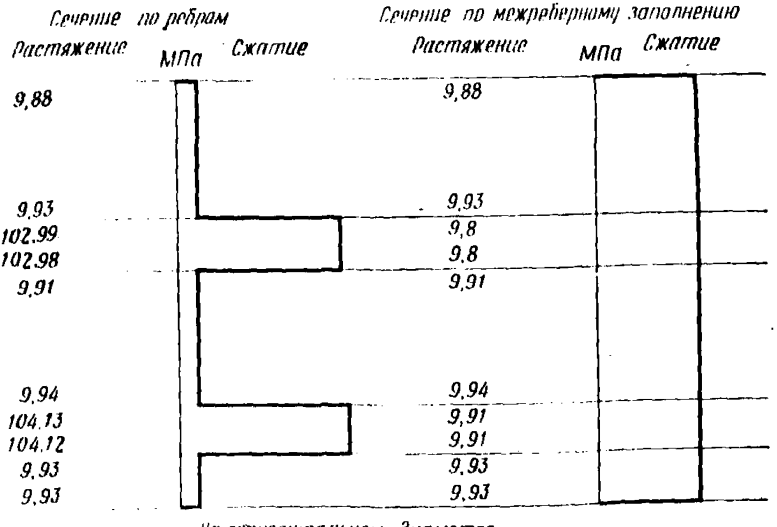
Параметры крепи и нагрузок на слои крепи

№ слоя	Радиус, см	$\frac{F_2}{F_1}$	Модули деформации, МПа		Коэффициент Пуассона	P_0, МПа	P_2, МПа	q_2, МПа
			$E_1 \cdot 10^5$	$E_2 \cdot 10^5$				
5	450	0	0,2	2	0,25	1,6	—0,31	—0,77
4	428	0,1	0,2	21	0,25	1,01	—0,24	—0,53
3	426	0	0,2	2	0,25	0,89	—0,21	—0,48
2	406	0,1	0,2	21	0,25	0,27	—0,07	—0,15
1	404	0	0,2	2	0,25	0,13	—0,04	—0,08

Нагрузка на крепь значительна в данных условиях, что определяется технологией возведения крепи. Для уменьшения нагрузок на крепь можно рекомендовать возведение крепи с отставанием от забоя.

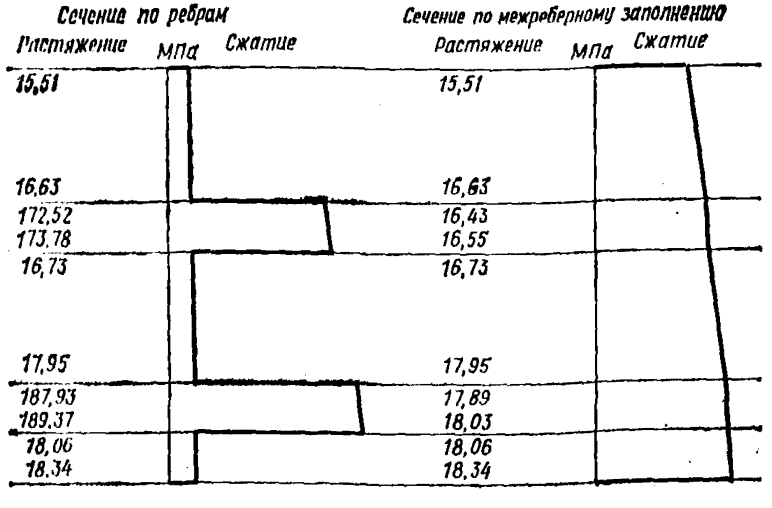
В табл. 3 и 4 приведены экстремальные значения напряжений в стенах крепи и показаны эпюры напряжений. Крепь испытывает только сжимающие напряжения. Расчетные максимальные напряжения показаны в табл. 4.

Таблица 3



На горизонтальном диаметре

Таблица 4



Для обеспечения прочности крепи в соответствии с расчетом необходимо применить бетон марки М400.

Для уменьшения напряжений в крепи возможны следующие пути:

возведение крепи с отставанием от забоя; применение крепи с пониженным модулем деформации; применение податливой крепи (например, двухслойной крепи с внешним слоем из деформируемого материала).

ПРИМЕР РАСЧЕТА КРЕПИ СТВОЛА НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

Произвести расчет железобетонной крепи ствола с гибкой арматурой на сейсмические воздействия землетрясения силой 9 баллов. Конструкция крепи показана на рис. 1, *в*.

В табл. 5 приведены исходные данные.

Здесь $F_2/F_1=a/h$; E_2=модуль деформации ребер (арматуры); E_1=*модуль деформации межреберного заполнения* (бетона).

В трех последних столбцах приведены параметры напряжений на контактах слоев, в первой строке — напряжения на контакте крепи с массивом — параметры нагрузок на крепь.

В табл. 6 приведены результаты расчета величины напряжений на внутреннем и внешнем контуре каждого слоя (в кгс/см^2) в сечениях по ребрам по межреберному заполнению в направлении действия в массиве *наибольших главных напряжений*, в табл. 7 — то же, в перпендикулярном направлении.

Указанные напряжения рассматриваются как равновероятные и суммируются с напряжениями от других видов нагрузок и воздействий.

Таблица 5

Расчет напряжений в многослойной, комбинированной кольцевой крепи по программе РК-2

Тип обделки — монолитный железобетон с гибкой арматурой

От сейсмического воздействия

Свойства пород в массиве

Модуль деформации — $0{,}11\cdot10^5$ МПа
Коэффициент Пуассона — 0,3
Объемный вес пород — 2,5 т/м^3
Коэффициент сейсмичности — 0,1
$T=0{,}5$

Параметры крепи и нагрузок на слои крепи

№ слоя	Радиус, см	$\frac{F_2}{F_1}$	Модули деформации, МПа		Коэффициент Пуассона	P_0, МПа	P_2, МПа	Q_2, МПа
			$E_1\cdot10^5$	$E_2\cdot10^5$				
5	450	0,0	0,2	2	0,25	0,12	—0,12	—0,31
4	428	0,1	0,2	21	0,25	0,075	—0,09	—0,21
3	426	0,0	0,2	2	0,25	0,067	—0,08	—0,19
2	406	0,1	0,2	21	0,25	0,020	—0,03	—0,06
1	404	0,0	0,2	2	0,25	0,010	—0,01	—0,03

Таблица 6

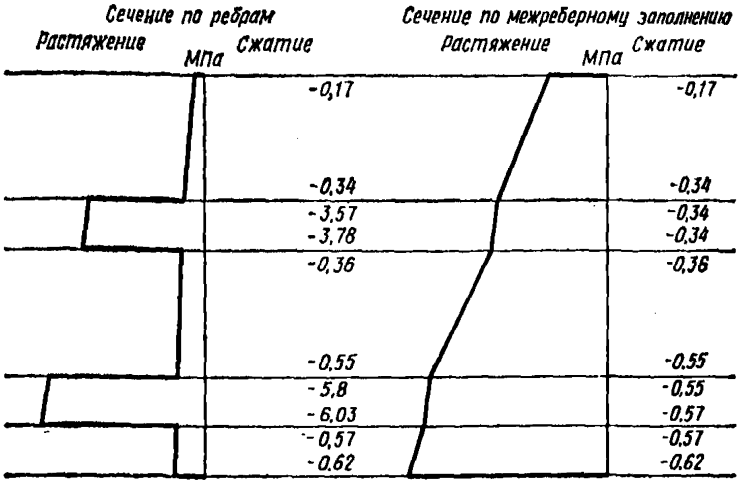
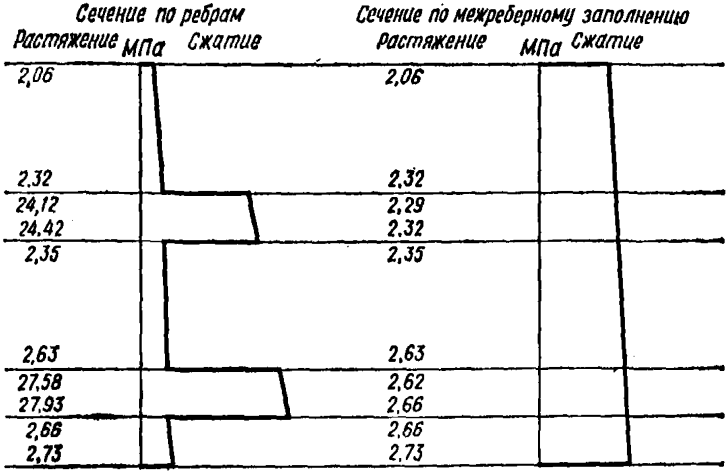


Таблица 7



Пример расчета крепи по данным натурных измерений

Определить значения величин α и ξ по данным измерений. Примем следующие исходные данные: $r_0=3$ м;

$$r_1 = 3{,}3 \text{ м } (C = 1{,}1); \quad \varkappa_к = 10; \quad \gamma H = 160 \text{ тс/м}^2.$$

Находим значения следующих величин:

$$A = +0{,}567; \quad D = 0{,}003, \quad B = 1{,}464\,(3 - 1{,}21) = 2{,}62;$$

$$Q = 0{,}0278; \quad D_1 = 0{,}297.$$

Отсюда:

$$S = D\varkappa_{\text{п}}\varkappa_{\text{к}}\frac{B-Q}{D_1} = 0{,}003 \cdot 2 \cdot 10\,\frac{2{,}620 - 0{,}028}{0{,}297} = 0{,}537;$$

$$A^2 = 0{,}321; \quad S^2 = 0{,}288.$$

Дальнейшие вычисления сведены в табл. 8.

Средняя измеренная нагрузка составляет $P = 42{,}9/6 = 7{,}15$ тс/м^2.

Подставляя значения величины из табл. 8 в формулу (12), получим

$$\xi = -\frac{-1{,}372}{(-1{,}544)^2} = 0{,}576.$$

Далее находим значение α^* по формуле (13):

$$\alpha^* = \frac{2 \cdot 7{,}15}{0{,}567 \cdot 1{,}576 \cdot 160} = 0{,}1.$$

Таблица 8

№ п.п.	P_i, тс/м^2	$1-\frac{\bar{P}_i}{\bar{P}}$	$\cos 2\theta_i$	$\cos^2 2\theta_i$	$A\left(1-\frac{\bar{P}_i}{\bar{P}}\right)-S\cos 2\theta_i$	$A^2\left(1-\frac{\bar{P}_i}{\bar{P}}\right)^2-S^2\cos^2 2\theta_i$
1	6,7	0,063	0,766	0,587	0,376	—0,168
2	6,0	0,161	—0,500	0,250	—0,360	—0,064
3	8,9	—0,245	—0,940	0,883	—0,366	—0,235
4	8,2	—0,147	—0,940	0,883	—0,421	—0,467
5	6,1	0,187	—0,500	0,250	—0,374	—0,123
6	7,0	0,021	0,766	0,587	—0,399	—0,315
Итого	42,9				$\Sigma = -1{,}544$	$\Sigma = -1{,}372$

Расчетные нагрузки на крепь составляют:

$$P_0 = \alpha^* \gamma H \frac{1+\xi}{2} A = 0{,}1 \cdot 160\,\frac{1{,}576}{2}\,(+0{,}567) = +7{,}26 \text{ тс/м}^2;$$

$$P_2 = \alpha^* \gamma H \frac{1-\xi}{2} S = 0{,}1 \cdot 160\,\frac{1-0{,}576}{2}\,0{,}537 = 1{,}82 \text{ тс/м}^2.$$

Отсюда $P_{\text{макс}} = 9{,}08$ тс/м^2; $P_{\text{мин}} = 5{,}44$ тс/м^2.

Определяем нормальные тангенциальные напряжения на внутреннем контуре сечения крепи:

$$\sigma_\theta^{\text{вн}} = 0{,}1 \cdot 160\,\frac{4}{5}\,\frac{1{,}576}{2}\,(-4{,}899) - 0{,}1 \cdot 160\,\frac{4}{3}\,0{,}212 \cdot 3{,}915 \cdot 1{,}21 \times$$

$$\times \cos 2\theta = -82{,}3 - 21{,}4 \cos 2\theta \text{ тс/м}^2.$$

Максимальные напряжения в крепи составляют 103,7 тс/м^2, что при бетонной крепи заведомо не превышает ее прочности.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
1. **Общие положения**	5
Общие указания	5
Инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания	10
2. Компоновочные и конструктивные решения, основные расчетные положения	20
Компоновочные и конструктивные решения	20
Основные расчетные положения	27
3. Вертикальные выработки	35
Объемно-планировочные и конструктивные решения	35
Рудоспуски (породоспуски), восстающие (скаты, гезенки)	37
Сопряжения вертикальных стволов (шурфов) с горизонтальными выработками	38
Расчет устойчивости пород и нагрузок на крепь, выбор типа и расчет крепи	39
Пример расчета толщины крепи шахтного ствола	48
4. Горизонтальные и наклонные выработки	55
Объемно-планировочные и конструктивные решения	55
Расчет устойчивости пород и нагрузок на крепь, выбор типа и расчет крепи	58
5. Камеры	72
Объемно-планировочные и конструктивные решения	72
Расчет устойчивости пород и нагрузок на крепь, выбор типа и расчет крепи	82
Приложение 1. Рекомендации по разработке проектов и проведению контрольных измерений и исследований в особо ответственных выработках	84
Приложение 2. Характеристики физико-механических свойств горных пород	98
Приложение 3. Характеристики свойств материалов крепи выработок	100
Приложение 4. Характеристики конструкций крепи выработок	107
Приложение 5. Расчет ожидаемых сдвижений и деформаций околоствольного массива на пластовых месторождениях	115
Приложение 6 (1). Определение дополнительной нагрузки на крепь устья ствола от зданий и сооружений, расположенных на поверхности вблизи ствола	132
Приложение 7. Установление степени воздействия на шахтный ствол очистных работ для условий пластовых месторождений на основе построения интеграционной сетки	136
Приложение 8. Рекомендации по расчету нормативных давлений на крепь шахтного ствола в породах IV категории устойчивости	138
Приложение 9. Рекомендации по расчету давления подземных вод на крепь шахтного ствола	141
Приложение 10. Примеры расчетов проявлений горного давления в вертикальных выработках и определение параметров их крепи	144
Приложение 11. Рекомендации по выбору расположения и охране горизонтальных и наклонных выработок	149
Приложение 12. Автоматизированная система «УГОЛЬ» для расчета необходимых размеров целиков и технологической податливости крепи в выработке, попадающей в зону влияния очистных работ	154
Приложение 13. Рекомендации по расчету смещений пород в выработке, подверженной влиянию очистных работ для условий крутого падения Центрального района Донбасса	167
Приложение 14. Рекомендации по выбору и расчету анкерной крепи	170
Приложение 15. Рекомендации по упрочнению пород в выработках для условий, подобных Донбассу	198
Приложение 16. Рекомендации по предотвращению пучения почвы взрывной разгрузкой пород с последующим их упрочнением	202
Приложение 17. Рекомендации по выбору и расчету межрамных ограждений	205
Приложение 18. Примеры расчетов проявлений горного давления и параметров крепи горизонтальных выработок	206
Приложение 19. Пример расчета проявлений горного давления в камере и выбор для нее рационального типа крепи	210
Приложение 20. Автоматизированная система проектирования капитальных горизонтальных горных выработок «НЕДРА»	211
Приложение 21. Статический и прочностной расчет конструкций крепи горизонтальных выработок и камер	223
Приложение 22. Статический и прочностной расчет конструкции крепи вертикальных выработок	260

gost.e-ecolog.ru