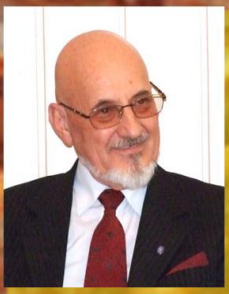
Г.Г. Литвинский
Э.В. Фесенко
Е.В. Емец

Расчет крепи горных выработок на ЭВМ

АЛЧЕВСК - 2011



Литвинский Гарри Григорьевич

докт. техн. наук, профессор, известный ученый, педагог, изобретатель в области горной геомеханики, шахтного строительства, новых геотехнологий и горной техники. Заслуженный деятель науки и техники Украины, академик Академии Строительства Украины и Академии Горных наук. Автор 6 монографий, 170 изобретений, 400 научных публикаций. Награждён знаками «Шахтёрская Слава», «Шахтёрская доблесть».

Фесенко Эдуард Викторович

к.т.н., доцент кафедры «Строительная геотехнология и горные сооружения» ДонГТУ.
Научные исследования в области изучения и прогноза проявлений горного давления в выработках, пучения пород почвы; взаимодействия крепей и обделок с массивом и разработка методов их расчета. Автор 26 научных публикаций, 8 методических пособий.

Емец Елена Васильевна

к.т.н., доцент кафедры «Строительные конструкции» ДонГТУ.
Научные интересы касаются напряженно-деформированного состояния каркасных зданий, взаимодействующих с неравномерно деформируемым основанием. Автор более 20 научных и учебно-методических работ.

Кафедра «СТРОИТЕЛЬНАЯ ГЕОТЕХНОЛОГИЯ
И ГОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ»

РАСЧЕТ КРЕПИ ГОРНЫХ ВЫРАБОТОК НА ЭВМ

Рекомендовано
на заседании кафедры СГ и ГС
протокол № 7 от 10.03.2011

Утверждено
на заседании методсовета ДонГТУ
протокол № 7 от 20.05.2011

Алчевск
ДонГТУ
2011

УДК 622.28
ББК И 141.11

Литвинский Г.Г. и др.
Л 69 Расчёт крепи горных выработок на ЭВМ: Уч. пособ./ Г.Г. Литвинский , Э.В. Фесенко, Е.В. Емец. – Алчевск: ДонГТУ, 2011. – 174 с.

ISBN 978-966-310-261-0

Учебное пособие к расчёту на ЭВМ крепи горных выработок по дисциплинам «Механика подземных сооружений», «Конструкции и расчёт крепей» (для студентов, магистров и аспирантов горных специальностей) / Сост.: Г.Г. Литвинский, Э.В. Фесенко, Е.В. Емец. – Алчевск: ДонГТУ, 2011. – 152 с.

Приведены краткие сведения о горных выработках, материалах и конструкциях шахтной крепи, даны их характеристики и классификация. Рассмотрены основные положения расчёта проявлений горного давления и взаимодействия крепи с массивом горных пород. Главное внимание уделено расчётам крепи в программной среде "Лира". Приведены примеры расчёта крепи с помощью программы "Лира", разработаны задания для курсовых работ и проектов.

Рецензенты:

С.В. Борщевский – д.т.н., проф. каф. строительства шахт и подземных сооружений Донецкого национального технического университета.

Г.И. Гайко – д.т.н., проф. каф. строительной геотехнологии и горных сооружений Донбасского государственного технического университета (г. Алчевск).

А.Ю. Прокопов – д.т.н., проф. каф. подземного, промышленного, гражданского строительства и строительных материалов Шахтинского института (филиала) ЮРГТУ.

Рекомендовано ученым советом ДонГТУ (Протокол № 4 от 29.04.2011 г.)

СОДЕРЖАНИЕ

Введение …….. 5
1. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О МАТЕРИАЛАХ КРЕПИ …..……. 8
1.1 Лесоматериалы…….. 8
1.1.1 Лесоматериалы и изделия из древесины …… 8
1.1.2 Пороки древесины …… 10
1.1.3 Важнейшие свойства древесины …… 11
1.2 Бетон ……. 12
1.2.1 Прочность, марка и класс бетона …… 13
1.2.2 Основной закон прочности бетона ……. 14
1.2.3 Деформационные характеристики бетона ……. 15
1.3 Каменные материалы ……... 15
1.3.1 Природные каменные материалы ……... 16
1.3.2 Искусственные каменные материалы …… 16
1.3.3 Расчетные характеристики каменных материалов 18
1.4 Металлы и металлические изделия …… 19
1.5 Строительные растворы …….. 25
1.6 Строительные пластмассы …….. 26
2. НАЧАЛЬНЫЕ СВЕДЕНИЯ О КРЕПЛЕНИИ ВЫРАБОТОК … 30
2.1 Подземные объекты и их назначение …… 30
2.2 Горные выработки ……... 31
2.3 Крепи горных выработок …… 34
3. ЗАКОНЫ ПРОЯВЛЕНИЙ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ …….. 37
3.1 Этапы развития науки о горном давлении …… 37
3.2 Об оптимальной форме выработки …… 40
3.3 Главное техническое противоречие горной геомеханики 43
3.4 Фундаментальные закономерности развития ПГД …….. 44
3.5 Новая классификация проявлений горного давления…... 49
3.6 О сводах естественного равновесия СЕР …….. 56
3.7 Определение нагрузки на жесткую крепь ……. 61
3.8 Основные режимы работы и параметры крепи …… 66
3.9 Расчетные схемы взаимодействия крепи с массивом ….. 76
4. ПОНЯТИЕ О МЕТОДЕ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ …… 80
5. ЛИРА – ОСОБЕННОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ДЛЯ РАСЧЕТА КРЕПИ ……... 91
5.1 Общее описание ППП ЛИРА …….. 91
5.2 Этапы расчета задач на ПК ЛИРА ……. 93
5.3 Команды, основные кнопки …… 95
5.3.1 Работа с файлами документов ……. 95
5.3.2 Функции изображения объектов ……. 96

5.3.3 Функции выбора объектов …….. 97
5.3.4 Функции формирования расчетной схемы …… 98
5.3.5 Функции просмотра результатов расчета …….. 99
5.4 Обучающие примеры …….. 99
Пример 1 Расчёт однопролётной рамы ..…… 100
Пример 2 Расчет многошарнирной крепи ..…… 117
Пример 3 Расчет 8-шарнирной замкнутой крепи ..……. 124
Пример 4 Расчет бесшарнирной замкнутой крепи ...…. 137
Пример 5 Расчет арочной крепи ……. 149
6. ИНДИВИДУАЛЬНЫЕ ЗАДАНИЯ …….. 154
СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ …… 164
ПРИЛОЖЕНИЕ А Древесина…… 166
ПРИЛОЖЕНИЕ Б Бетон …… 166
ПРИЛОЖЕНИЕ В Каменные материалы …… 167
ПРИЛОЖЕНИЕ Г Металлы и металлические изделия …….. 170

ВВЕДЕНИЕ

Необходимость в крепи горных выработок появилась достаточно давно, уже в доисторический период начала ведения горных работ, когда возникла необходимость сохранения горных выработок от обрушений и завалов, вызванных проявлениями горного давления. Ещё со времён промышленной революции (XVIII—XIX вв.), горная промышленность из-за резко возросшего объёма добычи полезных ископаемых столкнулась с проблемой обеспечения безопасности работ. В первую очередь это было связано с обрушениями пород в горные выработки, которые происходили в массовых масштабах и сопровождались гибелью горняков. Вот почему горные инженеры и учёные настойчиво пытались создать методы прогноза и расчёта поведения пород в горных выработках. К этому времени следует отнести и попытки дать научное обоснование параметров крепи, выполнить её расчёты.

Однако до сих пор расчёты крепи горных выработок производятся в основном методами сопротивления материалов по обычным схемам, которые присущи строительным конструкциям. Расчётные схемы взаимодействия крепи с окружающими выработку породами ещё далеки от правильного воспроизведения реальных условий эксплуатации крепи. Это во многом обусловлено случайным характером основных исходных данных (параметры горного давления, контактные условия между крепью и окружающими породами и т.д.) и несовершенством расчётных схем. Сам процесс проектирования и расчёта прочных размеров крепи представляет собой довольно сложную и длительную процедуру выполнения нередко рутинных операций, которые зачастую носят довольно условный характер.

В чём же принципиальные отличия расчётов горной крепи от строительных конструкций? Таких отличий несколько:

– горная крепь всегда взаимодействует (находится в контакте) с массивом горных пород, это взаимодействие происходит весьма сложным образом, т.к. крепь воспринимает активное нагружение со сторо-

ны массива и, деформируясь, передаёт часть усилий на окружающие породы массива, создавая «пассивный» отпор пород;

– активное нагружение конструкции происходит двояким образом: путём силового и деформационного взаимодействия, которые взаимосвязаны с деформационными параметрами крепи, причём, чем более податлива крепь, тем меньше на неё формируется нагрузка,

– распределение нагрузки по периметру крепи отличается высокой неравномерностью, которая обусловлена многими случайными факторами, к числу которых следует отнести распределение напряжений в массиве пород, их неоднородность и анизотропию, деформационно-силовые характеристики крепи, технологию проведения и крепления горной выработки и др.;

– крепь только на начальной стадии своей работы с массивом ведёт себя как упругая конструкция, а при дальнейшем нагружении крепь переходит в запредельную стадию взаимодействия с массивом, когда последовательно один за другим образуются участки разрушения, условно названные «пластическими» шарнирами, как правило, со сложной зависимостью между деформациями и силовыми параметрами (моментом, продольными и поперечными усилиями);

– даже при появлении разрушенных участков, распорные конструкции крепи, находясь в окружающем массиве, постепенно деформируются и не теряют окончательно своей несущей способности, меняя особенности своего взаимодействия с массивом пород, т.е. в процессе нагружения меняют свою расчётную схему.

Эти и целый ряд других особенностей работы крепи с массивом чрезвычайно усложняют расчёты конструкции и заставляют практиков использовать во многом упрощённые методы и оценки при обосновании параметров крепи. Это нередко приводит к появлению грубых, иногда и фатальных ошибок, которые заканчиваются разрушением горных выработок и даже трагическими случаями травматизма. Вот почему так важно дать в руки проектировщику и техническому персоналу горных предприятий возможность более надёжно и обосновано определять параметры крепи. И один из самых перспективных путей

достижения поставленной цели – применение вычислительной техники и современных программных комплексов, к которым принадлежит и отечественная разработка по расчёту строительных конструкций – комплекс «Лира».

1. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О МАТЕРИАЛАХ КРЕПИ

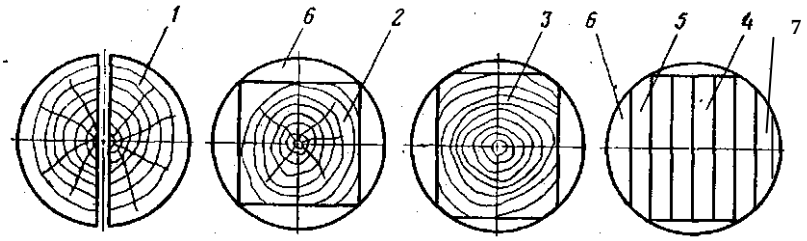
1.1 Лесоматериалы

Лесоматериалы в Украине довольно дефицитны и их всё реже применяют для крепления горных выработок (чаще всего, как затяжку). Древесина имеет относительно высокую прочность при небольшой массе, обладает упругостью, легко обрабатывается и сравнительно дешева. Однако дерево – неогнестойко, имеет значительный разброс прочностных показателей, недолговечно в связи с подверженностью гниению, которое особенно интенсивно происходит в подземных условиях.

Для крепления горных выработок применяют в основном хвойные породы леса – сосну, ель, лиственницу, кедр, пихту, реже лиственные – дуб, бук, березу.

1.1.1 Лесоматериалы и изделия из древесины

Лесоматериалами (лесным сортаментом) называют материалы из древесины, сохранившие ее природную структуру и состав. Их подразделяют на необработанные (круглые) и обработанные (пиломатериалы – рис. 1.1, колотые материалы, шпон и др.).



1 – пластина; 2 – брус чистый; 3 – брус получистый; 4 – доска обрезная; 5 – доска необрезная; 6 – горбыль; 7 – обапол

Рисунок 1.1 – Сортамент крепежного леса

Круглые лесоматериалы **—** очищенные от сучьев отрезки древесных стволов. В зависимости от диаметра верхнего торца круглые лесоматериалы подразделяют на бревна, подтоварник и рудничные стойки.

Бревна – отрезки ствола дерева длиной 5 – 9 м и толщиной в верхнем торце 12 см и больше.

В последние годы получили распространение *оцилиндрованные бревна,* получаемые из обычных бревен обработкой их на токарном станке, в результате чего они приобретают цилиндрическую форму (без «сбега», т.е. уменьшение диаметра по длине). Такая форма облегчает плотницкие работы.

Подтоварник — круглый лесоматериал длиной 3 – 9 м и толщиной в верхнем торце 8 – 11 см.

Рудничные стойки круглый лесоматериал длиной 0,5 – 5 м и толщиной в верхнем торце 7 – 30 см.

Пиломатериалы получают при продольной распиловке бревен. Для крепления горных выработок применяют в основном следующие пиломатериалы (рисунок 1.1).

Распилы – стойки, распиленные пополам вдоль продольной оси.

Пластины получают при продольном распиливании бревен на две половины, ***четвертины*** — по двум взаимно перпендикулярным диаметрам. Пластины и распилы в основном служат в качестве верхняков временной крепи, прогонов и для затяжки боков и кровли выработок.

Обаполы и горбыли — крайние части ствола дерева, распиленного на брусья или доски. Горбыль имеет пропил только с одной стороны, а обапол – с двух сторон. Используются в основном для затяжки кровли и боков выработок.

Доски имеют длину до 6,5 м с градацией через 0,25 м, в зависимости от чистоты опиловки продольных кромок бывают:

– ***необрезные*** с неопиленными кромками на длину более половины длины доски и

– ***обрезные*** — опиленные полностью или более чем на полови-

ну длины доски.

В зависимости от качества древесины и ее обработки доски делят на пять сортов — отборный, 1-й, 2-й, 3-й и 4-й. В столярном производстве используют только 1-й и 2-й сорта. Максимальная ширина досок и брусьев 250 мм, у брусков — 200 мм.

Доски применяют для затяжки боков и кровли выработок, устройства кружал, опалубки, полков, обшивки ходовых отделений и перемычек.

Дощечки и планки — это тонкие и короткие пиломатериалы прямоугольного сечения, а **рейки** — плоские бруски и тонкие узкие доски.

Заготовки. Это доски и бруски, прирезанные к габаритным размерам деталей с соответствующими припусками на усушку и последующую обработку. Заготовки, применяемые в конструкциях столярно-мебельных изделий, могут быть как цельными, так и клееными, иметь различные формы поперечного сечения.

Брусья – пиломатериалы, толщина которых равна ширине или более половины ширины. Стороны брусьев называют кантами. Различают брусья четырехкантные, у которых пропилены четыре стороны, и двухкантные, у которых пропилены только две стороны. Длина брусьев 1...6,5 м. Брусья применяют для крепления неглубоких вертикальных выработок (шурфов, гезенков), наклонных выработок прямоугольного сечения, для армировки стволов, а также для шпал рельсового пути.

Бруски — пиломатериал, аналогичный брусьям, но имеющий толщину менее 100 мм; длина такая же, как у брусьев. Бруски применяют для изготовления лестниц, трапов и перил ходовых отделений.

1.1.2 Пороки древесины

Пороками называют недостатки древесины, появляющиеся во время роста дерева и хранения пиломатериалов на складе. Пороки древесины можно разделить на несколько групп: пороки формы ствола (сбежистость, закомелистость, кривизна ствола), пороки строения дре-

весины (наклон волокон, свилеватость, крень), сучки, трещины, химические окраски и грибковые поражения и покоробленности [1, 2 и др.].

Степень влияния пороков на пригодность древесины в строительстве зависит от их вида, места расположения, размеров, а также от назначения древесной продукции. Один и тот же порок в некоторых видах продукции делает древесину непригодной, а в других понижает ее сортность или не имеет существенного значения. В стандартах на конкретные виды лесопродукции имеются указания о допустимых пороках.

1.1.3 Важнейшие свойства древесины

Влажность и гигроскопичность. По содержанию влаги различают мокрую древесину с влажностью до 100%; свежесрубленную – 35% и выше; воздушно-сухую – 15…20%; комнатно-сухую – 8…12% и абсолютно сухую, высушенную до постоянной массы при температуре 103 ± 2^0 С. *Стандартной* считают влажность древесины 12%, при которой определяют и сравнивают ее свойства.

Усушка и разбухание обусловлены колебанием влажности и вызывают изменение линейных размеров (в радиальном направлении – 3…6%, а в тангенциальном – 7…12%) в зависимости от степени увлажнения и направления волокон. Это вызывает внутренние напряжения в древесине, что приводит к её короблению и растрескиванию.

Плотность древесины:

– *истинная* – постоянна и равна 1540 кг/м^3.

– *средняя* обычно меньше 1000 кг/м^3, т.е. меньше плотности воды. её дают при стандартной влажности 12%.

Пористость древесины для горной промышленности и строительства – 50…70%.

Прочность древесины как материала волокнистого строения различается вдоль и поперек волокон: прочность при *растяжении* вдоль волокон в 20…30 раз, а при *сжатии* в 3…6 раз больше, чем поперек волокон).

Прочность при сжатии вдоль волокон составляет в среднем

40…60 МПа (сопоставима с прочностью бетона), поскольку пустотелые волокна древесины работают как жесткие пространственные элементы.

Основные физико-механические свойства древесины хвойных и лиственных пород, применяемых в горной промышленности и строительстве, приведены в прил. А (табл. А.1).

При *долговременном действии нагрузки* прочность меньше, чем при стандартных испытаниях (0,6…0,65 для долговременного изгиба).

При многократных нагружениях прочность называется пределом выносливости, учитывает усталость древесины (предел выносливости при изгибе равен в среднем 0,2 от статического предела прочности).

Модуль упругости древесины в среднем принимают: вдоль волокон E=10000 МПа, поперек волокон E_{90}=400 МПа, а ***модуль сдвига*** относительно осей, направленных вдоль и поперек волокон, G=500 МПа. Коэффициент Пуассона древесины поперек волокон при напряжениях, направленных вдоль волокон, принимают $\nu_{90;0}$=0,5, а вдоль волокон при напряжениях, направленных поперек волокон, $\nu_{0;90}$=0,02. Более точные значения модуля упругости E для различных сортов древесины приведены в таблице 1.1.

1.2 Бетон

Бетон — искусственный каменный материал, получаемый в результате формования и затвердевания бетонной смеси. ***Бетонной смесью*** называют перемешанную до однородного состояния пластичную смесь, состоящую из ***вяжущего*** вещества, ***воды***, мелких и крупных ***заполнителей*** и специальных добавок.

Прочность бетонов достигает 100 МПа, и для конструкционных бетонов предел прочности служит основной характеристикой. Бетон — огнестойкий материал.

По плотности различают бетоны *тяжелые* и *легкие*. Тяжелый бетон приготовляют из тяжелых заполнителей – песка, гравия или щебня из гранита, известняка, кварцита и других тяжелых пород. Лег-

кий бетон – из пористых легких заполнителей, например шлаков. В качестве легкого заполнителя применяют также искусственный материал в виде гравия или щебня – керамзит.

Для бетонных и железобетонных подземных конструкций применяются конструкционные бетоны: *тяжелый* средней плотности (2200…2500 кг/м^3); *мелкозернистый* средней плотности свыше 1800 кг/м^3; *легкий* плотной и поризованной структуры.

1.2.1 Прочность, марка и класс бетона

Прочность бетона характеризуется его ***маркой***, её определяют путём испытаний на сжатие в возрасте 28 сут стандартных бетонных кубов размером 150х150х150 мм, изготовленных из рабочей бетонной смеси в металлических формах после твердения в нормальных условиях. Для тяжелых бетонов применяют марки (МПа): М10, М15, М20, М25, М30, М35, М40, М45, М50, М55, М60, М70, М80.

Показателем, который учитывает возможные колебания качества бетона, является класс бетона.

Класс бетона по заданному свойству – это численная характеристика выдержанности этого свойства (в том числе и прочности), принимаемая с гарантированной обеспеченностью (обычно 0,95). Это значит, что установленное классом свойство, например прочность бетона, достигается не менее чем в 95 случаях из 100.

Существуют следующие классы бетона по прочности на сжатие (МПа): В3,5, В5, В7,5, В10, В12,5, В15, В20, В25, В30, В32,5, В40, В45, В50, В55, В60.

Соотношение между классами и марками бетона неоднозначно и зависит от однородности бетона, оцениваемой с помощью коэффициента вариации. Соотношение между классами бетона по прочности на сжатие и его марками при нормативном коэффициенте вариации, равном 13,5%, приведено в табл. 1.1.

Таблица 1.1 – Соотношение между марками и классами тяжелого бетона по прочности (МПа) при коэффициенте вариации 13,5%

Класс бетона	Средняя прочность данного класса, МПа	Ближайшая марка бетона	Класс бетона	Средняя прочность данного класса, МПа	Ближайшая марка бетона
B3,5	4,6	M5	B30	39,3	M40
B5	6,5	M7,5	B35	45,8	M45
B7,5	9,8	M10	B40	52,4	M55
B10	13,1	M15	B45	58,9	M60
B12,5	16,4	M15	B50	65,5	M60
B15	19,6	M20	B55	72,0	M70
B20	26,2	M25	B60	78,6	M80
B25	32,7	M35			

Для бетонных и железобетонных конструкций крепи обычно используются тяжелые цементные бетоны классов по прочности на сжатие от B15 до B60 из жестких смесей (осадка конуса ОК = 0 см). Пластичную бетонную смесь (осадка конуса ОК до 16 см и более) применяют в сильно армированных конструкциях крепи, когда усиленным трамбованием можно повредить арматуру. Литую бетонную смесь (осадка конуса ОК >10 см) применяют при изготовлении центрифугированных железобетонных конструкций крепей, при транспорте бетона по трубам, при креплении вертикальных стволов монолитным бетоном и др.

1.2.2 Основной закон прочности бетона

Для определения прочности бетона применяют формулу Боломея — Скрамтаева:

$$R_б = AR_ц(Ц/B \pm b), \quad (1.1)$$

где $R_б$ – прочность бетона нормального твердения в возрасте 28 сут (образцы 15x15x15 см);

$R_ц$ – активность цемента;

A – эмпирический коэффициент, учитывающий влияние на

прочность бетона заполнителей и других факторов;

b – параметр, обычно принимаемый равным 0,5.

Ц/В – цементно-водное отношение, для обычных бетонов (марок ниже М500) в интервале Ц/В = 1,4...2,5 формула Боломея — Скрамтаева имеет вид:

$$R_б = AR_ц(Ц/В - 0{,}5) \quad (1.2)$$

а для высокопрочных бетонов при Ц/В = 2,5...3,3:

$$R_б = A_1R_ц(Ц/В + 0{,}5) \quad (1.3)$$

Значения коэффициентов A и A_1 принимают по табл. 1.2.

Таблица 1.2 – Значения эмпирических коэффициентов A и A_1

Материалы для бетона	A	A_1
Высококачественные	0,65	0,43
Рядовые	0,6	0,4
Пониженного качества	0,55	0,37

Формулы (1.2, 1.3) справедливы лишь при условии обеспечения плотной укладки бетонной смеси.

1.2.3 Деформационные характеристики бетона

Значения начального модуля упругости бетона $E_б$ при сжатии и растяжении принимают по таблице Б.1 (прил. Б).

Начальный коэффициент поперечной деформации бетона v (коэффициент Пуассона) принимают равным 0,2 для всех видов бетона, а модуль сдвига бетона G – равным 0,4 от соответствующих значений $E_б$, указанных в таблице Б.1 (прил. Б).

1.3 Каменные материалы

Все каменные материалы, используемые для крепления горных выработок, можно разделить на *природные* и *искусственные*.

1.3.1 Природные каменные материалы

Это материалы и изделия, получаемые механической обработкой (дроблением, раскалыванием, распиливанием и т.п.) горных пород. Наиболее распространенные виды природных каменных материалов, для возведения горных крепей:

песок — минеральные зерна размером от 5 до 0,16 мм, получают при просеивании мелких рыхлых пород или дроблением и рассевом отходов камнеобработки;

гравий — окатанные (округлые) зерна размером от 5 до 150 мм, получают из рыхлых залежей рассевом;

щебень — куски камня неправильной формы размером от 5 до 150 мм, получают дроблением крупных кусков горных пород с последующим рассевом (встречается и природный щебень — «дресва»);

бутовый камень — крупные куски камня неправильной формы, получают взрывным методом (рваный бут), или плиты неправильной формы (постелистый бут или плитняк) при их выламывании из слоистых пород.

1.3.2 Искусственные каменные материалы

Керамический кирпич. Формуют из глины с добавкой песка с последующим обжигом в специальных печах.

В соответствии с действующими стандартами кирпич бывает:

обыкновенный размером 250 х 120 х 65 мм;

утолщенный размером — 250 х 120 х 88 мм

модульный размером — 288 х 138 х 65 мм.

Поскольку масса одного кирпича не должна превышать 4,3 кг, то утолщенный и модульный кирпичи обычно делают с пустотами.

Плотность обыкновенного полнотелого кирпича 1600…1800 кг/м^3; пористость 28…35%; водопоглощение не менее 8%. На 1 м^3 кирпичной кладки расходуется 400 шт. кирпича и 0,27 – 0,3 м^3 раствора. Кирпич должен быть нормально и равномерно обожжен, иметь однородное строение. Не допускается в нем наличие трещин, включений из камней и извести.

В зависимости от предела прочности при сжатии кирпич делят на марки (МПа): 7,5, 10, 12,5, 15, 20, 25, 30.

Бетониты (шлакоблок) – искусственные камни из обычного бетона или шлакобетона массой до 40 кг/шт. Бетониты изготавливают на виброударных станках с последующим пропариванием в специальных камерах. Прочность бетонитов должна быть не ниже 15 МПа. Масса бетонитов колеблется от 20 до 40 кг. По форме различают прямоугольные и клиновидные бетониты. Прямоугольные бетониты применяют для кладки прямых стен крепи горизонтальных и наклонных выработок, клиновидные – для кладки сводов, для сооружения криволинейных конструкций крепи.

Силикатный кирпич. Это искусственный безобжиговый каменный материал, получаемый на основе вяжущих веществ. Кирпич получают из смеси, состоящей из 90...95 % песка, 5...10% молотой негашеной извести и некоторого количества воды путем прессования с последующим твердением в автоклаве. Плотность его несколько выше, чем полнотелого керамического. Для снижения плотности кирпича и камней в них формуют пустоты или вводят в сырьевую массу пористые заполнители.

Силикатный кирпич применяют для кладки наружных и внутренних стен надземных частей зданий и сооружений. Использовать его в конструкциях, подвергающихся воздействию воды (фундаменты, канализационные колодцы и т. п.) и высоких температур (печи, дымовые трубы и т. п.), запрещается.

Силикатный кирпич, так же, как и керамический, в зависимости от размеров может быть:

одинарный (полнотелый или с пористый) 250 х 120 х 65 мм;

утолщенный (пустотелый или с пористый) 250 х 120 х 88 мм (масса утолщенного кирпича не должна быть более 4,3 кг);

силикатный камень (пустотелый) 250 х 120 х 138 мм.

В зависимости от предела прочности при сжатии и изгибе силикатный кирпич и камни подразделяют на семь марок (МПа): 30; 25; 20; 15; 12,5; 10 и 7,5.

Водопоглощение силикатного кирпича не менее 6 %, плотность – 1650 кг/м^3 и выше. Существенным недостатком силикатного кирпича по сравнению с керамическим является пониженная водостойкость и жаростойкость.

1.3.3 Расчетные характеристики каменных материалов

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из кирпича всех видов или из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50…150 мм на тяжелых растворах приведены в табл. В.1 (прил. В).

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из крупных бетонных сплошных блоков из бетонов всех видов и из блоков природного камня (пиленых или чистой тески) при высоте ряда кладки 500…1000 мм приведены в табл. В.2 (прил. В).

Для кладки из сплошных бетонных камней данные приведены в табл. В.3 (прил. В).

Для кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда 200…300 мм данные приведены в табл. В.4 (прил. В).

Для бутовой кладки из рваного бута данные приведены в табл. В.5 (прил. В).

Модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки E_0 при кратковременной нагрузке принимают равным:

$$E_0 = \alpha \cdot R_u , \qquad (1.4)$$

где α – упругая характеристика кладки, принимаемая по табл. В.6 (прил. В);

R_u – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки, определяют по формуле:

$$R_u = k \cdot R , \qquad (1.5)$$

где k – коэффициент, принимаемый 2…2,25;

R – расчетное сопротивление сжатию кладки, принимаемое по табл. В.1 – В.5.

Модуль деформаций кладки E принимают по формулам:

$$\text{а) } E = 0{,}5E_0 \text{ , б) } E = 0{,}8E_0 \qquad (1.6)$$

где E_0 – модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки, определяемый по формуле (1.4), при этом использовать:

а) при расчете конструкций ***по прочности*** кладки рандбалками или под распределительными поясами);

б) при определении ***деформаций*** кладки.

1.4 Металлы и металлические изделия

Металл является одним из наиболее совершенных крепежных материалов, так как обладает высокой прочностью, возможностью многократного использования, долговечностью, огнестойкостью, значительной деформируемостью без потери несущей способности, высоким коэффициентом конструктивного качества, хорошо поддается обработке. Сталь является упругопластическим материалом, поэтому металлические крепи могут претерпевать пластические деформации без потери несущей способности. После выправления деформированных элементов металлическая крепь может быть повторно использована для крепления горных выработок.

Металлы обладают высокой прочностью, причем прочность на изгиб и растяжение у них практически такая же, как и на сжатие (у каменных материалов прочность на изгиб и растяжение в 10...15 раз ниже прочности на сжатие). Так, прочность стали более чем в 10 раз превышает прочность бетона на сжатие и в 100...200 раз прочность на изгиб и растяжение; поэтому, несмотря на то, что плотность стали (7850 кг/м^3) в 3 раза выше плотности бетона (2500 кг/м^3), металлические конструкции при той же несущей способности значительно легче и компактнее бетонных. Этому способствует также высокий модуль упругости стали – $2{,}1 \cdot 10^5$ МПа (в 10 раз выше, чем у бетона и других каменных материалов). Еще более эффективны конструкции из легких сплавов (табл. 1.3).

Таблица 1.3 – Физико-механические свойства металлов и их сплавов

Металл	Предел прочности при растяжении, МПа	Плотность, кг/м^3
Чугун	100-600	7850
Углеродистая сталь	200-600	7850
Легированная сталь	500-1600	7850
Алюминиевые сплавы	100-300	2500-3000
Титановые сплавы	до 1500	4500-5000

В угольной промышленности для крепей горных выработок применяют чугунное и стальное литье, прокатную сталь (рис. 1.2) различных профилей и типоразмеров, сортовую сталь, а также готовые металлические изделия (метизы). Все сорта металлов и метизов, применяемые в качестве крепежного материала, должны удовлетворять требованиям соответствующих ГОСТов. Чугунное и стальное литье применяют в основном для тюбингов (ребристые сегменты кольцевой крепи), башмаков, фигурных накладок и других элементов крепи.

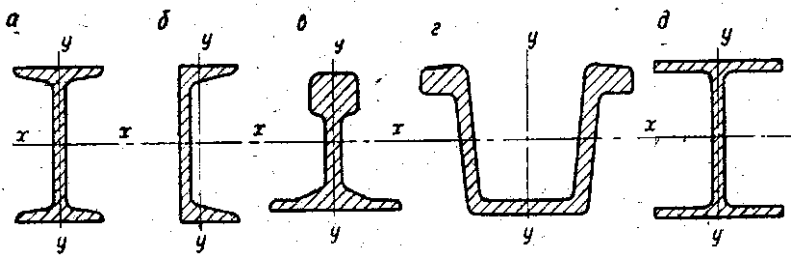


Рисунок 1.2 – Виды проката, применяемые для крепления подземных выработок:
а - двутавр; *б* - швеллер; *в* - рельс; *г* - спецпрофиль СВП; *д* - широкополочный двутавр

Стальные конструкции обычно выполняют из прокатных элементов различного профиля (выпускаемых по определенному перечню — сортаменту), трубчатых и гнутых профилей, полосовой и листовой стали. В строительстве чаще всего применяют следующие прокатные и

гнутые профили: двутавровые балки, швеллеры, уголки равно- и неравнополочные, квадратные и прямоугольные трубы. Каждый профиль выпускают нескольких типоразмеров, регламентированных стандартами.

Балки двутавровые изготовляют 23 типоразмеров от № 10 до № 60 (номер указывает высоту балки в см), длиной от 4 до 13 м;

швеллеры — 22 типоразмеров от № 5 до № 40 и длиной от 4 до 13 м. Помимо двутавровых балок и швеллеров указанных типоразмеров выпускают широкополочные двутавры и швеллеры, которые отличаются от обычных большей шириной полки и меньшей общей высотой профиля, при этом несущая способность элемента сохраняется. Широкополочные профили применяют, когда необходимо сократить высоту металлоконструкции.

Прокатную угловую равнополочную сталь выпускают 84 типоразмеров с шириной полок 20...250 мм и толщиной 3...30 мм, а ***неравнополочную*** — 50 типоразмеров с шириной большей полки 25...250 мм и толщиной полок 3...20 мм.

Гнутые профили — более рациональные металлические изделия, чем стальной прокат, так как они имеют более тонкие стенки и соответственно меньшие массу и расход металла при той же несущей способности. Гнутые профили выпускают в виде квадратных (размером от 40 х 40 до 180 х 180 мм) и прямоугольных (от 60 х 20 до 200 х 160 мм) труб, швеллеров (от 40 х 25 до 300 х 100 мм) и С-образных профилей.

Стальные прокатные и гнутые профили используют как самостоятельно, так и для получения составных металлических конструкций большой несущей способности: колонн, балок, ферм. Для изготовления стальных конструкций используют также листовую и широкополосную сталь толщиной 6...20 мм.

Для изготовления металлических рамных крепей применяют преимущественно ***специальный желобчатый шахтный профиль проката СВП*** (специальный взаимозаменяемый профиль) из горячекатаной стали марки Ст5 или слаболегированной стали шести типо-

размеров: 14, 17, 19, 22, 27 и 33 кг/м. Кроме указанных специальных шахтных профилей проката при изготовлении металлических крепей применяют в меньших объемах профили проката общего назначения – двутавровые балки, швеллеры, рельсы, уголковую равнобокую сталь и др.

Механические свойства сталей, применяемых для изготовления рамных крепей, приведены в табл. Г.1 (прил. Г).

Размеры и характеристики специальных взаимозаменяемых профилей проката (рис. 1.3) приведены в табл. Г.2 – Г.3, а профилей проката общего назначения, используемых для изготовления металлических крепей – в табл. Г.4 (прил. Г).

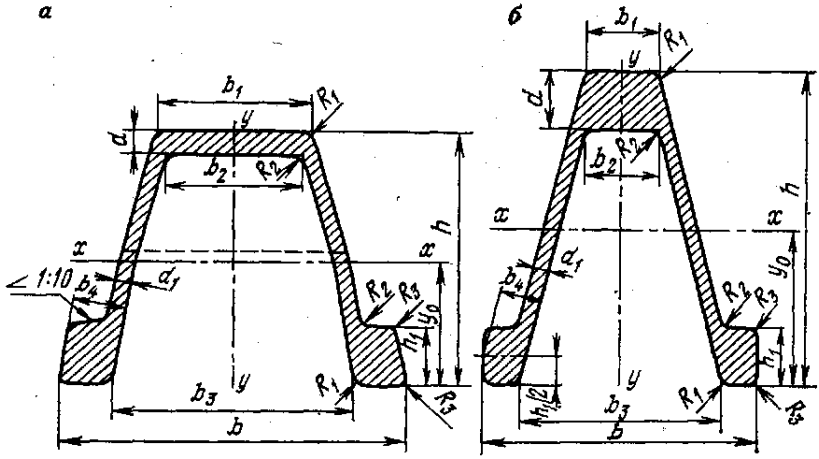


Рисунок 1.3 – Специальные взаимозаменяемые профили:
а - желобчатый (СВП);
б - унифицированный (СВПУ)

Большое количество стали используют в качестве ***арматуры*** в железобетоне. В среднем для получения 1 м^3 железобетона требуется 50...100 кг стали. Для армирования железобетона применяют стальные стержни и проволоку как непосредственно, так и в виде сеток и каркасов, изготовляемых в основном заводским методом.

В зависимости от условий применения арматуру подразделяют на ненапрягаемую — для обычного армирования и напрягаемую, используемую в предварительно напряженном железобетоне. Расчетные площади поперечных сечений и теоретическая масса арматурной стали приведены в табл. Г.5 (прил. Г).

Стержневая арматурная сталь представляет собой горячекатаные стержни диаметром 6...80 мм. В зависимости от марки стали и соответственно физико-механических показателей стержневую арматуру делят на шесть классов (табл. Г.6, прил. Г). С повышением класса увеличивается предел прочности и снижается относительное удлинение при разрыве арматурной стали.

Арматурные стержни класса А-I гладкие, А-II...А-VI – периодического профиля (рис. 1.4, *а, б),* что улучшает их сцепление с бетоном. Стержневую арматуру диаметром более 10 мм поставляют в виде прутков длиной от 6 до 18 м; диаметром 6...9 мм (называемую катанкой) – в бухтах и выпрямляют в стержни на месте применения.

Стальную арматурную проволоку изготовляют двух классов: В-I – из низкоуглеродистой стали (предел прочности 550...580 МПа) и В-II – из высокоуглеродистой или легированной стали (предел прочности 1300...1900 МПа). Проволоку получают из стальных прутьев путем вытяжки; при этом она упрочняется в результате изменения структуры металла (явление наклепа). Проволока класса В-I предназначена для армирования бетона без предварительного напряжения, а В-II – для предварительно напряженного армирования. Если на проволоке делают рифления для улучшения сцепления с бетоном (см. рис. 1.4, *в),* то в обозначение добавляют букву р (например, Вр-I или Вр-II).

Из стальной проволоки изготовляют также арматурные сетки и каркасы (см. рис. 1.4, *г, д*), нераскручивающиеся пряди (трех-, семи- и двенадцатипроволочные) марок П-3, П-7 и П-12 и стальные канаты. Канаты и пряди используют для напряженной арматуры.

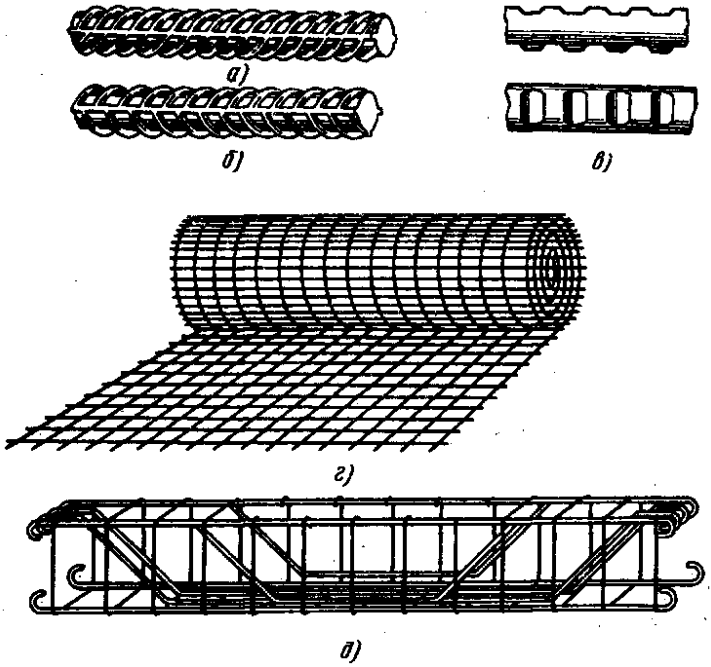


Рисунок 1.4 – Стальная арматура для железобетона:
а), б) – горячекатаные стержни периодического профиля; *в)* – холоднотянутая профилированная проволока; *г)* – арматурная сетка; *д)* – арматурный каркас

Рекомендации по применению различных классов арматуры для конкретных горных объектов, сооружений и условий эксплуатации содержатся в [3].

Нормативные сопротивления R_{sn} (МПа) для основных видов стержневой арматуры различных классов приведены в табл. Г.7 (прил. Г).

Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ (МПа) равны между собой и для проволочной арматуры классов ВР-I и ВР-II различных диаметров (мм) приведены в табл. Г.8 (прил. Г).

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s для предельных состояний первой и второй групп определяются по формуле:

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s , \qquad (1.7)$$

где γ_s – коэффициент надежности арматуры для предельного состояния первой группы (для второй группы γ_s = 1). Значения γ_s приведены в табл. Г.9 (прил. Г);

R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры растяжению.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию R_{sc}, используемые при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы, при наличии сцепления арматуры с бетоном принимаются равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_s, но не более 400 МПа (или 330 МПа при расчете стадии обжатия); для арматуры класса А-IIIв указанные значения принимаются равными соответственно 200 и 170 МПа. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном принимается значение R_{sw} = 0.

Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ вводят в расчет без учета условий работы.

Модуль упругости для различных классов арматуры приведен в табл. Г.10 (прил. Г).

1.5 Строительные растворы

Строительным раствором называют материал, получаемый в результате затвердевания рационально подобранной смеси ***вяжущего вещества*** (цемента, извести), ***мелкого заполнителя*** (песка) и воды, а в необходимых случаях и специальных добавок. До затвердевания этот материал называют растворной смесью.

По прочности на сжатие, выраженной в МПА, строительные растворы делят на марки: 0,4; 1; 2,5; 5; 7,5; 10; 15; 20. Растворы марок 0,4; 1; 2,5 изготовляют обычно на извести и местных вяжущих; растворы более высоких марок — на смешанном цементно-известковом, цементно-глиняном и цементном вяжущих.

Растворы применяют в пластичном состоянии при каменной

кладке, торкретировании стенок выработки, тампонировании пустот за крепью, для закрепления анкеров и при других процессах. Для горной крепи применяют растворы марок (МПа) 5, 7,5, 10.

Кроме обычных штукатурных и кладочных растворов в строительстве используют много разнообразных растворов специального назначения: гидроизоляционных, теплоизоляционных, акустических, рентгенозащитных, кислотоупорных и т. п.

Прочность цементного раствора при отсутствии отсоса воды определяется теми же факторами, что и прочность бетона. Зависимость предела прочности раствора при сжатии R_{28} от активности цемента $R_ц$ и цементно-водного отношения определяется формулой Н.А. Попова [1]:

$$R_{28} = 0{,}4R_ц(Ц/В - 0{,}3). \quad (1.8)$$

Прочность раствора, уложенного на пористое основание (кирпич), удобно выразить в зависимости от расхода вяжущего вещества, а не от Ц/В, поскольку после отсоса воды основанием в растворе остается примерно одинаковое количество воды:

$$R_{28} = kR_ц(Ц - 0{,}05) + 4. \quad (1.9)$$

Приведенная формула Н.А. Попова применима для цементно-известковых растворов: Ц – расход цемента, т/м^3 песка; коэффициент k зависит от качества песка: для крупного песка k = 2,2; песка средней крупности k = 1,8; мелкого песка k = 1,4.

1.6 Строительные пластмассы

Пластмассы (пластики) – материалы, обязательным компонентом которых являются *полимеры*. Кроме полимеров в состав большинства пластмасс входят наполнители, пластификаторы, красители и специальные добавки. У пластмасс довольно необычный для строительных материалов набор свойств, основные из которых:

1. высокая прочность при малой плотности (ρ_m < 1500 кг/м^3, а у газонаполненных пластмасс уникально низкая плотность – 50…10 кг/м^3);

2. более низкий, чем у традиционных материалов, модуль упругости и соответственно высокая деформативность; заметная ползучесть (развитие деформаций при длительном воздействии нагрузок);

3. высокая износостойкость при малой поверхностной твердости;

4. водостойкость, водонепроницаемость и универсальная химическая стойкость (к кислотам, щелочам, растворам солей);

5. невысокая теплостойкость (в основном 100…200^0 С; для некоторых пластмасс 300…350^0 С) и зависимость механических свойств от температуры;

6. хорошие электроизоляционные свойства и склонность к накапливанию статического электричества;

7. горючесть, усугубляемая токсичностью продуктов горения.

К полимерным *крепежным* материалам относятся стеклопластики, пластобетон, углепласт, химические составы на базе синтетических смол для закрепления анкеров в скважинах. Для затяжек в последнее время предложены различные синтетические тканевые материалы. Для закрепления анкеров в горных породах, а также для тампонажа закрепного пространства и нагнетательного упрочнения пород применяют различные синтетические полимерные растворы смол. Из пластических полимерных материалов изготавливают прокладки для блочной крепи, шайбы для гидроизоляции болтовых соединений тюбинговой крепи и т.п.

Стеклопластики – отвержденные синтетические смолы, армированные стекловолокном в виде стеклонитей, жгутов, холста или стеклоткани. Стекловолокнистые материалы обладают высокой прочностью на разрыв (1250…2500 МПа), не подвержены гниению, не гигроскопичны и термостойки. Элементы крепи из стеклопластика (стойки, верхняки, затяжки) обычно изготовляют прессованием, но могут также применяться методы литья, способы протяжки и намотки.

Пластобетон – каменный материал, состоящий из отвердевшей синтетической смолы, песка, а также щебня. Такой бетон имеет высокую прочность при сжатии (40…70 МПа), растяжении (5…6 МПа)

и изгибе (10…20 МПа), отличается значительной коррозионной стойкостью против агрессивных вод и водонепроницаемостью.

Углепласт представляет собой крепежный материал, из угольной пластмассы, получаемый горячим прессованием тонкоизмельченного угля с добавкой смолы при давлении 50…60 МПа и температуре 150…180^0 С или холодным отверждением в присутствии бензосульфокислоты. Углепласт имеет прочность на сжатие 40…70 МПа, применяется для изготовления элементов крепи в виде колец, тюбингов.

Клеи на основе полимеров. Клеевое соединение элементов строительных конструкций – один из самых прогрессивных методов в строительной технологии и в производстве строительных изделий. Подавляющее количество клеев, используемых для этих целей, - клеи на основе полимеров. Они выгодно отличаются от традиционных натуральных (казеинового, столярного и т.д.) клеев и клея на основе жидкого стекла (силикатный клей) большим разнообразием свойств и долговечностью. Полимерные клеи обладают высокой клеящей способностью к самым разнообразным материалам, биостойки, многие из них водостойки.

Свойства пластмасс обусловлены химическим строением полимеров, типом наполнителя, условиями изготовления, содержанием добавок – пластификаторов, красителей, стабилизаторов и другими факторами. ***Плотность*** пластмасс составляет 900…2200 кг/м^3. Наименьшую плотность имеют пластмассы на основе углеводородов. Например плотность ***полипропилена*** составляет 890…910 кг/м^3, ***полиэтилена*** 910…910 кг/м^3, ***полистирола*** 1060…1100 кг/м^3, а ***поливинилхлорида*** 1380…1400 кг/м^3. Плотность наиболее плотных пластмасс, содержащих тяжелые минеральные наполнители (***полимерных бетонов***), превышает 2000 кг/м3, а ***ячеистых*** с пористостью до 95% составляет 10…20 кг/м^3. В среднем пластмассы в 6 раз легче стали и в 2,5 раза – алюминия.

Модуль упругости пластмасс даже при нормальной температуре значительно меньше модуля упругости обычных строительных материалов. Например, модуль упругости *полиэфирных стеклопластиков*

0,1…0,31·10^5 МПа, *ненаполненных пластмасс* – 0,001…0,045·10^5 МПа.

Вопросы для самоконтроля:

1. Какие породы дерева применяют для крепления горных выработок?

2. Какие пиломатериалы вы знаете? Дайте их краткую характеристику.

3. Перечислите важнейшие свойства древесины. В каких пределах они меняются?

4. Что такое класс бетона? Какие существуют классы бетона по прочности на сжатие?

5. Как определить прочность бетона. Приведите расчетные формулы, поясните входящие величины.

6. Какие природные каменные материалы используют для возведения горных крепей?

7. Дайте характеристику керамического кирпича. Чем он отличается от силикатного кирпича?

8. Назовите основные виды металлических изделий, применяемых для крепей горных выработок, дайте их краткую характеристику.

9. Что такое специальный взаимозаменяемый профиль проката СВП? Для чего его применяют?

10. Какие виды арматуры используют в железобетонных крепях горных выработок?

11. Что такое строительный раствор? Назовите его состав, марки по прочности, область применения.

12. Как рассчитать прочность строительного раствора?

13. Перечислите основные свойства строительных пластмасс.

14. Назовите виды полимерных крепежных материалов. Дайте их краткую характеристику.

2. НАЧАЛЬНЫЕ СВЕДЕНИЯ О КРЕПЛЕНИИ ВЫРАБОТОК

2.1 Подземные объекты и их назначение

В настоящее время освоение подземного пространства стало одним из главных направлений развития человеческой цивилизации. Наряду с обычным назначением подземных выработок, с помощью которых осуществляют добычу твёрдых полезных ископаемых, всё большая часть сооружаемых подземных объектов служит как транспортные магистрали, — тоннели и станции метрополитена, железно- и автодорожные тоннели, гидротехнические тоннели (для перемещения воды), магистральные газопроводы и нефтепроводы, трубопроводы различного назначения (например, углепроводы и др.). Растёт число подземных объектов тепло- и энергоснабжения и других производств.

Для решения своих возросших энергетических потребностей и учитывая особую экологическую опасность ядерной энергетики, всё больший объём приобретает строительство подземных АЭС и ГАЭС, что, несмотря на некоторое увеличение стоимости (на 30-35%) по сравнению с наземными, обеспечивает высокую надёжность и безопасность при авариях и террористических атаках. Особое внимание уделяется использованию подземных выработок для производства аграрной продукции (цветов, рыбы, шампиньонов и др.), которое не зависит от смен времён года и может быть сверхэффективным. Широко начинают применять подземные хранилища пищевых продуктов, где благодаря постоянству температуры, регулируемых газообмену и влажности можно обеспечить длительную сохранность продуктов, овощей и фруктов.

Как подземные хранилища нефти, газа и их производных, могут служить особые горные выработки, проводимые в газонепроницаемых породах (например, в толще соли). Это позволяет: уменьшить потери, снизить пожароопасность, защитить от внешних воздействий, обеспечить высокую технико-экономическую эффективность и др. Чем больше вместимость подземного хранилища, тем выше его эффективность (особенно при объёмах свыше 40-50 тыс. $м^3$).

Подземные лечебные учреждения располагают в выработках большого поперечного сечения (камеры) отработанных солевых шахт, где обеспечены уникальные для здоровья условия: наличие естественной ингаляции (благодаря насыщенности среды химическими элементами), постоянство давления, влажности и температуры воздуха, полное отсутствие шума, болезнетворных бактерий, вибраций, солнечной радиации и др.

Искусственно созданные полости в массиве горных пород обобщённо называют подземными объектами. Все они могут быть условно отнесены по своему назначению к четырём важнейшим группам:

1. Промышленно-хозяйственные: энергетические и горно-промышленные комплексы, выработки для добычи полезных ископаемых, атомные электростанции, промышленные предприятия, транспортные магистрали, аграрные объекты, хранилища, склады, гаражи, автостоянки;

2. Социально-бытовые и коммунальные: коммунальные тоннели, гостиницы, библиотеки, спортзалы, кинозалы, магазины, рестораны, бассейны, больницы и др.;

3. Экологические: хранилища-могильники для радиоактивных отходов и вредных веществ, опасные производства, заводы по переработке отходов и др.;

4. Транспортные: гидротехнические и транспортные тоннели. метрополитены, водоводы, магистральные нефтепроводы, магистральные газопроводы, горно-промышленные тоннели, акведуки и виадуки и др.

2.2 Горные выработки

В настоящее время наибольшее распространение среди подземных объектов нашли горные выработки, которые сооружают при добыче полезных ископаемых

Горная выработка — искусственная полость в массиве горных пород, созданная в результате ведения горных работ и предназначен-

ная для целей транспорта (грузов, материалов, людей, потоков жидких или газообразных сред), складирования, хранения или работы машин и оборудования различного назначения, а также для иных горнотехнических целей.

В зависимости от угла наклона, выработки различают вертикальные: стволы и «слепые» стволы, наклонные: уклоны и восстающие (бремсберги) и горизонтальные: штреки и квершлаги. По своей ориентации относительно залегания пород различают выработки, пройденные вдоль напластования (по простиранию и падению) и вкрест напластования (квершлаги). Если выработка пройдена по пласту, её называют пластовой, если только по породе – полевой.

Выработки могут иметь разное назначение: транспортные (с рельсовыми путями и конвейерные), вентиляционные, вспомогательные (ходки, орты, просеки и пр.). Ввиду сложности горного хозяйства имеются и переходные типы выработок по назначению, ориентации и другим признакам. Многие выработки являются многофункциональными.

Среди выработок часто встречаются камеры, которые, в отличие от протяжённых выработок (длина значительно превышает поперечные размеры) имеют при сравнительно больших поперечных размерах небольшую длину. Камеры имеют разное назначение: для размещения оборудования (камера насосная, вентиляторная, лебедочная, трансформаторная, подземная подстанция и т. д.), для материалов и инвентаря (камера противопожарная, для запасных частей) или для санитарных и других целей (камера ожидания, диспетчерская, медицинский пункт и т. д.).

Особое место среди выработок занимают ***подземные сооружения***, к которым относят объекты промышленного, гражданского, коммунального и военного назначения, расположенные в массиве под дневной поверхностью. С каждым годом роль подземных сооружения увеличивается, а объёмы их строительства, особенно в развитых промышленных странах, становятся соизмеримыми со строительством поверхностных объектов. К подземным сооружениям в первую оче-

редь следует отнести тоннели различного назначения: ***транспортные*** (автомобильные, железнодорожные, метрополитены и др.), ***гидротехнические*** (для работы гидроэлектростанций, водоводы для городов, мелиорация и др.), ***коммунальные*** (под городами для прокладки коммуникаций, перемещения фекальных и сточных вод и пр.) и др.

Площадь поперечного сечения горных выработок может меняться от 4 до 500 м^2 и более. Горная выработка может иметь различную форму поперечного сечения. Это зависит от требований по её эксплуатации, условий проведения, обеспечения устойчивости пород контура, материала и конструкции крепи и других факторов. Чаще всего, горные выработки бывают круглой, прямоугольной, трапециевидной и арочной формы.

Наиболее устойчива круглая форма поперечного сечения выработок с гладким контуром, но сооружение её достаточно трудоёмко. Поэтому круглыми выполняют, как правило, вертикальные стволы диаметром от 4 до 9 м, технология сооружения которых с использованием, как правило, монолитного бетона с использованием створчатых или секционных опалубок, позволяет легко создать круглую форму. Нередко круглыми выполняют и тоннели различного назначения, которые имеют большую протяжённость и постоянное направление (чаще – горизонтальные или слабо наклонные), их сооружают с помощью комбайнов бурового типа, создающие круглую форму забоя.

Обычным горизонтальным и наклонным выработкам придают сводчатую или прямоугольную (трапециевидную) форму. Размеры поперечного сечения выработок определяются в зависимости от габаритов оборудования и требований вентиляции. Так, на ширину и высоту выработки влияют тип и размер транспортных устройств, величина зазоров между оборудованием и крепью или стенками выработки, ширина проходов для движения людей и др. Как правило, ширина выработки в 1,5…2 раза превышает её высоту.

Вентиляционные требования обусловливают необходимое количество воздуха, которое следует подать по выработке и скоростью движения воздушной струи. Скорость движения струи воздуха по вы-

работке регламентирована правилами безопасности и в основных транспортных выработках должна находиться в пределах 0,5 – 8 м/с.

Главные откаточные и вентиляционные выработки должны иметь сечение не менее 4 $м^2$ если крепь рамная (металлическая или деревянная) и не менее 3,5 $м^2$ для бетонной крепи. Высота выработок в свету должна быть не менее 2 м от головки рельсов.

2.3 Крепи горных выработок

Для обеспечения устойчивости породного контура, безопасных условий эксплуатации и необходимого срока службы горных выработок их необходимо крепить, а при нарушении крепи – ремонтировать и поддерживать в требуемом техническими условиями состоянии.

Крепью называют инженерные конструкции, возводимые в подземных выработках для сохранения необходимых размеров их поперечного сечения и предотвращения обрушения пород в выработку.

Крепь горных выработок должна удовлетворять техническим, технологическим и экономическим требованиям, перечень которых достаточно широк, а отнесение их по категориям носит, в некотором смысле, условный характер. Большое количество разнообразных требований свидетельствует о сложности крепи как объекта проектирования.

Удовлетворить всем требованиям к крепи одновременно не представляется возможным ввиду их взаимной противоречивости (например, несущая способность и стоимость, прочность элемента крепи и его масса и т.д.). Поэтому до сих пор проектирование крепи, как и многих других инженерных объектов, представляет собой поиск компромиссных решений, а успех проектирования во многом зависит от квалификации и опыта проектировщика.

Представление о типах требований даёт табл. 2.1, где они разделены на две категории по целесообразности их максимизации или минимизации.

Таблица 2.1 – Требования к конструкциям крепи горной выработки

Требования	Необходимо	
	максимизировать:	**минимизировать:**
Технические	Прочность, устойчивость, несущую способность, долговечность, срок службы, сейсмостойкость, адаптивность к изменению условий	Площадь и размеры, масса, деформации элементов, аэродинамическое сопротивление
Технологические	Безопасность; механизацию возведения; скорость и удобство транспортировки, монтажа, демонтажа, ремонта; простоту и доступность контроля качества; влаго- и огнестойкость, гладкость поверхности	Тепло-, водо- и газопроводность; время возведения и набора прочности, частота ремонтов, повреждаемость взрывом
Экономические	Экономическую эффективность, ресурсо- и энергосбережение, экологическую безопасность, производительность, энергооруженность	Стоимость; затраты на материалы, труд, энергию и эксплуатацию оборудования трудоёмкость возведения, срок окупаемости, расходы на ремонт и восстановление

На большинство требований существуют нормы и ограничения в нормативных материалах по проектированию горных выработок и конструкций крепи [6, 7]. Анализируя табл. 2.1, можно заметить, что многие требования противоречат друг другу. Например, в технических требованиях необходимость максимизировать прочность и устойчивость вступает в противоречие с требованиями минимизации стоимости, массы и размеров, проницаемости крепи и т.д.

Искусство проектирования заключается в разработке такой конструкции крепи, в которой достигается оптимальное сочетание противоречивых требований, т.е. обеспечивается высокие технические и технологические показатели крепи при минимальных общих затратах.

Минимизация общих затрат за весь срок эксплуатации горной выработки может служить надёжным критерием оптимизации конструкции крепи.

Горную крепь подразделяют по разным признакам, к которым в первую очередь можно отнести:

- **тип выработок**: для протяжённых выработок (стволов, горизонтальных и наклонных), камер, тоннелей разного назначения и др.
- **тип крепи** – сплошная, рамная, анкерная, породонесущая, блочная, тюбинговая, комбинированная и др.
- **материал крепи** – дерево, сталь, чугун (тюбинги), камень, бетон, железобетон, смешанный, полимеры, армопородный и др.;
- **срок службы** – временная (в забое) и постоянная (до 10, 50 и более 50 лет)
- **режим взаимодействия с массивом –** режим заданной нагрузки (податливые крепи постоянного сопротивления), режим заданной деформации (жесткие или ограниченно-жёсткие крепи), нарастающего сопротивления, комбинированный, ступенчато изменяющийся;
- **деформативная способность** – жёсткая (до 50 мм), ограниченно-податливая (50-300 мм), с конструктивной и технологической податливостью (более 300 мм);
- **несущая способность** – крепь изолирующая, оградительная, поддерживающая (до 0,05 МПа), грузонесущая (крепи слабые до 0,1 МПа, средние 0,1…0,5 МПа, мощные 0,5…1,0 МПа, особо мощные более 1,0 МПа); отпорная, породонесущая;
- **тип соединения несущих элементов**: шарнирные, жёсткие, с узлами продольной и изгибной податливости, со сцеплением с массивом, реактивным отпором, скольжением по породе и др.

Временная крепь предназначена для поддержания выработки лишь вблизи забоя до установки постоянной крепи. Постоянная крепь должна обеспечивать устойчивость выработки в течение всего срока её существования.

Вопросы для самоконтроля

1. Назовите подземные горные выработки производственного назначения

1.1 горизонтальные,

1.2 вертикальные

1.3 наклонные

2.Дайте анализ достоинств и недостатков

2.1 круглой формы выработок,

2.2 прямоугольной формы выработок,

3.Какие технические свойства крепи следует минимизировать?

4.Какие технологические свойства крепи следует максимизировать?

5. Как крепи подразделяются

5.1 по несущей способности?

5.2 по режиму взаимодействия с массивом?

5.3 типу соединения элементов?

6. Какие экономические требования к крепи противоречат техническим?

3. ЗАКОНЫ ПРОЯВЛЕНИЙ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ

3.1 Этапы развития науки о горном давлении

Ещё со времён промышленной революции (XVIII—XIX вв.), начало которой было связано с изобретением эффективного парового двигателя Дж. Уаттом в Англии во второй половине XVIII века, горная промышленность из-за резко возросшего объёма добычи полезных ископаемых столкнулась с проблемой обеспечения безопасности работ. В первую очередь это было связано с обрушениями пород в горные выработки, которые происходили в массовых масштабах и сопровождались гибелью горняков. Вот почему горные инженеры и учёные настойчиво пытались создать методы расчёта и прогноза поведения пород в горных выработках.

Опыт подземных работ и анализ обрушений пород показал, что

вокруг выработки образуются зоны разрушенных пород, которые оказывают давление на крепь горных выработок. Уже в середине XIX в. возобладала точка зрения, что после своего образования контуры зоны обрушения приобретают устойчивую форму, что дало основание называть их сводами естественного равновесия (далее СЕР). Различные учёные по-разному пытались предугадать размеры и вес сводов обрушения, чтобы определить возможную нагрузку на крепь со стороны разрушенных пород.

Научно обоснованные гипотезы о горном давлении стали появляться в разных странах с середины XIX в. Вначале, когда глубины были малыми, полагали, что на крепь выработки давит полный вес столба породы над ней. Шульц (1867) рассматривал пласт породы в кровле выработки как изгибающуюся балку. В. Риттер (1879) определял уравнение кривой свода оторвавшихся от массива пород, давящего на крепь под собственным весом. Грегер (1881) пытался определить давление на крепь по излому установленной крепи. Энгессер (1882) на основе лабораторного моделирования сводообразования в сыпучих телах определил условия образования сводов, считая их форму параболической; Фейоль (1885) провёл лабораторные опыты и шахтные наблюдения за изгибом и расслоением пластов на различном удалении от кровли. Биргбаумер (1992) предполагал, что на крепь выработки давит вес жёсткого столба пород над выработкой, который частично удерживается боковыми силами трения. Манцель (1894) показал наличие в породном массиве значительных напряжений, способных разрушить любую крепь. Янсен (1895) решил дифференциальное уравнение равновесия сыпучего в силосе с учётом боковых распорных напряжений. Коммерель (1912) считал, что своды имеют параболическую форму и их высоту следует определять по прогибу кровли выработки. Протодьяконов М.М. (1908) предложил свою гипотезу и расчётный метод определения высоты параболического свода над выработкой и давления его на крепь [8] и т.д.

В настоящее время в отечественной проектной практике расчёта горного давления возобладал упрощённый, главным образом эмпири-

ческий подход, типичным представителем которого стал нормативный документ по проектированию подземных горных выработок [6]. Он появился в 1980 гг. и используется в странах СНГ проектными и производственными организациями с некоторыми несущественными коррективами вплоть до настоящего времени. Основным достоинством этого документа является предельная простота и доступность использования, отсутствие требований по проведению инструментальных инженерных изысканий для определения свойств и исходного напряжённо-деформированного состояния горного массива. Он отличается минимальной потребностью в исходных данных, низким уровнем требований к квалификации проектировщика. Если коротко – такой документ в своей расчётной части вполне соответствовал началу XX в.

Однако преимущества таких упрощённых подходов, оправданные отсутствием должной лабораторной и теоретической базы, обращаются в свою противоположность, поскольку устарели представления о явных физических механизмах развития ПГД, нет содержательной теоретической базы и обоснованной расчётной схемы взаимодействия массива с крепью, принятые критерии ПГД (например, абсолютное смещение пород контура выработки U, что предлагал ещё Шульц в 1867 г.!), не являются инвариантами и отражают одно из ***последствий*** ПГД, а не исходную его ***причину***, и т.д. Переход на большие глубины освоения подземного пространства и ведение горных работ в сложных горно-геологических условиях (ГГУ) вскрыл несостоятельность существующих подходов и поставил задачу их кардинального изменения.

Особенно важно установить основные закономерности, которым подчиняются ***процессы*** деформирования и разрушения пород. В настоящее время следует перейти от статической картины равновесия пород над выработкой к исследованию развития горного давления вокруг выработки во времени, т.е. изучению направленности процессов разрушения и деформирования пород вокруг подземного объекта.

Закономерности развития ПГД должны обладать достаточной общностью для охвата всего многообразия ПГД и, в то же время, информативностью и конкретностью с целью обоснования расчётных

схем и области их применения. Основываясь на этих базовых закономерностях можно, без опасения совершить критическую ошибку, развивать расчётные методы прогнозирования горного давления.

3.2 Об оптимальной форме выработки

Для адекватного описания разрушения пород вокруг выработки нами [9] предложен удобный безразмерный параметр – ***локальный нормированный критерий разрушения*** (ЛНКР) ω_*, позволяющий сопоставлять действующие напряжения с прочностью пород в рассматриваемой точке массива:

$$\omega^* = F(\sigma_{ij}) / F(\sigma_{ij}; c_{ij}), \qquad (3.1)$$

где $F(\sigma_{ij})$ – функция действующего тензора напряжений в данной точке массива, Па;

$F(\sigma_{ij}; c_{ij})$ – функция, вычисляемая в соответствии с теорией прочности пород [10], зависит от тензора действующих напряжений σ_{ij} и параметров прочности c_{ij} (когезий отрыва σ_0 и сдвига τ_0, коэффициента хрупкости α).

Критерий ЛНКР ω^* позволяет удобно описать целый ряд важных состояний породы при её нагружении напряжениями различных знаков.

Таблица 3.1 – Поведение породы при разных ЛНКР

ЛНКР	Особенности разрушения пород
$-1 < \omega^* < 1$	разрушение отсутствует (породный контур устойчив)
$1 \le \omega^*_+$	разрушение от сжатия по механизму сдвига
$\omega^*_- \le -1$	разрушение от растяжения бегущими трещинами отрыва

Важную роль в понимании устойчивости выработки играет понятие оптимальной формы выработки, без которого затруднительно оценить развитие в ней горного давления. Под оптимальной формой выработки ранее понимали такую её форму, при которой достигается равномерная концентрация напряжений на её породном контуре.

В терминах введённого понятия локального нормированного критерия разрушения (ЛНКР) на контуре выработки мы предлагаем более ***общее условие оптимальности формы*** выработки, а именно – на всём протяжении контура выработки должно соблюдаться постоянство критерия ЛНКР $\omega^* = Const$.

Оптимальная форма выработки в однородных породах – это эллипс со строго заданным соотношением горизонтальной *a* и вертикальной *b* полуосей:

$$\left(\frac{a}{b}\right)_{opt} = \lambda; \quad \lambda = \frac{p_2}{p_1}, \tag{3.2}$$

где λ – ***коэффициент бокового распора***, равный отношению минимальной p_2 к максимальной (часто вертикальной) p_1 компоненте исходного поля напряжений горного массива.

Таким образом, исходное напряженное состояние массива, которое удобно задавать с помощью коэффициента бокового распора ***λ,*** диктует нам ту форму выработки, при которой она будет наиболее устойчивой. Только в этом случае в разных точках контура эллиптической выработки по всему её периметру тангенциальные напряжения одинаковы и равны:

$$\sigma_\theta = p_1(1+\lambda). \tag{3.3}$$

Однако, если, как это часто бывает, прочность пород в кровле $\sigma_c^{кр}$ и боках $\sigma_c^{б}$ существенно различается, то равенство (3.2) следует заменить новым соотношением для оптимальной формы выработки:

$$\left(\frac{a}{b}\right)_{opt} = \sqrt{\frac{S_б}{\lambda} + \frac{(S_б+1)^2(1-\lambda)^2}{16\lambda^2}} - \frac{(S_б+1)(1-\lambda)}{4\lambda}, \qquad (3.4)$$

где $S_б$ – соотношение прочности пород в кровле и боках выработки, $S_б = [\sigma_c^{кр}]/[\sigma_c^{б}]$.

Если прочность пород в кровле меньше, чем в боках ($S_б$ < 1), то выработке следует придать более «приземистую» оптимальную форму и наоборот. Возможен ещё один случай, когда на контуре выработки различается прочность в кровле $\sigma_c^{кр}$ и почве $\sigma_c^{п}$ выработки, а прочность в боках $\sigma_c^{б}$ принимает промежуточное значение. Тогда получим при соблюдении условия равенства ЛНКР $\omega_{кр}^{*} = \omega_{п}^{*}$ разные полуоси эллипсов для кровли и почвы, а оптимальная выработка приобретёт овальную форму, более вытянутую в сторону меньшей прочности либо вверх (рис.3.1), либо вниз. Если залегание пластов наклонное, то ранее вертикальная ось оптимальной формы выработки вследствие прочностной анизотропии будет повёрнута и ориентирована по нормали к напластованию пород.

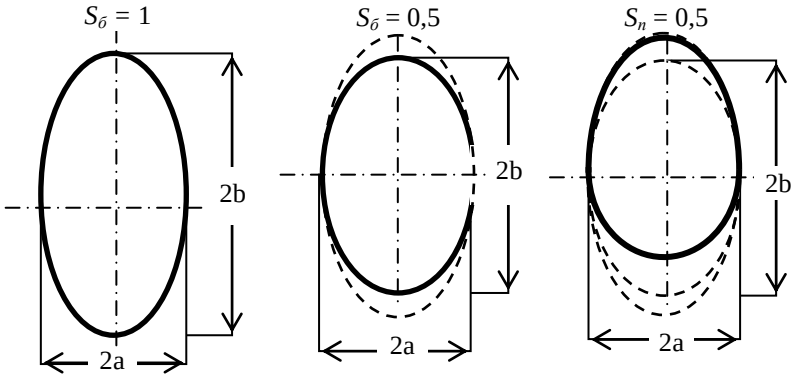


Рисунок 3.1 – Оптимальная форма выработки при разных соотношениях прочности пород в кровле и боках $S_б$, $S_п$, и λ = 0,5

3.3 Главное техническое противоречие горной геомеханики

Понятие оптимальной формы горной выработки является важным ***критерием оценки развития*** проявлений горного давления, который в наиболее простом виде можно сформулировать так: если разрушение пород приводит к тому, что новый контур выработки приближается к оптимальной форме, то следует считать, что устойчивость выработки по мере ее формоизменения повышается, в противном случае устойчивость выработки снижается.

Поскольку значение коэффициента бокового распора λ в большинстве горнопромышленных регионов, в том числе и в Донбассе, чаще всего удовлетворяет неравенству $\lambda < 1$, то оказывается, что оптимальная форма выработки с позиций теории должна иметь соотношение размеров $(a/b)_{opt} = \lambda < 1$, т. е. ширина должна быть меньше, чем высота $a < b$. Такая выработка должна быть «узкой и высокой». В то же время технологические и функциональные требования, вытекающие из необходимости размещения оборудования и полезного использования сечения, – однозначны: выработка должна быть «низкой и широкой», т.е. $(a/b) > 1$.

ГЛАВНОЕ ТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОТИВОРЕЧИЕ:	требования геомеханики ➔ $(a/b)_{opt} = \lambda < 1$
	требования технологии ➔ $(a/b) > 1$

Таким образом, требования теории горной геомеханики и требования практики использования выработки являются взаимно исключающими. В этом состоит смысл ***главного технического противоречия*** горной геомеханики.

Пока горные работы велись на относительно небольших глубинах (до 300...400 м) и в сравнительно благоприятных ГГУ, интенсивность ПГД была низкой, и нарушение закона оптимальности формы выработки не приводило к резкому ухудшению ее устойчивости. Но

затем, по мере перехода на большие глубины, положение коренным образом изменилось – устойчивость большинства выработок стала катастрофически низкой, а расходы на ремонты и перекрепления – чрезмерными. Решение этой проблемы оказалось невозможным в рамках старых представлений о ПГД[1] [9].

Как же и в каких случаях меняется форма выработки при разрушении породного контура, удаляется ли она от оптимальной (3.4) или приближается?

Основываясь на экспериментальных данных и теоретических исследованиях, впервые удалось установить важный ***обобщенный закон перераспределения напряжений*** при разрушении и формоизменении контура выработки: если кривизна контура при разрушении пород увеличивается, то напряжения здесь возрастают, а при уменьшении кривизны – снижаются вплоть до появления растягивающих напряжений (с учетом знаков – плюс для сжимающих и минус для растягивающих напряжений). Этот обобщенный закон позволил обосновать фундаментальные закономерности, которым подчиняются все известные формы ПГД [11].

Вопросы для самоконтроля

1. Какие этапы развития представлений о горном давлении вы можете назвать?

2. Для чего нужен и чему равен локальный нормированный критерий разрушения ЛНКР?

2. Как разрушается порода при разных значениях ЛНКР?

3. Что такое оптимальная форма выработки? Как её определить?

4. От каких параметров зависит оптимальная форма выработки?

5. В чём сущность главного технического противоречия горной геомеханики?

6. Как происходит перераспределение напряжений вокруг выработки при разрушении пород?

[1] Проблема была решена в 70-х гг. прошлого века в ДонГТУ

3.4 Фундаментальные закономерности развития ПГД

Фундаментальные закономерности (ФЗ) рассматривают не статическое равновесие пород, как это делалось ранее в различных классификациях горного давления, а развитие (кинетику) процессов разрушения контура, определяющих особенности его формоизменения. ФЗ подтверждены экспериментально и аналитически и допускают достаточно простую и интуитивно понятную формулировку.

Первая фундаментальная закономерность **(ФЗ-I)*:*** при разрушении пород вокруг выработки от растягивающих напряжений концентрация напряжений вокруг нее снижается, критерий ЛНКР ω_{-}^{*} уменьшается по всему контуру, форма выработки в процесс разрушения приближается к оптимальной, скорость движения фронта хрупкого разрушения асимптотически падает до нуля, разрушение останавливается, а окончательный контур разрушенных пород приобретает устойчивую форму в виде ***свода естественного равновесия*** (рис. 3.2).

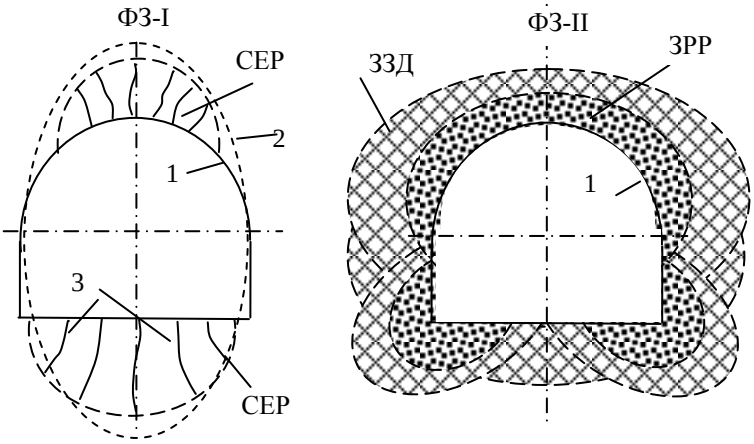


Рисунок 3.2 – Горное давление в условиях I и II фундаментальных закономерностей

Если выработка надлежащим образом закреплена, то в условиях **ФЗ-I** на крепь выработки оказывают давление породы, заключенные в своде естественного равновесия (СЕР). Крепь работает в режиме заданных нагрузок, которые не зависят от деформационных показателей крепи (от податливости). Поэтому при СЕР можно использовать крепи самых разнообразных конструкций и режимов работы – нагрузки на них со стороны СЕР будут одинаковы. На рис.3.2 показан общий случай возникновения СЕР в кровле и (или) в почве выработки 1, своды формируются бегущими трещинами разрыва.

Вторая фундаментальная закономерность (ФЗ-II): при разрушении пород вокруг выработки от сжимающих напряжений концентрация напряжений на фронте разрушения повышается, критерий ЛНКР ω_+^* возрастает, а поскольку форма нового контура выработки по мере разрушения пород удаляется от оптимальной, то ее устойчивость снижается, скорость движения фронта хрупкого разрушения растет, поэтому выработка без особых мер по ее охране теряет устойчивость (происходит ее «завал»), а при наличии крепи достаточного отпора формируется ***зона запредельных деформаций*** (ЗЗД).

В условиях **ФЗ-II** вокруг выработки возникает зона запредельных деформаций (ЗЗД), переходящая в зону «руинного» разрушения ЗРР (рис. 3.2), нелинейно взаимодействующие с крепью. Нагрузка на крепь здесь существенно зависит от времени и условий её возведения, а также деформационно-силовых характеристик (ДСХ) конструкции.

Поэтому приходится для характеристики крепи вводить и использовать понятие «жёсткость конструкции» E_k, т.е. степень роста отпора крепи q на единицу её податливости U (т.е. смещения в выработку) в виде частной производной от базовой деформационно-силовой характеристики крепи $q = f(u)$:

$$E_k = \frac{\partial q}{\partial U} \approx \frac{\Delta q}{\Delta U};\ \ \frac{kPa}{м}\ . \qquad (3.5)$$

У идеально податливых крепей E_k=0, у «идеально» жёстких $E_k \to \infty$. Чем больше жёсткость конструкции крепи E_k, тем выше нагрузка q на неё со стороны массива, тем меньше смещения U пород внутрь выработки.

Исследование и раскрытие этих закономерностей в различных условиях и составляет предмет изучения механики подземных сооружений. Отметим, что определение параметров взаимодействия зон ЗЗД и ЗРР с крепью относится к самым сложным проблемам геомеханики, которые до сих пор не нашли своего удовлетворительного решения.

В табл. 3.2 приведены оценки границ условий реализации ПГД. Уместно обратить внимание, что в терминах фундаментальных закономерностей ПГД находят своё объяснение и столь широко используемые, но весьма неопределённые понятия «малые» и «большие» глубины разработки. Теперь эти термины обретают вполне конкретное значение. В таблице приведены основные параметры, обусловливающие особенности ПГД на «малых» и «больших» глубинах: коэффициент бокового распора λ, критерий ЛНКР ω^* – именно они «диктуют», какие закономерности ПГД станут определяющими для устойчивости горной выработки.

Понятия «малая» и «большая» глубина не следует понимать буквально. Так, глубина 300 м в условиях объединения «Павлоградуголь» будет считаться «большой» $\omega_+^* > 1$, а 1000 м в «Ровенькиантрацит» может быть «малой», в зависимости от значения критерия ЛНКР ω^*, который ввиду высокой прочности пород может оказаться меньше единицы.

Таблица 3.2 – Особенности реализации ПГД на условно «малых» и «больших» глубинах

Влияние основных факторов на ПГД	Фундаментальные закономерности	
	ФЗ–I	**ФЗ–II**
Коэффициент бокового распора массива λ	< 0,3...0,5	> 0,3...0,5
Критерий ЛНКР ω^*	$\omega^*_- < -1$	$\omega^*_+ > 1$
Тип разрушения пород вокруг выработки	от растяжения	от сжатия
Форма проявлений горного давления	СЕР	ЗЗД + ЗРР
Условное название глубин разработки	«малые»	«большие»

Проанализируем особенности проявлений ПГД на условно «малых» и «больших» глубинах разработки, т.е. когда происходит разрушение пород вокруг выработки по различным механизмам. Отразим это в сводной таблице, чтобы избежать длиннот текстовых описаний. Будем искать искомые зависимости давления q на крепь со стороны горного массива и смещений U пород в выработку в результате разрушения пород окружающего массива (табл.3.3) в виде:

$$\begin{aligned} q &= q(H;[\sigma];\ r_0;U;\ldots) \\ U &= U(H;[\sigma];\ r_0;q;\ldots) \end{aligned}, \qquad (3.6)$$

где $[\sigma]$ – предел прочности пород;

r_0 – характерный размер выработки.

В табл. 3.3 приведены оценки основных зависимостей, характеризующих ПГД в выработке при реализации **I** или **II–ФЗ**, т.е. в «обычных» и «сложных» горно-геологических условиях. Здесь же показаны зависимости q и U от наиболее важных влияющих факторов X_k

($k \in 1...4$) в виде оценки знака и величины их частных производных $\partial q / \partial X_k$ и $\partial U / \partial X_k$ по каждому из факторов. Если зависимость по данному параметру ≈ 0 или = 0, то его роль несущественна или равна нулю, если ≤ 0 или $<< 0$ – то параметр уменьшает или существенно снижает q или U, знак $>> 0$ имеет противоположное значение.

Столь разительные (без преувеличения – противоположные!) отличия в поведении массива вокруг выработки на «малых» и «больших» глубинах разработки, с одной стороны, позволяют объяснить причины резкого снижения устойчивости выработок при увеличении глубины, а с другой стороны – показывают, что предотвращать проявления ПГД на «больших» глубинах следует с использованием качественно новых способов, направленных не только на удержание разрушенных пород крепью, но и на изменение главных влияющих факторов – напряжённого состояния пород и их прочности.

3.5 Новая классификация проявлений горного давления

Поскольку большинство существующих классификаций ПГД основано на рассмотрении, как правило, лишь одной из множества возможных его форм, и то лишь в статике, они не вполне способны адекватно отражать сложные процессы изменения устойчивости выработки.

Какие требования следует предъявить к методу прогноза и классификации ПГД? К сожалению, формулировке таких требований до сих пор не уделялось внимания. Это было обусловлено в определенной степени влиянием традиций, возникших в самом начале изучения ПГД, когда на первый план ставились задачи определения нагрузки на крепь – «горное давление». Теперь можно, исходя из современных представлений о физико-механических процессах, происходящих в массиве горных пород, эти требования сформулировать.

Итак, метод прогноза ПГД **должен**:

1. Исходить из чётко поставленной расчётной схемы задачи, основанной на физически обоснованной механической модели процессов

деформирования и разрушения массива горных пород в окрестности выработки.

2. Учитывать особенности исходного напряжённо-деформированного состояния (НДС) массива горных пород, а также его аномалии, возникающие при ведении горных работ.

3. Рассматривать ПГД не как статический феномен конечного равновесия пород вокруг выработки, а как процесс разрушения пород, последовательно развивающийся во времени и способный «ветвиться», т. е. менять направление своего развития во времени и в пространстве.

4. Учитывать особенности взаимодействия крепи и элементов охраны с окружающим массивом в процессе его деформирования и разрушения.

5. Оценивать влияние «неосесимметричных» горнотехнических факторов, способных значительно исказить форму и размеры зон ЗЗД и ЗРР вокруг выработки (деформационная и прочностная анизотропия и неоднородность свойств и состояний массива и крепи).

6. Определять достоверность результатов прогноза ПГД и вероятностный их разброс.

В основу новой классификации горного давления и устойчивости подземных выработок были положены установленные фундаментальные закономерности. Классификация базируется на составлении паспорта устойчивости контура выработки и вычислении значений на нём ЛНКР ω_*, а затем анализе изменения знака и величины ЛНКР при формоизменении контура в процессе его разрушения [11].

Согласно фундаментальным закономерностям ПГД, если в процессе разрушения пород происходит повсеместное уменьшение по модулю локального критерия ω_*, то разрушение самопроизвольно прекратится и новый контур выработки будет устойчив. Напротив, при возрастании ЛНКР ω_* породный контур выработки будет неустойчив и выработка, в конечном счёте, будет разрушена, если не принять соответствующие меры по её креплению и охране.

Вторичными классификационными признаками, позволяющими выделить многочисленные подклассы в предлагаемой классификации, являются:

– модель поведения горных пород (пластичная, хрупкая, вязкоупругая и др.);

– участок на контуре выработки, где идут процессы разрушения (кровля, почва, бока);

– геоструктура массива (трещиноватость, слоистость, неоднородность и пр.);

– ориентация выработки в пространстве и относительно напластования и др.

Представление о классификации ПГД можно получить из табл. 3.3. Здесь также даны рекомендации по выбору режима работы и конструкции крепи. В первой колонке таблицы приведены тип горно-геологических условий (ГГУ), которые разделяют все возможные формы ПГД, относя их условно к «малым» и «большим» глубинам разработки, а, по сути, к обычным и интенсивным условиям ПГД.

Из предложенной классификации следует, что метод расчета горного давления в выработке должен базироваться на ***разных*** расчётных схемах, отличающихся в зависимости от того, будет ли разрушение пород в выработке происходить от напряжений сжатия или растяжения.

Подчеркнём важное отличие новой классификаций: она основана на базовом для геомеханике параметре – критерии ЛНКР ω_*, где учтены прочность пород и коэффициент бокового распора $\boldsymbol{\lambda}$, хотя пока его при ведении горных работ в Украине не измеряют, т.е. не учитывают исходное напряжённое состояние массива.

С учётом отсутствия сведений о коэффициенте бокового распора $\boldsymbol{\lambda}$, помимо главного критерия устойчивости – ЛНКР ω^*, целесообразно использовать два вспомогательных критерия:

1. Критерий устойчивости проф. Ю.З. Заславского [5], чтобы приближённо оценить интенсивность проявлений горного давления:

$$k_з = \gamma H / [\sigma_c^0], \qquad (3.7)$$

где γH – давление вышележащей толщи пород, равное, как правило, вертикальной компоненте p_1 исходного поля напряжений в массиве, Па;

2. Деформационный критерий для оценки относительных (отнюдь не абсолютных, как это принято сейчас!) смещений пород [11]:

$$\varepsilon = U / \sqrt{A/\pi}, \qquad (3.8)$$

где U – смещения породного контура выработки, м;

A – площадь сечения выработки вчерне, м^2.

Рассмотрим, какие же основные соотношения между параметрами проявлений ПГД существуют при качественном изменении глубины разработки, или, в современных терминах, при разных фундаментальных закономерностях?

В дополнение к табл. 3.3, где проводился более общий анализ «малых и больших» глубин, в табл. 3.4 это выражено с помощью коэффициентов влияния, т.е. с использованием частных производных. Последние показывают, как быстро изменяется исследуемый показатель горного давления q,U при изменении остальных влияющих факторов X_k = (H , $[\sigma_p]$, r_0, U). Так, если возьмём соотношение в первом столбце таблицы для **ФЗ–II** $\partial q / \partial X_k = \partial q / \partial H >> 0$, то из него следует, что нагрузка на крепь q резко увеличивается при возрастании глубины разработки H.

Таблица 3.3 – Классификация устойчивости пород в капитальных выработках

Тип ГГУ	Класс ПГД	Значения критериев	Формы проявлений горного давления	Типы крепи
I-ФЗ «малые» глубины разработки, $\lambda << 0{,}3..0{,}5$	**I** вполне устойчив	$\lvert\omega\rvert << 1$ $k_z < 0{,}1$ $\varepsilon < 1\%$	На породном контуре возможны трещины, мелкие отслоения и отдельные вывалы на участках со сниженной прочностью пород или неровностях контура	Без крепи, лёгкие изолирующие и ограждающие конструкции
	II устойчив	$\omega^+ < 1 < \lvert\omega^-\rvert$ $0{,}1 < k_z < 0{,}4$ $1 < \varepsilon < 5\%$	Преобладает разрушение породного контура от растяжения. Происходит образование СЕР в кровле или (и) в почве выработки	Оградительно-поддерживающие крепи
	III – не вполне устойчив	$1 < \omega^+ < \lvert\omega^-\rvert$ $0{,}2 < k_z < 0{,}5$ $5 < \varepsilon < 10\%$	Разрушение пород от растяжения опережает разрушение от сжатия. Образование СЕР с вторичным разрушением пород в боках от сжатия	Крепи поддерживающие с ограниченной податливостью
II-ФЗ «большие» глубины разработки, $\lambda >> 0{,}3..0{,}5$	**IV** слабо неустойчив	$1 < \lvert\omega^-\rvert < \omega^+$ $0{,}2 < k_z < 0{,}5$ $10 < \varepsilon < 20\%$	Разрушение пород от сжатия в боках выработки вызывает разрушение в кровле от растяжения.	Отпорно-поддерживающие типы крепи с ограниченной податливостью
	V не - устойчив	$\omega^+ > 1$ $0{,}5 < k_z < 1$ $20 < \varepsilon < 40\%$	Разрушение большей части контура от сжатия, образование ЗЗД асимметричной формы, вытянутой перпендикулярно напластованию	Отпорные и грузонесущие податливые крепи, породонесущие конструкции
	VI весьма неустойчив	$\omega^+ >> 1$ $0{,}7...1 < k_z$ $40\% < \varepsilon$	Особые формы горного давления: а) вязкое или пластическое течение пород, б) динамическое хрупкое разрушение пород в виде выбросов и горных ударов	Мощные податливые или породонесущие крепи, разгрузка и упрочнение пород,

Таблица 3.4 – Законы изменения параметров ПГД q и U при разных фундаментальных закономерностях

Фундаментальные закономерности ПГД	Зависимость $\partial q / \partial X_k$ нагрузки на крепь q от фактора X_k				Зависимость $\partial U / \partial X_k$ смещений U пород от фактора X_k			
	H	$[\sigma_p]$	r_0	U	H	$[\sigma_c]$	r_0	q
ФЗ–I; $\omega_-^* < -1$ λ < 0,3...0,5	≈ 0	≤ 0	> 0	≈ 0	≈ 0	≈ 0	> 0	≈ 0
ФЗ–II; $\omega_+^* > 1$ λ > 0,3...0,5	>> 0	= 0	= 0	<<0	>> 0	<< 0	≈ 0	< 0

Как видим из табл. 3.4, особенности проявлений горного давления ПГД в условиях, где реализуются **I** или **II–ФЗ,** прямо противоположны. При **I–ФЗ** ПГД не зависит от глубины H и прочности пород на сжатие $[\sigma_c]$, зато заметно влияют на размер выработки r_0 и прочность на растяжение $[\sigma_p]$. Режим работы крепи (податливый или жесткий) – несущественен, поскольку $\partial U / \partial q \cong 0$. Напротив, при **II–ФЗ** на интенсивность ПГД сильно влияет глубина H и прочность пород на сжатие $[\sigma_c]$, тогда как размер выработки r_0 и прочность на растяжение $[\sigma_p]$ несущественны. Особенно важно, что в этих условиях зависимость $\partial q / \partial U << 0$, что доказывает необходимость применения здесь податливых, а не жестких конструкций крепи.

Важные соотношения, отражённые в табл. 3.3, особенно полезны для понимания принципиальной разницы ПГД в условиях реализации первой или второй фундаментальных закономерностей. Они показывают ошибочность попыток многих горняков использовать свой опыт, полученный на «малых» глубинах, где действует **I–ФЗ, в** условия «больших» глубин, т.е. при **II–ФЗ.**

Даже беглое сравнение приведённых оценок в соответствующих столбцах табл. 3.3 показывает: закономерности **ФЗ–I** и **ФЗ–II** принципиально отличаются, что вызывает необходимость принятия во многом различных инженерных решений по управлению ПГД.

Вопросы для самоконтроля

1. Какую информацию дают фундаментальные закономерности проявлений горного давления?

2. В чём сущность первой ФЗ-I?

3. В чём сущность второй ФЗ-I?

4. В чём заключается геомеханический смысл «малых» и «больших» глубин разработки? В чём их принципиальное различие?

5. При каких условиях образуются соды естественного равновесия СЕР?

6. При каких условиях образуются зоны запредельных деформаций?

7. Что называют «жёсткостью» конструкции крепи? Какова жёсткость у идеально податливых и идеально жёстких крепей?

8. В чём различие проявлений горного давления (ПГД) на «малых» и «больших» глубинах разработки? Можете это объяснить?

9. Какие факторы влияют на нагружение крепи q:

а) на малых глубинах?

б) на больших глубинах?

10. Какие факторы влияют на смещения U породного контура:

а) на малых глубинах?

б) на больших глубинах?

11. Каким требованиям должен отвечать метод прогноза горного давления?

12. На чём основана новая классификация горного давления ДонГТУ?

3.6 О сводах естественного равновесия СЕР

Следует помнить, что гипотеза СЕР М.М. Протодьяконова [8],

превратившись в классику горной науки, все же отражает уровень развития знаний в горном деле, сложившийся к 1920-1930 гг. Отдавая должное вкладу этого выдающегося учёного-горняка в развитие горной науки и практики [12], целесообразно с современных позиций пересмотреть основные концептуальные положения СЕР.

В зависимости от соотношения прочности пород на одноосное растяжение в кровле и почве выработки, возможно развитие сводов естественного равновесия (СЕР) односторонних (в кровле либо почве) и двусторонних (в кровле и почве). СЕР возникает внутри условного контура оптимальной формы выработки. Высоту h_c СЕР (рис. 3.3) при его одностороннем образовании в кровле или почве можно достаточно надёжно оценить, приравнивая прочность на одноосное растяжение действующим в массиве растягивающим напряжениям:

$$h_c = \frac{a}{\lambda}\left(1-\lambda-\frac{\sigma_0}{p_1}\right)-2b\,, \tag{3.9}$$

где a, b – половина соответственно ширины и высоты выработки с учетом разрушенных в боках пород, м;

σ_0 – предел прочности пород на одноосное растяжение или когезия отрыва, Па.

Если СЕР образуется одновременно в кровле и почве выработки (что бывает в случае возникновения на этих участках контура отрицательных напряжений и при $\omega_k^*;\omega_n^*<-1$), тогда его высоту в кровле h_k и глубину почве h_n следует определить из более сложных формул:

$$\begin{aligned} h_k &= \left[\frac{a}{\lambda}\left(1-\lambda-\frac{\sigma_0}{p_1}\right)-2b\right]\frac{\omega_k^*}{\omega_k^*+\omega_n^*}\,,\\ h_n &= \left[\frac{a}{\lambda}\left(1-\lambda-\frac{\sigma_0}{p_1}\right)-2b\right]\frac{\omega_n^*}{\omega_k^*+\omega_n^*} \end{aligned} \tag{3.10}$$

где $\omega_k^*;\omega_n^*$ – значения ЛНКР в кровле и почве соответственно,

рассчитывают при построении паспорта устойчивости выработки.

Как видим, эти уравнения мало похожи на основную формулу проф. М.М. Протодьяконова $h = a/f$. Принципиальные отличия состоят в том, что, согласно формул (3.9, 3.10):

1) СЕР не возникают при $-1 < \omega_к^*; \omega_п^* < 1$, когда h=0 и выработку можно не крепить;

2) учтено исходное поле напряжений в массиве через коэффициент λ;

3) прочность пород на растяжение σ_0 заменила крепость пород f;

4) отражена форма выработки через ширину a, и висоту b и впервые учтена возможность образования сводов в почве;

5) глубина расположения выработки H также влияет, хотя и слабо, на свод СЕР, поскольку $p_1 \approx \gamma H$.

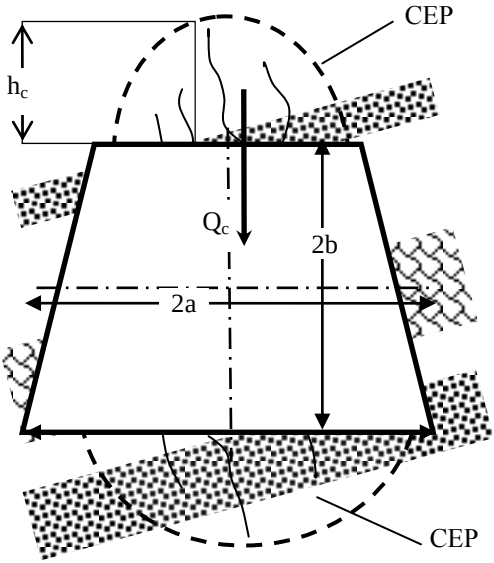


Рисунок 3.3 – Свод естественного равновесия в горной выработке

Теперь, после того, как высота свода h_c определена из общих уравнений горной геомеханики, рассмотрим вопрос нахождения нагрузки на крепь после образования СЕР. Здесь следует сделать несколько важных замечаний.

Во-первых, ранее, при креплении выработок деревом, вес СЕР мог создать предельные нагрузки до 100…200 кН/м, способные разрушить крепь. Поэтому столь остро стоял вопрос определения давления на крепь. Однако теперь, при наличии прогрессивного анкерного крепления, когда один анкер способен выдержать до 300…400 кН, достаточно поставить один-два анкера, чтобы полностью и с большим запасом удержать породы, заключённые в СЕР. Поэтому не столь важно с высокой точностью прогнозировать нагрузку на крепь от СЕР.

Во вторых, само по себе образование СЕР происходит под воздействием многих факторов, обладающих стохастическим характером. Действительно, рост бегущей трещины отрыва в кровле может происходить по разным, достаточно извилистым траекториям, обусловленным вариациями неоднородности и другими случайными факторами. Поэтому, если в однородных породах без явных трещин и ослаблений СЕР с одной-двумя трещинами разрыва может удерживаться сам без обрушения, то в мелкослоистых породах типа расслаивающегося аргиллита этот свод полностью передаёт свой вес на крепь. Отсюда понятна тщетность попыток точного расчёта давления на крепь. Есть резон дать только верхнюю оценку такого давления от веса СЕР.

Нагрузка на крепь возникает только в кровле выработки и зависит от принятой модели состояния горной породы в пределах СЕР (сыпучая, пластичная, блочно-распорная и др.). Модель может быть установлена путём дополнительного введения соответствующих параметров среды. Здесь остановимся лишь на традиционном подходе, который был принят ещё проф. М.М. Протодьяконовым. Так, порода считается однородно разрушенной и обладает свойствами, близкими к идеально сыпучему телу с углом внутреннего трения ρ. Воспользуемся известным с конца 19 в. решением Янсена (Кеттера, Талобра) о давлении сыпучего на днище силоса. Оно достаточно полно отвечает требо-

ваниям, предъявляемым к структуре и физическому смыслу задачи о давлении пород в СЕР на крепь. Тогда получим для параболической или эллиптической формы свода СЕР высотой h_c и шириной a следующее выражение для определения распределённой q нагрузки на крепь и полного веса пород на 1 м выработки в объёме СЕР:

$$q_c = \gamma \frac{a}{k_z}\left[1 - \exp(-k_z \frac{h_c}{a}\right], \quad Q_c = (\frac{4}{3}...\frac{\pi}{2})aq_c, \qquad (3.11)$$

где γ – объёмный вес пород, кН/м3;

k_z – параметр «зацепления» пород в СЕР, для сыпучих пород $k_z = f^*\lambda_c$; как показали расчёты, он очень близок к коэффициенту крепости по Протодьяконову $k_z = f_{II}$;

$f = tg\,\rho$ – коэффициент внутреннего трения пород,

λ_c – коэффициент бокового распора сыпучей среды, он может находиться в пределах $tg^2(45^o + \rho/2) \geq \lambda_c \geq tg^2(45^0 - \rho/2)$. Верхнее значение коэффициента λ_c относится к случаю активного распора сыпучей среды, а нижнее – к пассивному распору. Так, при $\rho = 30^o$ получим $1{,}73 \geq \lambda_c \geq 0{,}56$, т.е. различие доходит до 3 раз. В своде СЕР у нас наблюдается пассивный распор разрушенных пород, поэтому $\lambda_c \geq 0{,}56 \ldots 1{,}0$

Предположение о том, что порода является полностью сыпучей в области СЕР, мало приемлемо. Действительно, на самом деле порода представляет собой разбитые трещинами блоки различной формы, способные сдвигаться, вращаться, входить в распор, дробиться и «зацепляться» друг с другом.

Поэтому параметр k_z свойств среды должен зависеть не только от угла внутреннего трения, но и от типа породы, её прочности, размеров и конфигурации блоков, направления и количества трещин и т.д. Чтобы использовать достаточно удобное решение (3.11), следует оценить значение параметра зацепления k_z, считая, что именно в нём отражаются все особенности среды.

Наши оценки показывают, что в формуле (3.11) следует принимать: для аргиллитов $1< k_z <3$, для алевролитов $2< k_z <4$, для песчаников $3< k_z <5$. Чем больше прочность породы и относительный размер породных блоков в СЕР, тем ближе к верхнему пределу следует принимать k_z. Интересно отметить, что параметр $k_z \approx f_{II}$, т.е. сравним с коэффициентом крепости М.М. Протодьяконова f_{II}.(в честь проф. М.М. Протодьяконова мы будем обозначать коэффициент крепости f_{II}).

Граничные условия в решении (3.11) удовлетворяются: при $h_c << a$ получим $q_c = \gamma h_c$, (т.е. вес вышележащих пород в СЕР), при $h_c \to \infty$, т.е. свод большой высоты, получим $q_c = \gamma a / k_z$, что дает верхний предел давления на крепь, при $\rho = 0$ (гидростатика) после предельного перехода $q_c = \gamma h_c$. Из (3.11) следует, что распределение давления q_c на крепь зависит от формы СЕР, но, как правило, неравномерно с явным максимумом вблизи центра кровли выработки.

Следует отметить, что актуальность задачи об образовании СЕР в выработках, которую решал проф. М.М. Протодьяконов более 100 лет тому назад, стоит не так остро, в первую очередь потому, что нагрузки от сводов СЕР не так велики и новые конструкции крепи (например, анкерные) их легко воспринимают. На первый план выдвигается проблема прогнозирования ПГД в условиях «больших» глубин разработки, где действует вторая фундаментальная закономерность II-ФЗ ПГД. И этому посвящён следующий раздел.

3.7 Определение нагрузки на жёсткую крепь

Как определить нагрузку на крепь при образовании зоны запредельных деформаций (ЗЗД), т.е. в условиях больших глубин разработки, где действует вторая фундаментальная закономерность **II-ФЗ**? В настоящее время эта задача полностью не решена ввиду своей большой сложности. Однако, основываясь на проведённых исследованиях, можно с достаточно высокой достоверностью определить верхний предел нагрузки на жёсткую крепь, которая своим отпором не позволяет разрушаться породному контуру и, тем самым, возникновению зоны запредельных деформаций.

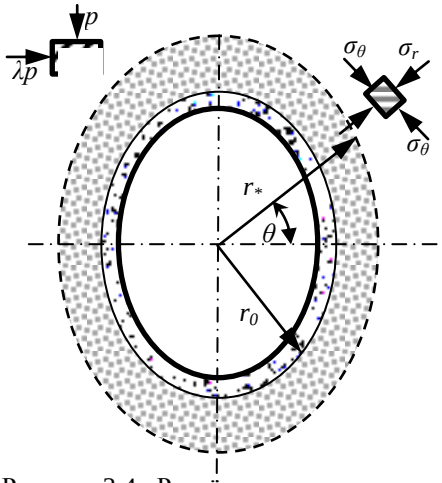


Рисунок 3.4– Расчётная схема определения параметров зоны запредельного разрушения вокруг горной выработки

Для этого следует рассмотреть несколько модельных задач о возникновении зоны запредельных деформаций вокруг горной выработки. Примем для простоты наиболее идеализированные исходные данные (рис. 3.4):

– массив горных пород однороден и изотропен,

– в массиве действует гидростатическое поле исходных напряжений (т.е. коэффициент бокового распора $\lambda = 1$) и при текущем радиусе $r \to \infty$ напряжения равны $\sigma_r = \sigma_\theta = p$;

– горная выработка имеет круглую форму радиуса $r_0 = Const$;

– на контуре выработки действует крепь постоянного отпора $q = Const$; (т.е. податливая крепь).

Необходимо определить напряжения вокруг выработки σ_r; σ_θ после образования зоны запредельных деформаций, а также размер этой зоны r_*.

Задачу удобно решать в полярной системе координат, причём в силу принятых исходных данных эта задача является одномерной осесимметричной, т.е. ни один из параметров не зависит от изменения полярного угла θ. Решения подобных задач хорошо известны в горной геомеханике [12] и их получили Р. Феннер (Чили, 1938 г.), А. Лабасс (Бельгия, 1947 г.), Ван Итерсон (Голландия, 1941 г.), Л. Уокер (Англия, 1955 г.), Ю.М. Либерман (СССР, 1965 г.) и др.

Для решения задачи о распределении напряжений в ЗЗД вокруг круглой выработки, расположенной в гидростатически нагруженном

массиве, когда коэффициент бокового распора массива равен $\lambda = 1$ необходимо в известное дифференциальное уравнение равновесия среды в полярных координатах

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0, \tag{3.12}$$

куда входят в качестве неизвестных радиальные σ_r и тангенциальные σ_θ напряжения, подставить уравнение прочности породы в зоне запредельных деформаций

$$\sigma_\theta = f(\sigma_r) \tag{3.13}$$

и решить совместно оба эти уравнения с учётом граничного условия: при $r = r_0$, должно соблюдаться для радиальных напряжений условие $\sigma_r = q$, т.е. отпору крепи на контуре выработки. Уравнение легко решается прямым интегрированием (3.12) после подстановки (3.13), если последнее уравнение является линейным, т.е. для сыпучей, пластичной или линейной среды (идеализированные модели поведения породы).

Не приводя здесь достаточно простых преобразований, сведём результаты расчётов в таблицу для идеально сыпучей (Р. Феннер), идеально пластической (Л.А. Галин) сред, и среды с неоднородной, возрастающей вглубь массива, прочностью (Г.Г. Литвинский). Следует обратить внимание на подобие окончательных уравнений. Вся разница в них состоит в использовании различных уравнений прочности (табл. 3.5).

где A– параметр угла внутреннего трения ρ пород, равен 2 для аргиллитов, 2,5 для алевролитов и 3 для песчаников;

$$A = \frac{1+Sin\rho}{1-Sin\,\rho}; \quad \mu = 2\frac{(A-1)p+\sigma_\infty}{2p-\sigma_\infty} \tag{3.14}$$

q_0 – отпор жёсткой крепи на контуре выработки, Па;

$2k$ – постоянная пластичности, $2k=\sigma_\infty$, Па;

σ_∞ – прочность пород на одноосное сжатие в массиве, Па;

μ – параметр устойчивости пород в среде с неоднородной прочностью.

ρ – угол внутреннего трения пород;

p – максимальное главное напряжение в массиве, обычно для Донбасса принимают $p = \gamma H$, т.е. давлению вышележащих пород, МПа.

Таблица 3.5 – Проявления горного давления для различных моделей поведения пород в зоне неупругих деформаций $a \le r \le r_*$

Уравнение прочности в ЗЗД $\sigma_\theta =$	Напряжения в ЗЗД $\sigma_r =$	Относительный радиус ЗНД $r_*/a =$	Нагрузка на жёсткую крепь при $r_* = a$ $q_0 =$
1	2	3	4
$A\sigma_r$	$q\left(\frac{r}{a}\right)^{A-1}$	$a\left[\frac{2p}{(A+1)q}\right]^{1/(A-1)}$	$\frac{2p}{A+1}$
$\sigma_r + 2k$	$q + k * ln\left(\frac{r}{a}\right)$	$a * exp\frac{p-k-q}{2k}$	$p-k$
$(\mu+1)\sigma_r$	$q\left(\frac{r}{a}\right)^{\mu}$	$a\left[\frac{2p-\sigma_\infty}{(A+1)q}\right]^{1/\mu}$	$\frac{2p-\sigma_\infty}{A+1}$

Из приведённых в табл. 3.5 формул следует, что наиболее адекватной зависимостью для определения давления q_0 на жёсткую крепь даёт среда с неоднородной по зоне прочностью, когда прочность пород возрастает по мере удаления от контура пропорционально радиальному напряжению (μ+1) σ_r.

Если отказаться от условий симметричности задачи, т.е. принять, что коэффициент бокового распора в массиве $\lambda \neq 1$, то, с некоторым приближением, можно ввести более общую формулу для определения нагрузки на жёсткую крепь:

$$q_0(\theta) = \frac{\sigma_\theta(\theta) - \sigma_\infty(\theta)}{A(\theta) + 1}$$

где обозначение (θ) показывает, что переменная зависит от текущего угла θ на породном контуре выработки (рис. 3.4).

На тех участках контура, где $q_0(\theta) \leq 0$ нагрузка на крепь отсутствует. Переменная $\sigma_\theta(\theta)$ является, по сути, концентрацией тангенциальных напряжений на контуре выработки. Особенно просто эта формула выглядит, если породному контуру выработки придали оптимальную форму, т.е. когда соотношение высоты выработки к её ширине равно $a/b = \lambda$, что даёт $\sigma_\theta(\theta) = p(1+\lambda) = Const$ и для оптимального контура формула принимает вид:

$$q_0(\theta) = \frac{p(1 + \lambda) - \sigma_\infty(\theta)}{A(\theta) + 1} \qquad (3.15)$$

Таким образом, распределение активной нагрузки на жёсткую крепь в выработке с оптимальной формой $a/b = \lambda$ будет зависеть лишь от неравномерности по углу θ свойств пород: прочности на одноосное сжатие в массиве $\sigma_\theta(\theta)$ (что видно из паспорта прочности слоистых пород на контуре) и переменным по углу θ параметром угла внутреннего трения пород $A(\theta)$. Часто этой зависимостью от θ можно пренебречь, используя его среднее по контуру значение A, что значительно упрощает решение задачи. Следовательно, зависимость (3.15) позволяет оценить верхний предел нагрузки на жёсткую крепь.

Геомеханическая проблема придания оптимальной формы $a/b = \lambda$ породному контуру выработки решена в ДонГТУ [9], где разработаны способы взрывной разгрузки пород вокруг выработки (в кровле, почве, боках) зарядами рыхления (способ АРПУ, Крепь Монолит, способ ВРПК и др.).

Вопросы для самоконтроля

1. В каких ГГУ образуется свод естественного равновесия СЕР?

2. От чего зависит высота свода естественного равновесия СЕР?

3. В чём отличие нового расчёта СЕР от гипотезы проф. Протодьяконова?

4. Как найти нагрузку на крепь от веса пород в СЕР? Какие факторы на неё влияют?

5. Какова расчётная схема определения параметров зоны запредельного разрушения ЗЗР вокруг выработки?

6. Как определить напряжения в ЗЗР?

7. Чем различаются расчётные схемы определения параметров ЗЗД?

8. Как определить нагрузку на жёсткую крепь в общем случае?

9. Как решается главное техническое противоречие горной геомеханики? Какими параметрами ПГД управляют?

10. Какова технология способа активной разгрузки и последующего упрочнения пород АРПУ?

3.8. Основные режимы работы и параметры крепи

Геомеханическими параметрами крепи считают её отпор q (синонимы – несущая способность, реакция) и податливость U (жёсткость) конструкции. Отпор крепи q отражает её силовое, а податливость U – деформационное взаимодействие с массивом. Графическое или аналитическое представление связи между грузонесущей способностью q и податливостью U крепи называют её ***деформационно-силовой характеристикой (ДСХ)***. С позиций горной геомеханики ДСХ полностью характеризует крепь и избавляет от необходимости рассмотрения её конструктивных особенностей.

В аналитической форме уравнение ДСХ крепи имеет вид:

$$U = f(q) \text{ или } q = f(U); \qquad (3.16)$$

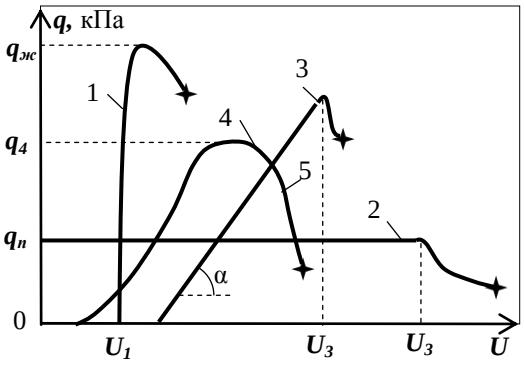


Рисунок 3.5 – Различные режимы работы и деформационно-силовые характеристики (ДСХ) крепи

Эти зависимости определяют экспериментально на стендах по испытанию крепи в специализированных лабораториях или расчётными методами.

В зависимости от ДСХ различают два предельных (идеализированных) режима "работы" (взаимодействия с массивом) крепи – жёсткий и податливый (рис. 3.5). Крестиком на графиках показано разрушение крепи.

Жёсткий режим работы наблюдается, когда крепь полностью или частично останавливает или ограничивает возможные перемещения породного контура, с которым она контактирует. Например, если при проходке жёсткую крепь устанавливают с некоторым отставанием от забоя выработки, то породы после некоторого начального перемещения до установки крепи оказываются «жёстко» зафиксированы и это записывается равенством $U = U_0 = Const$, тогда как нагрузка на крепь начинает возрастать во времени $q = f(t)$ от нуля до некоторого окончательного значения $q_{ж}$ (рис. 3.5, линия 1).

В этом случае он определяется в виде допустимых (фиксированных) крепью смещениях породного контура. На рис. 3.5 режим заданных смещений $U_{ж}$ представлен линией 1, которая показывает, что вначале породный контур сместился на величину $U_{ж}$, затем после контакта с крепью, смещения пород остановились и начала возрастать нагрузка q. При достижении нагрузки уровня предельной $q_{ж}$ проис-

ходит деформация крепи, она переходит в запредельный режим деформации.

Податливый режим представлен линией 2 (рис. 3.5) и характеризуется конструктивно заданным отпором крепи $q_n = Const$. Уровень допустимых нагрузок регулируется с помощью натяжения гаек в узлах податливости. Такой режим работы крепи называют режимом заданных нагрузок, при постоянном значении которых растут смещения породного контура, контактирующего с крепью. Когда смещения массива, которые передаются на крепь, достигнут предела конструктивной податливости крепи $\boldsymbol{U}_{\text{п}}$, несущая способность крепи падает $q < q_n$, крепь переходит в запредельный режим работы и разрушается.

Сравнивая оба режима работы, – податливый и жёсткий, – можно видеть, что для каждого необходимо задать по одному геомеханическому параметру: для жёсткой крепи $\boldsymbol{U}_{жс}$, для податливой – q_n, которые "отслеживаются" каждой крепью в процессе её взаимодействия с массивом. Однако эти исходные параметры дополняются предельными значениями нагрузки $q_{ж}$ для жёсткой крепи и предельной податливости $\boldsymbol{U}_{П}$ для податливой, после достижении которых нормальная эксплуатация крепей невозможна.

Режим линейно возрастающего сопротивления крепи представлен графиком 3 (рис. 3.5), когда до момента контакта крепи с породами контур сместился на величину $\boldsymbol{U}_0$, а затем смещения крепи $U(t)$ растут во времени t пропорционально росту нагрузки q вплоть до предельной деформации крепи ($U = U_3$). Степень "жёсткости" крепи предопределяется углом наклона α графика ДСХ к оси U. Численно коэффициент жёсткости крепи $k_{ж}$ равен:

$$k_{ж} = tg(\alpha) \text{ причём } 0 \le k_{ж} < \infty \qquad (3.17)$$

Крепь линейно возрастающего сопротивления (линия 3) описывается тремя параметрами U_0, U_3, $k_{ж}$. Чем больше $k_{ж}$, тем ближе

ДСХ крепи к жёсткому режиму работы, тем меньше крепь деформируется под действием горного давления. Для идеально податливой крепи $k_{ж} = 0$, для идеально жесткой $k_{ж} \to \infty$.

Наиболее общий случай ДСХ крепи представлен линией 4 с переменным коэффициентом жёсткости $k_{ж}$, в каждой точке графика он равен производной:

$$k_{ж} = tg(\alpha) = \frac{dq}{dU} \qquad (3.18)$$

При достижении предельного значения $q_{ж}$ для жёсткой крепи или $U_{П}$ для податливой, конструкция переходит в запредельное состояние, т.е. её расчётная схема претерпевает изменения: появляются пластические или хрупкие шарниры, происходит местная или полная потеря устойчивости, заклинивание податливых соединений, разрушения отдельных элементов, что меняет режим работы крепи.

Иногда расчётная схема крепи в процессе взаимодействия с массивом сменяется несколько раз. Так, в арочной стальной крепи по мере её нагружения последовательно сменяются этапы жёсткого режима (до срабатывания узлов податливости), затем наступает режим заданной нагрузки, т. е. податливая работа, после чего появляется в наиболее напряжённом участке первый пластический шарнир и арка из 2-х шарнирной статически неопределимой становится 3-х шарнирной статически определимой, причём её несущая способность может даже возрастать. Возможны и последующие этапы изменения расчётной схемы, чему способствует меняющийся контакт конструкции с окружающим массивом пород.

Тем не менее, всегда на конечной стадии ДСХ крепи содержит "падающую" ветвь, у которой $k_{ж} < 0$. Это значит, что при увеличении деформаций $\boldsymbol{U}$ грузонесущая способность крепи q уменьшается. Иногда отрицательный коэффициент жёсткости $k_{ж}$ называют модулем спада. При $k_{ж} \to -\infty$ «падающая» ветвь резко обрывается вниз и крепь

хрупко внезапно разрушается, что наиболее опасно. Поэтому, чем более полога эта ветвь ДСХ, тем более безопасна крепь даже в период своего разрушения. К сожалению, этой стадии работы крепи до настоящего времени не уделялось достаточного внимания.

На рис. 3.6 показаны графики изменения во времени отпора и деформации крепи разных режимов работы. Здесь достаточно наглядно видны различия между жёстким $q_{ж}(t)$, $U_{ж}(t)$ (линии 1)и податливым $q_n(t)$, $U_n(t)$ (линии 2) режимами работы крепи.

Анализ графиков показывает, что чем больше жёсткость крепи, тем меньшие смещения пород она допускает. Промежуточное положение занимает крепь нарастающего сопротивления (линии 3)

В реальных конструкциях крепи их ДСХ различны в зависимости от условий взаимодействия с массивом, особенностей контакта с породой (сцепление, проскальзывание, толщина забутовки, её качество и т.д.), закономерностей распределения внешних нагрузок на крепь и их изменения во времени. Поэтому у одной и той же крепи могут быть разные ДСХ по разным направлениям нагружения, при разных условиях контакта с массивом. Это чрезвычайно затрудняет оценку режимов работы крепи, которая по одному направлению может быть податливой (например, по вертикали), а по другому (с боков) – жёсткой.

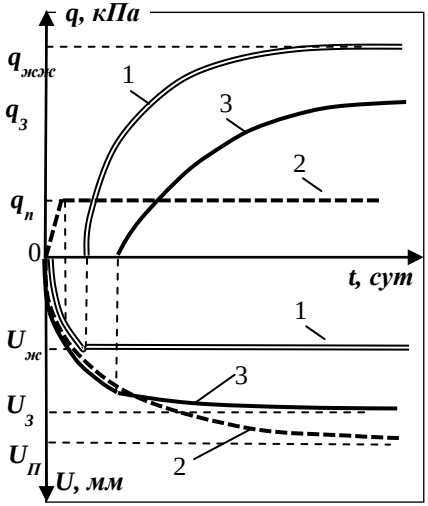


Рисунок 3.6 Изменение параметров ***q*** и ***U*** крепей с разными ДСХ во времени ***t***

Важной обобщённой геомеханической характеристикой крепи является её работоспособность, которая даёт количественную оценку работы, производимой конструкцией крепи в процессе её противодействия проявлениям горного давления (3.19).

Работоспособность конструкции удобно определить непосредственно из графика ДСХ каждой крепи - это будет не что иное, как площадь под графиком (рис. 3.5). Аналитически работоспособность крепи определяется по формуле:

$$A(U) = \int_0^U q(x)dx, \qquad (3.19)$$

где x — текущее значение смещений U, $0 \le x \le U$.

Как следует из определения работоспособности крепи, она зависит от её грузонесущей способности (отпора) q и податливости U. Абсолютно жёсткая крепь (линия 1 рис. 3.5), у которой под графиком нет площади, поскольку $\boldsymbol{U} = 0$, обладает нулевой работоспособностью $A(0)=0$. Чем больше податливость крепи U при её взаимодействии с массивом, тем большую она совершает работу в процессе противодействия смещениям пород в выработку. Поэтому оказывается таким важным обеспечить податливость конструкции крепи, что позволяет избежать необходимость чрезмерного повышения её отпора чаще всего за счёт увеличения материалоёмкости при установке мощных крепей.

Рассмотрим показательный пример. Мощная монолитная железобетонная крепь ствола диаметром 8 м и толщиной 400 мм с несущей способностью (отпором) до q=10 МПа под действием нагрузки за счёт упругого обжатия даёт податливость в пределах U=0,01 м. Тогда её работоспособность равна:

$$A(U) = 0{,}5 \cdot U \cdot q = 0{,}5 \cdot 0{,}01 \cdot 10^6 = 5 \ кДж$$

(множитель 0,5 учитывает упругую работу крепи, когда её отпор увеличивается по линейному закону от 0 до q=10 МПа)

Для сопоставления возьмём обычную податливую рамную

кольцевую крепь из спецпрофиля, у которой несущая способность всего q=0,05 МПа (т.е. в 200 раз меньше), зато податливый режим даёт смещения U=0,3 м. Работоспособность такой податливой крепи равна (коэффициента 0,5 в формуле нет, поскольку здесь q=*Const*):

$$A(U) = U \cdot q = 0{,}3 \cdot 0{,}05 \cdot 10^6 = 15 \ кДж$$

Проведённое сравнение показывает, что податливая рамная крепь лёгкой конструкции с позиций работоспособности превосходит мощную жёсткую крепь в 3 раза. Однако зачастую приходится применять жёсткие конструкции крепи из технологических требований к горной выработке (например, в камерах, где установлено стационарное оборудование).

В наиболее общем случае следует учесть особенности взаимодействия крепи с массивом горных пород. Для этого следует воспользоваться диаграммой, на которой отражаются деформационно-силовые характеристики крепи и массива (рис. 3.7).

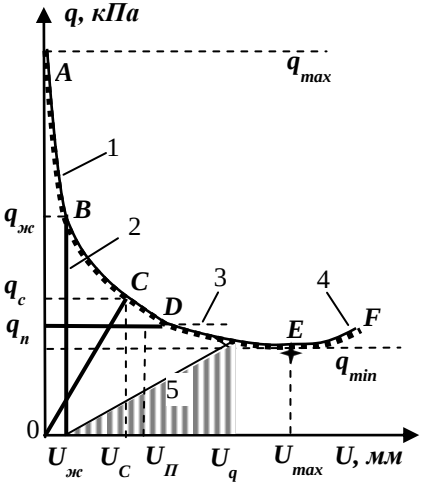


Рисунок 3.7 – Диаграмма взаимодействия массива с крепью при разных её ДСХ

Диаграмма взаимодействия крепи и массива представляет собой графики ДСХ крепи и массива, наложенные друг на друга. На рис. 3.7 показаны несколько типов крепи: жёсткая 2, податливая 3, возрастающего сопротивления ОС.

Деформационно-силовая характеристика массива горных пород представлена линией 1 и состоит из различных участков:

- АВ, где массив по мере разгрузки разрушается, снижая прочность начиная с точки А, где она равна σ_∞ до 0 в точке В;

- BE, где массив по мере разгрузки интенсивно дробится и увеличивает свой объём (за счёт дилатансии), смещения контура выработки существенно возрастают;
- EF, характеризует неустойчивое состояние крепи, когда наличие над выработкой большой зоны разрушенных пород вызывает большие деформации контура выработки при увеличении нагрузки на крепь.

Получить истинную характеристику ДСХ массива вокруг выработки (кривую 1 или ***A, B, E, F***) достаточно сложно и это является предметом изучения науки о горном давлении. Как видно из графика, характеристика массива нелинейная, с постепенно снижающейся крутизной (иначе – жёсткостью) т.е. углом наклона к оси ***U***., Под жёсткостью массива понимают производную $km = \partial q/\partial U < 0$.

Уменьшить нагрузку на жёсткую крепь можно за счёт увеличения начальных смещений пород $\boldsymbol{U_{ж}}$, что обеспечивается за счёт временной задержки возведения крепи после проведения выработки. За это время породный массив успевает деформироваться, что отражается на его ДСХ смещением точки ***B*** вправо по кривой ДСХ. Такое смещение породного контура $\boldsymbol{U_{ж} = U_0}$, которое происходит до момента установки крепи часто называют термином «технологическая податливость» в отличие от «конструктивной» податливости, которая реализуется в конструкции крепи посредством особых узлов соединения элементов.

Точка встречи ДСХ крепи и массива позволяет получить устойчивое равновесие системы «массив-крепь» и параметры взаимодействия массива и крепи (***U, q***). При этом из диаграммы почти очевидными оказываются следующие закономерности:

– чем более жёстким является режим работы крепи, тем большую нагрузку со стороны массива с заданной ДСХ она испытывает, чем меньше податливость $\boldsymbol{U_{ж}}$ жёсткой крепи (линия 2 на рис. 3.7), тем больше необходим её отпор $\boldsymbol{q_{ж}}$;

– у абсолютно жёсткого массива $km \to -\infty$ и нагрузка на крепь в этом случае $q \to 0$ независимо от её ДСХ, т.е. выработку можно не крепить, при этом отсутствуют деформации породного контура;

– у абсолютно податливого массива жёсткость равна $k_m \to 0$, это приводит к постоянной высокой нагрузке на крепь, равной $\boldsymbol{q_{max}}$ независимо от её ДСХ;

– чем больше жёсткость установленной крепи, т.е. больше наклон её ДСХ к оси $\boldsymbol{U}$ и меньше «технологическая податливость», т.е. начальное смещение пород, тем выше нагрузка на эту крепь.

– чем меньше сопротивление податливости $\boldsymbol{q_n}$ у податливой крепи, тем большие смещения $\boldsymbol{U_П}$ породного массива происходят в выработку, тем больше выработка «теряет» площадь своего поперечного сечения, т.е. ухудшаются её эксплуатационные показатели;

– при достижении смещений контура некоторого критического значения $\boldsymbol{U_{max}}$ нагрузка на крепь достигает своего минимума $\boldsymbol{q_{min}}$, а далее, после точки $\boldsymbol{E}$ на ДСХ начинает увеличиваться по мере роста смещений за счёт роста веса разрушенных пород в зоне запредельного деформирования.

Как следует из графиков рис. 3.7, нагрузка на крепь и её смещение зависят от начальных смещений, которые произошли до установки крепи и от деформационно-силовой характеристики крепи, т.е. её жёсткости. Так, линия 5 для менее жёсткой крепи, пересекает ДСХ массива (линия ABDF) на участке снижения нагрузки и значительных деформаций. Нагрузку на крепь можно определить по точке пересечения ДСХ крепи и массива с учётом начальных смещений, что можно выразить уравнением[2]:

$$U(q) = U_0 + U_q$$

Большую важность приобретает вопрос оценки минимально возможной нагрузки на крепь q_{min} после образования зоны запредель-

[2] Это уравнение впервые было предложено и решено проф. Ф.А. Белаенко (ДГИ, 1955) и сыграло важную роль при изучении горного давления.

ного деформирования в кровле выработки. Из графиков на рис. 3.7 становится ясным, что нельзя допустить, чтобы эффективный отпор крепи $\boldsymbol{q_{ef}}$ в выработке был меньше этого нижнего предела. Решение задачи по определению необходимого эффективного отпора крепи $\boldsymbol{q_{ef}}$ в зависимости от $\boldsymbol{q_{min}}$ даёт следующие зависимости по её оценке:

$$q_{ef} > q_k \pm q_{min} = q_k \pm \frac{\gamma a}{\mu - 1}, \tag{3.20}$$

где q_k – конструктивный отпор крепи, Па;

γ – объёмный вес пород, Па;

a – половина ширины выработки, м;

μ – параметр устойчивости пород, вычисляют по (3.14).

В формуле (3.20) знак (–) берут при определении эффективного отпора крепи в кровле выработки, а знак (+) следует брать для почвы. Именно это значение эффективного отпора крепи $\boldsymbol{q_{ef}}$ следует считать воздействием крепи на разрушенные породы вокруг выработки и использовать при расчётах.

Следовательно, в соответствии с ранее приведёнными формулами (3.15) и (3.20), пределы изменения конструктивного отпора q_k крепи находятся в следующих пределах

$$\frac{(1+\lambda)p - \sigma_\infty(\theta)}{A(\theta)+1} = q_{ж} > q_k > q_{min} = \frac{\gamma a}{\mu - 1} \tag{3.21}$$

Формула (3.21) имеет исключительно важное значение, поскольку даёт верхний и нижний предел изменения нагрузки на крепь и позволяет избежать фатальных ошибок при проектировании крепи, которые способны привести к тяжёлым материальным последствиям и даже производственному травматизму.

3.9 Расчётные схемы взаимодействия крепи с массивом

В процессе исторического развития методов расчёта крепи горных выработок расчётные схемы претерпели заметное изменение и усложнение. Среди известных расчётных схем можно выделить с учётом их исторического развития, следующие:

1. Конструкция крепи представлена в виде рамы на жёстком основании, у которой различные элементы (стойки, верхняк, лежень и др.) соединены либо жёстко, либо посредством идеальных шарниров. Внешние вертикальные и боковые нагрузки на крепь со стороны массива имеют равномерное распределение и неизменную интенсивность. Расчёт сводился к вычислению внутренних усилий в элементах крепи, определению опасных сечений и выбору их прочных размеров по допустимым напряжениям.
2. На основании предыдущей была использована более совершенная расчётная схема, в которой расчёт прочных размеров элементов производился с учётом их предельных состояний – по их напряжениям или предельным деформациям, хотя здесь также не учитывались деформации крепи.
3. Следующим принципиально важным улучшением расчётной схемы стали предложения по учёту пассивного отпора пород вокруг выработки, что нашло отражение в методе «Метрогипротранса» (метод Бодрова-Матэри, г. Москва, 1936), разработанный в период строительства метро для расчёта обделок тоннелей, когда крепи рассматривали как статически неопределимую систему, а окружающую породу как упругое основание Винклера-Шведлера, способного воспроизводить «пассивный» отпор пород (1936).
4. В связи со сложностью и большой трудоёмкостью расчётов были предложены многочисленные приближённые методики, в которых пассивный отпор заранее задавался в виде эпюр различного очертания (эллипс, квадратная или кубическая парабола и т.д.), что было оправдано с практических позиций, но всё же являлось шагом назад в развитии методики (1950-1980).

5. Однако все предыдущие методы имели общий недостаток – в них не получило обоснование определение активных нагрузок со стороны пород. Поэтому современное направление развития расчётных методик пытается учесть полное деформационно-силовое взаимодействие массива с крепью, когда нагрузки уже невозможно разделить на активные и пассивные. Большая заслуга в развитии этого направления в нашей стране принадлежит ВНИМИ (Ленинград, 1960), где была разработана методика расчёта крепи стволов в условиях неравномерной нагрузки [13].

В настоящее время достоверных методов расчёта крепи с учётом её реального взаимодействия с массивом не существует в силу значительной сложности задачи определения горного давления и исходных данных для расчёта, имеющих вероятностный характер (деформационные и прочностные свойства массива с учётом неоднородности его структуры, свойства крепи, влияние случайных технологических факторов и пр.).

Поэтому здесь будут использоваться расчётные схемы 3-4 этапов сложности, когда активная нагрузка на крепь задаётся на основании расчётных параметров проявлений горного давления или эмпирических натурных замеров, а крепь рассчитывается как конструкция, взаимодействующая с породами, которые подчиняются закону линейно деформируемого основания.

Основной деформационной характеристикой пород при взаимодействии с крепью является коэффициент постели (отпора) $K_{П}$. Он показывает, какой величины напряжение,– нормальное σ или касательное τ , – надо приложить к породе, чтобы она получила единичное, – нормальное U_{σ} или касательное U_{τ} , – смещение:

$$K_{П\sigma} = \sigma / U_{\sigma} \qquad K_{П\tau} = \tau / U_{\tau}\,; \ [\text{МПа/м}]$$

Значит, следует различать два вида коэффициентов отпора: нормальный $K_{П\sigma}$ и касательный $K_{П\tau}$. Кратко остановимся, как их следует выбирать при расчёте крепи. При этом важно различать показате-

ли пород с разной степенью разрушения. Например, породы на контуре выработки будут подвержены значительному растрескиванию и их жёсткость существенно уменьшится. Если порода разрушена и выполняет роль заполнения строительных зазоров за крепью («забутовка» закрепного пространства), то её деформационная жесткость, которую отражает коэффициент отпора, будет снижена на несколько порядков.

Коэффициент нормального отпора $K_{П\sigma}$ в строительных расчётах следует определять по формуле Б.Г. Галёркина:

$$K_{П\sigma} = E_{\infty} / (R(1+\nu)) \approx E_{\infty} / R$$

где E_{∞} – модуль деформации массива, МПа; с учётом трещин и разрушения $E_{\infty} = 0{,}01\ldots0{,}1\ E$;

R – радиус крепи горной выработки, м;

ν – коэффициент Пуассона пород, $\nu = 0{,}2\ldots0{,}4$.

В зависимости от технологии возведения различных конструкций крепи между крепью и породой образуется строительный зазор в виде пустого пространства, которое следует заполнять (забучивать) кусками мелкой породы (забутовкой) или строительным раствором. Поэтому коэффициент нормального отпора колеблется в значительных пределах $K_{П\sigma} = 0{,}1\ldots0{,}01E_{\infty}$, а в условиях заполнения строительным раствором в среднем этот коэффициент равен $K_{П\tau} \approx 0{,}1\ldots0{,}4\ K_{П\sigma}$. Чем более плотно зазор за крепью заполнен, тем выше коэффициенты продольного и поперечного отпора. При тщательном тампонировании закрепного пространства твердеющим раствором эти коэффициенты отпора могут повышаться вплоть до $E_{\infty} = 0{,}1\ E = (1\ldots8)\ 10^3$ МПа и более. На практике эти механические показатели пород в закрепном пространстве следует уточнять с помощью методов интроскопии и геофизическими исследованиями.

Вопросы *для самоконтроля:*

1. Назовите геомеханические параметры крепи.

2. Что называют деформационно-силовой характеристикой кре-

пи ДСХ?

3. Начертите графики ДСХ крепи:

а) идеально жёсткой;

б) идеально податливой;

в) линейно возрастающего сопротивления.

4. Каковы определяющие параметры крепи

а) идеально податливой?

б) идеально жёсткой?

5.Чему равен коэффициент жёсткости $k_{ж}$ крепей с разными ДСХ?

6. Как изменяются q и U крепей с разными ДСХ во времени t?

7. Как определить работоспособность конструкции крепи?

8. Поясните суть диаграммы взаимодействия крепи с массивом.

9. Какие закономерности следуют из диаграммы взаимодействия крепи с массивом?

10. Что такое минимально возможная нагрузка на крепь q_{min} ?

11. Каковы пределы изменения конструктивного отпора q_k крепи?

12. Исторические этапы развития расчётных схем крепи.

13. В чём физическая сущность коэффициентов нормального и касательного отпора крепи?

4. ПОНЯТИЕ О МЕТОДЕ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Как следует из анализа взаимодействия крепи с массивом, расчёт системы «крепь-массив» относится в весьма сложным задачам горной геомеханики, которая до сих пор далека от своего окончательного решения. Это обусловлено сложным многостадийным характером взаимодействия крепи с окружающими её породами, которые в процессе эксплуатации выработки деформируются, разрушаются и перемещаются, оказывая существенно неравномерное давление на крепь. Поэтому расчёт крепи с учётом реальных расчётных схем становится невозможным без привлечения особых расчётных методов, реализуемых лишь с помощью ЭВМ. В первую очередь к таким расчётным методам следует отнести метод конечных элементов МКЭ.

При расчёте и проектировании различных конструкций и машин метод конечных элементов (МКЭ) по праву занял ведущее место и широко применяется технике. Поэтому полезно ознакомиться с его базовыми положениями, чтобы понимать основы применения МКЭ для расчёта крепи горных выработок.

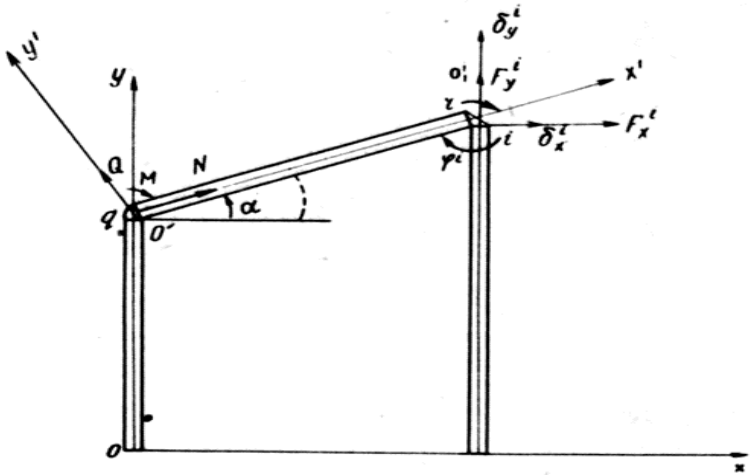


Рисунок 4.1 – Расчетная схема рамы и принятые обозначения

В качестве достаточно общего примера рассматривается [14] плоская рама из прямолинейных элементов, например, рама каркаса промышленного здания, стойки которой ***жёстко*** защемлены в фундаментах, а ригели ***жёстко*** прикреплены к стойкам (рис. 4.1).

Пусть на раму действует только узловая нагрузка. Узлами считаются точки пересечения осей стержней друг с другом и «землёй». Пусть таких узлов будет N. В каждом узле i рамы на неё могут действовать сосредоточенные силы F_X^i, F_Y^i и момент M^i, заданные в некоторой глобальной (обобщённой, охватывающей всю конструкцию) системе координат $x0y$, связанной с рамой.

Введём в рассмотрение вектор $\{F^i\}$ обобщённых сил, действующих на раму в узле i

$$\{F^i\} = \begin{Bmatrix} F_X^i \\ F_Y^i \\ M^i \end{Bmatrix}. \qquad (4.1)$$

Совокупность внешних воздействий на всю раму будет характеризоваться вектором $\{F\}$:

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} F^1 \\ F^2 \\ \cdot \\ \cdot \\ F^N \end{Bmatrix}, \qquad (4.2)$$

где N – число узлов рамы.

Поскольку в обобщённой силе $\{F^i\}$ три компоненты (сосредоточенные силы F_X^i, F_Y^i и момент M^i), размерность (число независимых элементов) этого вектора {F} равна $3N$.

Под действием внешних сил $\{F\}$ стержни рамы получат деформации, а узлы переместятся. Поле перемещений узлов рамы будем описывать в той же глобальной системе координат $x0y$. Перемещения

$\{\delta^i\}$ каждого узла i можно представить тремя компонентами (числами) – линейными перемещениями δ_X^i , δ_Y^i и углом поворота φ^i. Будем считать эту совокупность перемещений в каждом узле i компонентами вектора обобщённых перемещений узла δ^i:

$$\{\delta^i\} = \begin{Bmatrix} \delta_X^i \\ \delta_Y^i \\ \varphi^i \end{Bmatrix} . \qquad (4.3)$$

Тогда совокупность перемещений всех узлов рамы можно представить в виде одного вектора δ:

$$\{\delta\} = \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \delta^N \end{Bmatrix} . \qquad (4.4)$$

Здесь, как и выше, не учитываются условия закрепления стоек рамы и узлов.

Теперь следует перейти к следующему этапу – описанию действующих усилий *N, Q, M* в каждом стержне, т.е. к цели всего расчёта. Для этого удобнее всего ввести понятие локальной (местной) системы координат $x^i y^i z^i$, связанной с каждым стержнем. Ось x^i этой системы координат направим от "начала" q стержня к его "концу" r (будем помнить, что понятие "начало" и "конец" стержня условны и нужны только для того, чтобы задать положительное направление на оси x^i), ось y^i поместим в плоскости рамы перпендикулярно x^i, а ось z^i – перпендикулярно плоскости $x^i 0 y^i$. Положительные направления осей y^i и z^i выберем так, чтобы они образовывали с x^i правую систему координат (штрих означает, что мы находимся в локальной системе координат).

Следует уточнить, где находятся внутренние силы в каждом стержне. Проведём в каждом стержне рамы по 2 поперечных сечения на расстоянии, бесконечно близких к узлам – концам стержней q и r. В

каждом из этих двух сечений в общем случае действуют три усилия *N*, *Q*, *M*, приложенные к узлу. Введём искомый вектор обобщённых усилий $\{f_m^{c'}\}$ в сечении c' стержня m (штрих означает, что компоненты усилий вычислены в локальной системе координат).:

$$\{f_m^{c'}\} = \begin{Bmatrix} N^{c'} \\ Q^{c'} \\ M^{c'} \end{Bmatrix}. \qquad (4.5)$$

Проведём дальнейшую свёртку двух концевых (в начале и конце стержня m) векторов обобщённых усилий $\{f_m^{c'}\}$ (5) в единый вектор усилий $\{f_m^{'}\}$, характеризующий напряжённое сечение стержня m через векторы усилий в его концевых сечениях q и r (“начале ” и “конце”)

$$\{f_m^{'}\} = \begin{Bmatrix} f_m^{q'} \\ f_m^{r'} \end{Bmatrix}. \qquad (4.6)$$

Вектор $\{f_m^{'}\}$, заданный в локальной системе координат, полностью характеризует напряжённо-деформированное состояние стержня, если к его внутренним точкам не приложены внешние воздействия и известны жёсткостные характеристики стержня. Разумеется, все шесть ($3 \cdot 2 = 6$) компонент вектора $\{f_m^{'}\}$ связаны между собой уравнениями равновесия стержня как жёсткого тела.

Аналогично векторам усилий, введённых по концам стержня *m*, для описания его деформированного состояния вводим вектор обобщенных перемещений $\{\delta_m\}$ концов стержня q и r, который содержит соответствующие компоненты вектора (4) (в глобальной системе координат):

$$\{\delta_m\} = \begin{Bmatrix} \delta^q \\ \delta^r \end{Bmatrix}. \qquad (4.7)$$

Следует помнить, что при таком введении вектора обобщённых перемещений стержня его напряжённо-деформированное состояние (*N, Q, M*) зависит не только от значений $\{\delta_m\}$, но и от способов прикрепления стержня ***m*** к узлам (***q, к)*** и его жёсткости. Например, если бы конец *q* ригеля был присоединён к стойке шарнирно, то усилие *M* в сечении *q* было бы равно нулю, независимо от значений компонент $\{\delta_m\}$.

Компоненты вектора усилий $\{f_m^{'}\}$ заданы в локальной системе отсчёта, а компоненты вектора перемещений $\{\delta_m\}$ – в глобальной. Для установления связи этих векторов в простейшем виде запишем компоненты $\{\delta_m\}$ тоже в локальной системе отсчёта, связанной с рассматриваемым стержнем. Обозначим матрицу преобразования глобальной системы координат в локальную через оператор [*L*]:

$$\begin{Bmatrix} x' \\ y' \\ z' \end{Bmatrix} = [L] \cdot \begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix}, \tag{4.8}$$

где [*L*] – обычный оператор преобразования при повороте координат на угол α (против часовой стрелки):

$$[L] = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha & 0 \\ -\sin\alpha & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}. \tag{4.9}$$

Тогда, например, уравнение перехода от компонент $\{\delta_m^q\}$ вектора в глобальной системе координат к компонентам $\{\delta_m^{q'}\}$ вектора в локальной системе координат запишется в виде:

$$\left\{\delta_m^{q'}\right\}=[L]\cdot\left\{\delta_m^{q}\right\}. \qquad (4.10)$$

Аналогично такое же преобразование следует выполнить при переходе от компонент вектора обобщённых усилий $\left\{f_m^{c}\right\}$ в глобальной системе координат к компонентам вектора усилий $\left\{f_m^{c'}\right\}$ в локальной системе:

$$\left\{f_m^{c'}\right\}=[L]\cdot\left\{f_m^{c}\right\}. \qquad (4.11)$$

Векторы обобщённых усилий и перемещений для стержня, выраженные в локальной и глобальной системах отсчёта, связаны соотношениями:

$$\left\{f_m^{'}\right\}=[\Lambda]\cdot\left\{f_m\right\};\quad \left\{\delta_m^{'}\right\}=[\Lambda]\cdot\left\{\delta_m\right\}, \qquad (4.12)$$

где матрица $[\Lambda]$ обобщает оператор $[L]$ и имеет вид:

$$[\Lambda]=\begin{bmatrix}[L] & 0\\ 0 & [L]\end{bmatrix}. \qquad (4.13)$$

На следующем этапе необходимо учесть конструкцию и физические свойства каждого стержня. Для этого служит матрица жёсткости стержня $[K_m^{'}]$, характеризующую связь в локальной системе координат между векторами усилий $\{f_m^{'}\}$ и перемещений $\left\{\delta_m^{'}\right\}$:

$$\left\{f_m^{'}\right\}=[K_m^{'}]\cdot\left\{\delta_m^{'}\right\}. \qquad (4.14)$$

Получение матрицы жёсткости $[K_m^{'}]$ для каждого стержня и конструкции в целом представляет собой отдельную задачу, а способы вычисления отдельных компонент матрицы $[K_m^{'}]$ для стержней с раз-

личными условиями закрепления узлов приводятся в курсах строительной механики.

Сущность вычисления матрицы жёсткости $[K_m^{'}]$ состоит в решении задачи строительной механики для отдельного стержня, которая сводится к получению:

а) вектора усилий в концевых сечениях стержня по заданным перемещениям концов стержней (краевая задача первого рода);

б) вектора перемещений концов стержня по заданным силовым воздействиям на его концах (краевая задача второго рода).

Для стержневых элементов с жёсткостью, постоянной по длине (а к такому случаю можно свести конструкцию любой сложности, разбивая должным образом её на стержни), задача решается в замкнутом виде и матрица $[K_m^{'}]$ известна. Матрица $[K_m^{'}]$ в локальной системе координат для стержня, оба конца которого жёстко прикреплены к узлам, имеет вид:

$$[K_m^{'}]=\begin{bmatrix} K^{qq} & K^{qr} \\ K^{rq} & K^{rr} \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} ES/L & 0 & 0 & ES/L & 0 & 0 \\ 0 & 12I/L^2 & -6I/L & 0 & 12I/L^2 & -6I/L \\ 0 & -6I/L & 4I & 0 & 6I/L & 2I \\ ES/L & 0 & 0 & ES/L & 0 & 0 \\ 0 & 12I/L^2 & 6I/L & 0 & 12I/L^2 & 6I/L \\ 0 & -6I/L & 2I & 0 & 6I/L & 4I \end{bmatrix}, \quad (4.15)$$

где E – модуль упругости материала стержня;

S – площадь поперечного сечения;

J – момент инерции сечения; $I=EJ/L;$

L – длина стержня.

Физический смысл компонент и блоков матрицы жёсткости $[K_m^{'}]$ состоит в следующем. Блок $[K^{qq}]$ и его компоненты характеризуют усилия, возникающие в сечении q стержня при смещении узла q, а блок $[K^{qr}]$ и его компоненты – усилия в сечении q стержня при смещении узла r. Знаки некоторых компонент матрицы $[K_m^{'}]$ могут изменять-

ся в зависимости от ориентации систем отсчёта и правила знаков.

Матрица жёсткости $[K_m^{'}]$ в виде соотношения (4.15) позволяет выразить усилия в концевых сечениях каждого стержня через перемещения его концов – узлов системы. С другой стороны, усилия в концевых сечениях стержней с точностью до знака равны силам, действующим со стороны стержней на узлы, поэтому матрица $[K_m^{'}]$ позволяет связать перемещения узлов стержневой системы с силами, с которыми стержни действуют на узлы при их перемещениям.

Запишем систему равновесия узлов. Для узла имеем систему трех уравнений равновесия:

$$\{F^i\} - \sum_m \{f_m^c\} = 0, \qquad (4.16)$$

где суммирование распространяется на все стержни, сходящиеся в узле *i*, а *c* обозначает сечение каждого их этих стержней, бесконечно близкое к узлу.

Число уравнений (4.16) равно числу неизвестных перемещений узла. Но поскольку величины $\{f_m^c\}$ зависят не только от перемещений указанного узла, но, в силу (4.14) - (4.15), и от перемещений соседних узлов, с которыми узел *i* связан хотя бы одним стержнем, то в уравнение (4.16) для узла *i* входят и перемещения соседних узлов. А чтобы определить перемещения соседних узлов, системы уравнения типа (4.16) надо записать для всех узлов системы и решать их совместно.

Уравнение (4.16) удобно записывать в глобальной системе отсчёта, а связь (4.14) установлена в локальной системе координат, связанных с отдельными стержнями. Поэтому надо записи согласовать, чтобы они были в одной системе координат.

Чтобы работать постоянно в глобальной системе координат, следует записать связь (4.14) в глобальной системе координат с помощью соотношений (4.10) - (4.13):

$$[\Lambda]\{f_m\} = [K_m^{'}] \cdot [\Lambda] \cdot \{\delta_m\}. \qquad (4.17)$$

Используя правила матричной алгебры, умножим это равенство слева на $[\Lambda]^{-1}$ и учтём при этом, что в силу ортогональности $[\Lambda]$ имеет место равенство

$$[\Lambda]^{-1} = [\Lambda]^T. \qquad (4.18)$$

Тогда

$$\{f_m\} = [\Lambda]^T \cdot [K_m^{'}] \cdot [\Lambda] \cdot \{\delta_m\} = [K_m][\delta_m]. \qquad (4.19)$$

Выражение (4.19) позволяет определить матрицу $[K_m]$ в глобальной системе координат через матрицу $[K_m^{'}]$, полученную в локальной системе.

Перепишем уравнение (4.16), используя обозначения блоков (4.15) матрицы:

$$\{F^i\} - \sum_q [K^{iq}]\{\delta^q\} = 0, \qquad (4.20)$$

где суммирование распространяется на все стержни, соединяющиеся с узлом *i*. Полная система уравнений равновесия для стержневой системы с *N* узлами в матричной форме примет вид:

$$\begin{Bmatrix} F^1 \\ F^2 \\ \cdot \\ F^N \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K^{11}] & [K^{12}] & --- & [K^{1N}] \\ [K^{21}] & [K^{22}] & --- & [K^{1N}] \\ --- & --- & --- & --- \\ [K^{N1}] & [K^{N2}] & --- & [K^{NN}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta^1 \\ \delta^1 \\ \cdot \\ \delta^N \end{Bmatrix} \rightarrow \{F\} = [K] \cdot \{\delta\}. \qquad (4.21)$$

Если какой-либо узел P не связан ни с одним стержнем с узлом r, то блок $[K^{pr}]$ в матрице (4.21) будет тождественно равен нулю. Таким образом, умея вычислять блоки $[K^{qq}]$ и $[K^{qr}]$ для отдельных стержней, на основании информации о системе в целом можно построить систему уравнений равновесия (4.21) относительно искомых перемещений $\{\delta\}$. Вектор внешних сил $\{F\}$ предполагается известным.

Наличие опорных закреплений приводит к тому, что некоторые компоненты вектора δ заранее известны (например, равны 0). Соответствующие компоненты должны быть исключены из искомого вектора $\{\delta\}$, равно как и столбцы с теми же номерами из матрицы (4.21). Уравнение равновесия для закреплённых узлов не составляются, что равносильно уменьшению числа уравнений (числа строк в матрице) системы (4.21).

После этого можно решить систему (4.21) относительно $\{\delta\}$. Обычно для решения используются прямые методы, типа метода последовательного исключения неизвестных Гаусса. Найдя $\{\delta\}$, по формулам (4.14) или (4.19) можно определить усилия во всех стержневых элементах системы, в том числе и стержнях, примыкающим к опорным узлам. На этом заканчивается этап статического расчёта стержневой конструкции.

В заключение следует отметить, что, несмотря на всю мощь метода конечных элементов, его применение к расчёту крепей горных выработок наталкивается на ряд ограничений. Это обусловлено тем, что конструкция крепи, даже такой простой, как рамная, в значительной мере отличается от обычной строительной конструкции. Главная сложность расчёта крепи обусловлена тем, что нагрузка со стороны массива горных пород не является строго заданной, а формируется путём взаимодействия крепи с породами в процессе их разрушения и запредельного деформирования во времени. Поэтому задача расчёта крепи оказывается существенно нелинейной и нестационарной, а метод МКЭ может помочь только в решении отдельных частных случаев простого детерминированного нагружения при учёте взаимодействия

конструкции с линейным отпорным основанием (типа модели Винклера-Шведова). С учётом этого замечания и необходимо производить расчёт крепи в рамках МКЭ, чтобы потом вводить коррективы на реальные условия работы крепи в массиве.

Вопросы для самоконтроля:

1. Какова расчётная схема рамы и принятые обозначения в исходном примере для МКЭ?

2. Объясните вектор обобщённых сил и вектор обобщённых перемещений.

3. Сущность местной и глобальной систем координат?

4. Объясните, что значат вектор обобщённых внутренних усилий и вектор обобщённых перемещений на концах стержня.

5. Как связаны векторы обобщённых усилий и перемещений для стержня, выраженные в локальной и глобальной системах отсчёта?

6. В чём физический смысл компонент и блоков матрицы жёсткости стержня?

7. Как строится полная система уравнений равновесия для стержневой системы?

8. В чём ограничения метода МКЭ при расчёте крепи?

5. ЛИРА – ОСОБЕННОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ДЛЯ РАСЧЁТА КРЕПИ

5.1 Общее описание ППП Лира

Программный комплекс ЛИРА (ПК ЛИРА) – это многофункциональный программный комплекс для расчета, исследования и проектирования конструкций различного назначения.

ПК ЛИРА с успехом применяется в расчетах объектов промышленного, гражданского и горного строительства.

ПК ЛИРА позволяет исследовать общую устойчивость рассчитываемой модели, проверить прочность сечений элементов по различным теориям разрушений. ПК ЛИРА предоставляет возможность производить расчеты объектов с учетом физической и геометрической нелинейностей, моделировать процесс возведения сооружения с учетом монтажа и демонтажа элементов.

ПК ЛИРА состоит из нескольких взаимосвязанных информационных систем:

- ЛИР-ВИЗОР
- Расчетные процессоры
- Библиотека конечных элементов
- ЛИТЕРА
- ФРАГМЕНТ
- ЛИР-КС (Конструктор сечений)
- ЛИР-СТК (Стальные конструкции)
- ЛИР-РС (Редактируемый сортамент)
- ДОКУМЕНТАТОР

Система ЛИР-ВИЗОР – это единая графическая среда, которая располагает обширным набором возможностей и функций для формирования адекватных конечно-элементных моделей рассчитываемых объектов, их подробного визуального обследования и корректировки, для задания физико-механических свойств материалов, связей, разнообразных нагрузок, характеристик различных динамических воздей-

ствий, а также взаимосвязей между загружениями для определения их наиболее опасных сочетаний.

Возможности, предоставляемые по результатам расчета при отображении напряженно-деформированного состояния объекта, позволяют произвести детальный анализ полученных данных по полям перемещений и напряжений, по эпюрам усилий и прогибов, по мозаикам разрушения элементов, по главным и эквивалентным напряжениям и по многим другим параметрам.

Расчетные процессоры:

ЛИНЕЙНЫЙ процессор предназначен для решения задач, описывающих работу материала конструкций до достижения предела упругости.

ШАГОВЫЙ процессор позволяет решать задачи, связанные с нелинейной упругостью материала, геометрической нелинейностью (ванты, большепролетные покрытия, мембраны), а также с конструктивной нелинейностью (большие смещения пород) автоматическим выбором шага нагружения и с учетом его истории.

Процессор МОНТАЖ-плюс реализует моделирование работы сооружения в процессе возведения при многократном изменении расчетной схемы. **Процессор ДИНАМИКА** рассчитывает законы движения во времени и позволяет производить компьютерное моделирование поведения конструкции.

БИБЛИОТЕКА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ - позволяет создавать расчетные модели.

Система ЛИТЕРА вычисляет главные и эквивалентные напряжения по различным теориям прочности.

Система ФРАГМЕНТ определяет силы воздействия одного фрагмента сооружения на другой как нагрузку.

Система ЛИР-КС (Конструктор сечений) позволяет в специализированной графической среде сформировать сечения произвольной конфигурации, вычислить их осевые, изгибные, крутильные и сдвиговые характеристики. Кроме того, предоставляется возможность вычисления секторальных характеристик сечений, координат центров

изгиба и кручения, моментов сопротивления, а также определения формы ядра сечения. При наличии усилий в заданном сечении производится отображение картины распределения текущих, главных и эквивалентных напряжений, соответствующих различным теориям прочности.

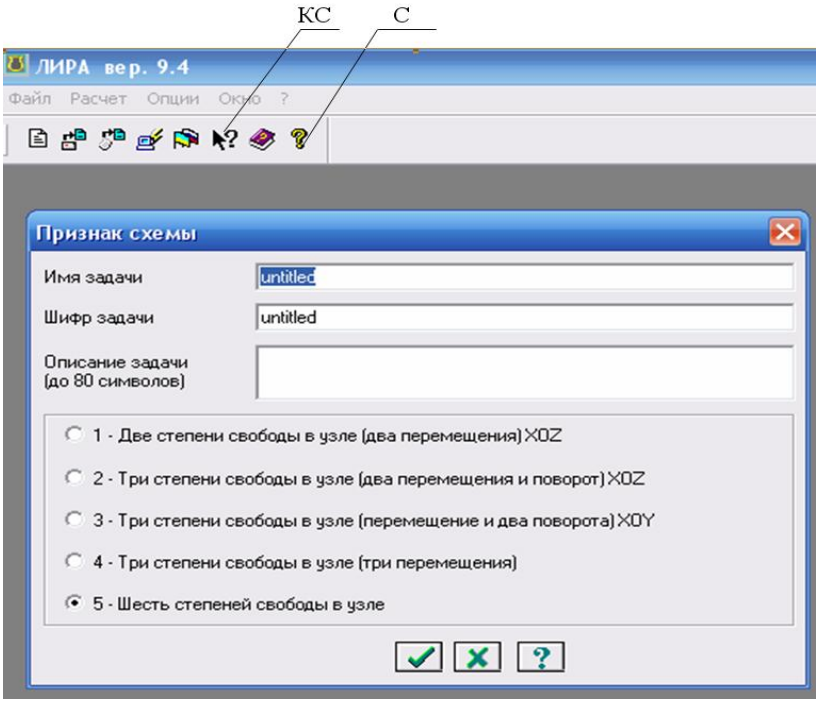
Конструирующая система ЛИР-СТК работает в двух режимах – подбора сечений элементов стальных конструкций и проверки заданных сечений в соответствии с действующими в мире нормативами. Допускается объединение нескольких однотипных элементов в конструктивный элемент. Система может функционировать в локальном режиме, позволяя проверить несколько вариантов при конструировании требуемого элемента.

Система ЛИР-РС информационно связана с системой ЛИР-СТК, позволяет производить редактирование используемой сортаментной базы прокатных и сварных профилей.

Система ДОКУМЕНТАТОР предназначена для формирования отчетов по результатам работы с комплексом. При этом вся информация может быть представлена как в табличном, так и в графическом виде. Табличный и графический разделы необходимой для отчета информации могут быть размещены совместно на специально организуемых для этой цели листах и снабжены комментариями и надписями. Кроме того, табличная информация может быть передана в MS Excel, а графическая – в MS Word. Реализован вывод таблиц в формате HTML.

5.2 Этапы расчета задач на ПК ЛИРА

Для того, чтобы начать работу с ПК ЛИРА, необходимо выполнить следующую команду Windows: **Пуск – Программы - ЛИРА 9.4.** На экране появится окно:



Важно запомнить, что для получения информации о различных элементах программы используйте кнопку (**КС** – контекстная справка, **С** – справка). При активизации этой операции курсор приобретает форму вопросительного знака. Указав на любой элемент интерфейса, можно получить информацию о нем.

Решение задач при помощи ПК ЛИРА сводится к выполнению следующих основных этапов:

1 – Создание новой задачи.

2 – Создание геометрической схемы.

3 – Задание граничных условий.

4 – Задание жесткостных параметров.

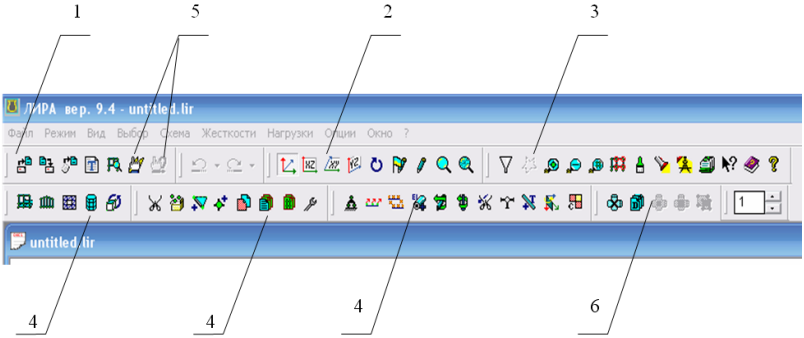
5 – Задание нагрузок.

6 – Расчет.

7 – Просмотр и анализ результатов расчета.

5.3 Команды, основные кнопки

Создание новой задачи, задание расчетных схем и расчет выполняется при помощи ряда кнопок и команд, пояснения к которым приведены ниже.



1 - Работа с файлами документов

2 - Функции изображения объектов

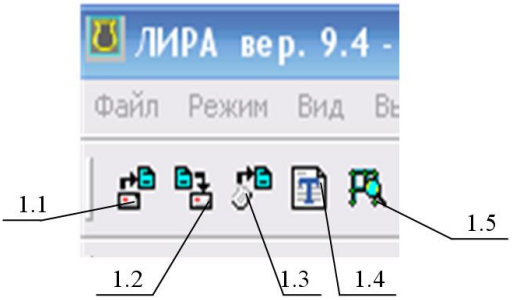
3 - Функции выбора объектов

4 - Функции формирования расчетной схемы

5 - Функции просмотра результатов расчета

6 – Работа с блоками

5.3.1 Работа с файлами документов



1.1 - открыть документ;

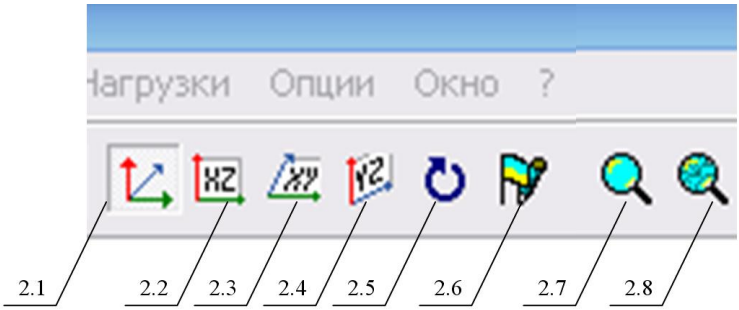
1.2 – сохранить активный документ;

1.3 – импортировать задачу;

1.4 – сохранить текстовый файл для процессора – производить по обычной схеме (Microsoft Office Word, Microsoft Office Excel);

1.5 - Задать имя, шифр и признак расчетной схемы. В диалоговом окне укажите признак системы по степеням свободы, задайте (для новой задачи) или измените (для существующей задачи) имя задачи (см. кнопку **КС**).

5.3.2 Функции изображения объектов



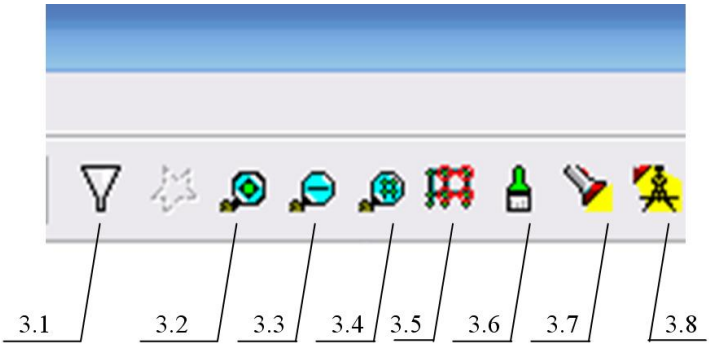
2.1 – 2.4 - расчетная схема задачи может быть отображена в различных плоскостях (XOZ, XOY,YOZ);

2.5 – используйте эту операцию для вращения вокруг оси X +, Y+, Z +, X–, Y–, Z–. Необходимо задать шаг угла вращения;

2.6 - команда **Флаги рисования** вызывает диалоговое окно **Показать**, которое предназначено для установки информации, изображаемой непосредственно на схеме, а также опций отображения схемы. Диалоговое окно содержит четыре закладки (**Элементы, Узлы, Общие, Результаты**). Закладка **Результаты** доступна только в режиме визуализации результатов расчета;

2.7, 2.8 – масштабирование изображения схемы (операция используется при необходимости более детального изображения фрагмента расчетной схемы и возврата в исходное положение).

5.3.3 Функции выбора объектов



3.1 – диалоговое окно **ПолиФильтр** управляет отображением расчетной схемы. Здесь можно отметить однотипные объекты схемы для операций над ними. Например, с помощью **ПолиФильтра** можно из всех элементов схемы выбрать элементы с определенным типом жесткости и видом нагрузки;

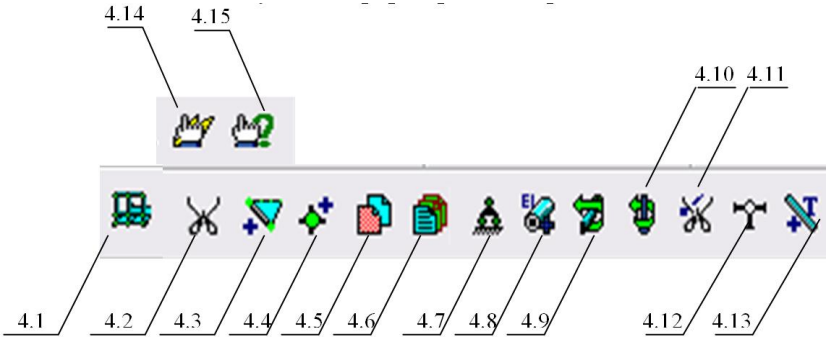
3.2 – 3.4 – отметка узлов, вертикальных и горизонтальных элементов на схеме одиночным указанием курсора или растягиванием вокруг нужных узлов "резинового окна". При одиночном указании курсором, если в область курсора попадают несколько узлов, пользователю предоставляется диалоговое окно выбора;

3.5 – отметить узлы у выбранных элементов;

3.6 – отмена сделанной ранее отметки узлов и элементов;

3.7, 3.8 – вывод на экран диалоговых окон с информацией об узлах и элементах схемы и их атрибутах. После активизации команды подвести курсор к требуемому объекту и щелкнуть левой кнопкой мыши.

5.3.4 Функции формирования расчетной схемы



4.1 – генерация регулярных плоских схем. Диалоговое окно содержит пять закладок для задания регулярных фрагментов - рам, ростверков, балок-стенок, плит и плоских оболочек, сетей;

4.2 – удаление отмеченных объектов;

4.3, 4.4 – добавление элемента или узла (окно предназначено для добавления элементов или узлов) в расчетную схему;

4.5, 4.6 – функции перемещения и копирования объектов;

4.7 - наложение связи в узлах (в диалоговом окне указываются направления, по которым требуется запретить перемещения узлов - X, Y, Z, UX, UY, UZ);

4.8 – диалоговое окно **Жесткости элементов** предназначено для выбора требуемых типов (параметров) жесткости из библиотеки жесткостных характеристик и присвоения их конечным элементам схемы;

4,9 – 4.11 – задание имени и номера загружения, корректировка нагрузок, удаление нагрузок;

4.12 – диалоговое окно **Шарниры** предназначено для задания шарниров в начале (1-й узел) и/или в конце (2-ой узел) стержня. Допускается вводить как угловые (вокруг осей X1, Y1, Z1), так и линейные (вдоль осей X1, Y1, Z1) шарниры. В случае идеального шарнира значения жесткости по всем направлениям задаются равными нулю. В иных случаях (пластический шарнир, односторонние связи) задаются

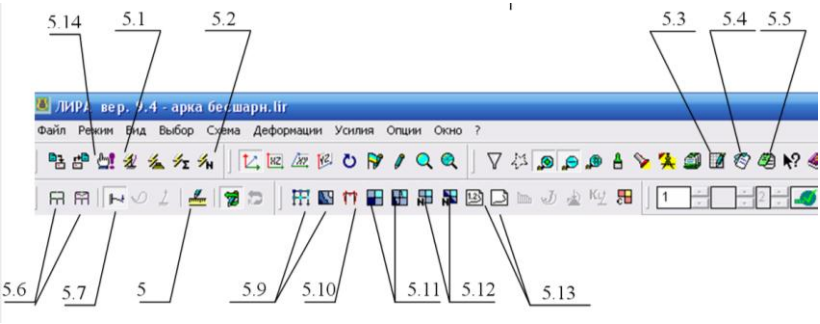
определенные значения жесткостей шарнира по соответствующим направлениям;

4.13 – диалоговое окно **Смена типа конечного элемента** предназначено для изменения типа уже заданных конечных элементов в соответствии с нумерацией типов в библиотеке конечных элементов;

4.14, 4.15 – расчет текущей задачи и переход в режим визуализации результатов расчета.

Для моделирования нелинейных загружений необходимо выполнить команду **Нагрузки - Моделирование нелинейных загружений** (в диалоговом окне задаются параметры, определяющие организацию шагового процесса: номер загружения или комбинации загружений, модификацию шагового метода (простой шаговый, автоматический выбор шага).

5.3.5 Функции просмотра результатов расчета



5.1 – расчет на устойчивость;

5.2 – определение главных и эквивалентных напряжений;

5.3 – 5.5 – интерактивные таблицы, пояснительная записка отчет (вывод на экран результатов расчета в табличной форме);

5.6 – показать исходную схему;

5.7 – показать деформированную схему;

5.8 – управление масштабом перемещений;

5.9 – мозаика и изополя перемещений в узлах и по поверхности;

5.10 – эпюры усилий в стержнях;

5.11 – мозаика и изополя напряжений;

5.12 – мозаика и изополя главных и эквивалентных напряжений;

5.13 – надписать / убрать в указанном курсором месте надписи с изолиний;

5.14 – переход в режим создания расчетной схемы.

5.4 Обучающие примеры

Обучающие примеры рассмотрим по этапам, приведенным в пункте 5.1.

Пример 1

Расчет однопролетной рамы

Цель:

- Составить расчетную схему плоской рамы;
- Определить усилия в элементах рамы (M, N, Q).

Исходные данные:

Схема рамы и ее закрепление показаны на рис.5.1.

Сечения элементов рамы – квадрат размером 40 × 40 см^2.

Материал рамы – железобетон В30.

Нагрузки:

постоянная равномерно распределенная g= 20 кН/м.

Этап 1. Создание новой задачи

Для создания новой задачи выполните пункт меню **Файл – Новый** (кнопка на панели инструментов).

В появившемся диалоговом окне **Признак схемы** (рис. 5.2) задайте следующие параметры:

- имя создаваемой задачи – **Пример 1**
- признак схемы – (в данном примере: **2 – Три степени свободы в узле (два перемещения и поворот) X0Z).**

После этого щелкните по кнопке **1 – Подтвердить** (рис. 5.2).

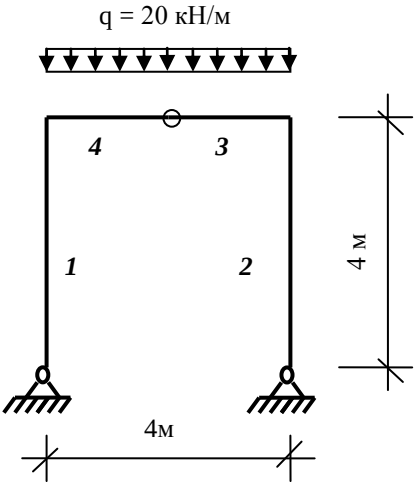


Рисунок 5.1 – Расчетная схема рамы

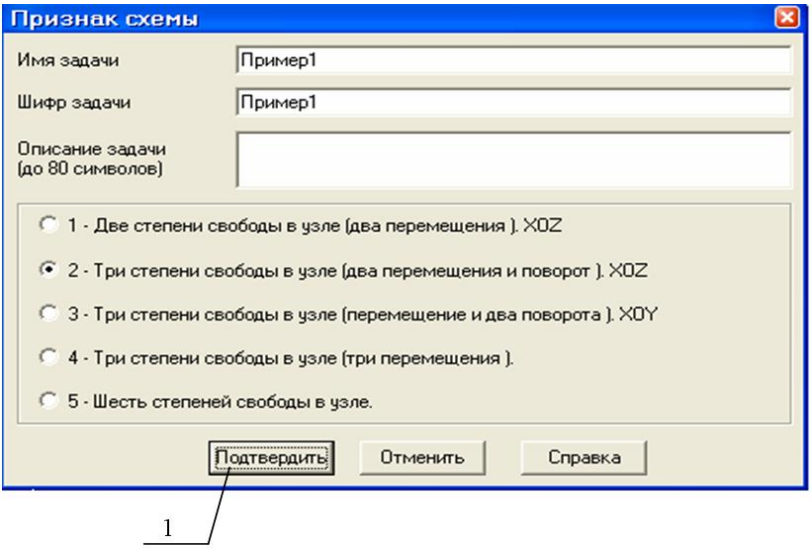


Рисунок 5.2 – Диалоговое окно – **Признак схемы**

Этап 2. Создание геометрической схемы

Вызовите диалоговое окно **Создание плоских фрагментов и сетей** (рис. 5.3) с помощью меню **Схема - Создание - Регулярные фрагменты и сети** (или кнопкой **4.1** на панели инструментов).

В этом диалоговом окне задайте:

Шаг вдоль первой оси:		**Шаг вдоль второй оси:**	
L(м)	**N**	**L(м)**	**N**
4.00	1	4.00	1

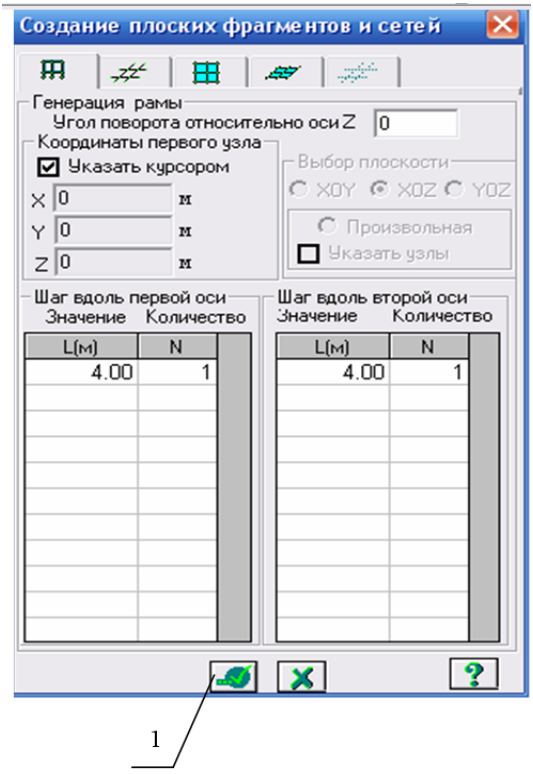


Рисунок 5.3 – Диалоговое окно **Создание плоских фрагментов и сетей**

После этого щелкните по кнопке **1** – **Применить (**рис. 5.3).

Чтобы разделить горизонтальный элемент на 2 равные части, используйте кнопку **4.3** на панели инструментов. На экране появится окно (рис. 5.4):

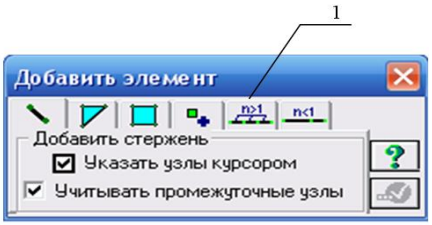


Рисунок 5.4 - Диалоговое окно – **Добавить элемент**

Выполните пункт меню **Выбор - Отметка элементов** (кнопка **3.3** на панели инструментов).

С помощью курсора выделите горизонтальный элемент (элемент окрашивается в красный цвет).

Щелкните по кнопке **1** (рис. 5.4). На экране появится окно (рис. 5.5):

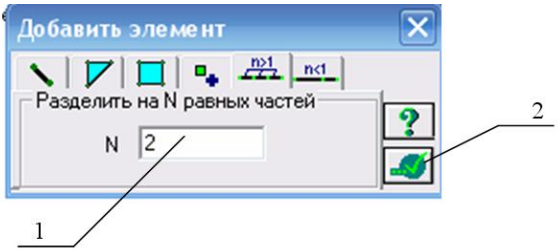


Рисунок 5.5 - Диалоговое окно – **Добавить элемент – Разделить на N равных частей**

В активном окне **1** (рис. 5.5) задайте необходимое количество частей (в примете количество частей равно 2), после этого щелкните по кнопке **2** – **Применить.**

Для назначения шарниров горизонтальным элементам рамы выполните пункт меню **Выбор - Отметка элементов** (кнопка **3.3** на панели инструментов).

С помощью курсора выделите элемент № 4 (элемент окрашиваются в красный цвет).

Из меню **Жесткости - Шарниры** (кнопка **4.12** на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Шарниры** (рис. 5.6).

В этом окне с помощью установки соответствующих флажков укажите узлы и направления, по которым снимается жесткость связи одного из концов стержня с узлом схемы:

2-й узел – UY. Щелкните по кнопке – **Применить**.

Аналогично предыдущей операции повторите операцию по назначению шарнира элементу № 3.

Сохранение информации о расчетной схеме

Для сохранения информации о расчетной схеме выполните пункт меню **Файл - Сохранить** (кнопка **1.2** на панели инструментов).

- В появившемся диалоговом окне **Сохранить как** задайте:

- имя задачи – **Пример1**;

- папку, в которую будет сохранена эта задача (по умолчанию выбирается папка – **LDdata**).

Щелкните по кнопке **Сохранить**.

Этап 3. Задание граничных условий

Вывод на экран номеров узлов и элементов

Выполните пункт меню **Опции - Флаги рисования** (кнопка **2.6** на панели инструментов).

В диалоговом окне **Показать** при активной закладке **Элементы** (кнопка 1 рис. 5.7) установите флажок **Номера элементов.**

После этого активизируйте закладку **Узлы** (кнопка 2 рис. 5.7) и установите флажок **Номера узлов**.

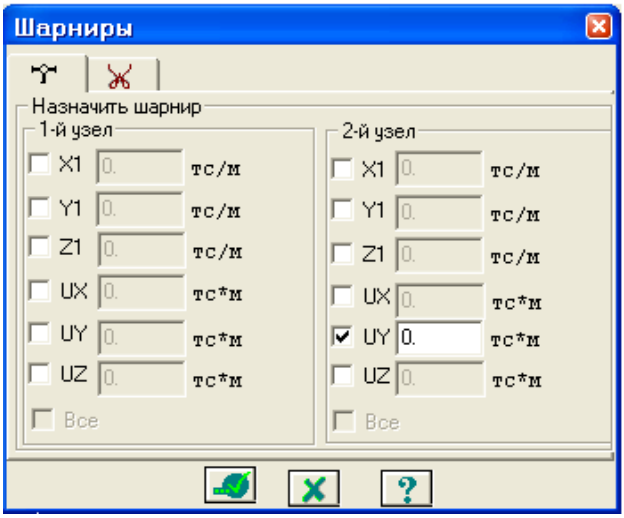


Рисунок 5.6 - Диалоговое окно **Шарниры**

Отметка узлов № 1 и 2

- Выполните пункт меню **Выбор - Отметка узлов** (кнопка **3.2** на панели инструментов).

- С помощью курсора выделите узлы № 1 и 2 (узлы окрашиваются в красный цвет).

Отметка узлов выполняется с помощью одиночного указания курсором или растягиванием вокруг нужных узлов "резинового окна".

Задание граничных условий в узлах № 1 и 2

- С помощью пункта меню **Схема - Связи** (кнопка **4.7** на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Связи в узлах** (рис. 5.8).

- В этом окне, с помощью установки флажков, отметьте направления, по которым запрещены перемещения узлов (**X, Z, UY**).

- После этого щелкните по кнопке **1** – **Применить** (рис. 5.8**)** (узлы окрашиваются в синий цвет)

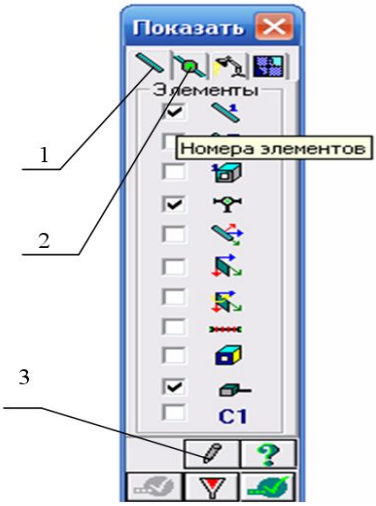


Рисунок 5.7 – Диалоговое окно **Показать-Элементы - Номера элементов**

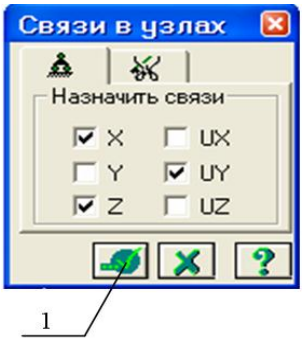


Рисунок 5.8 - Диалоговое окно **Связи в узлах**

Этап 4. Задание жесткостных параметров

Для расчета необходимо задать жесткостные параметры элементов. Их количество зависит от типа конечных элементов. К этим параметрам относятся: площади поперечных сечений, моменты инерции сечений, толщина плитных и оболочечных элементов, модули упруго-

сти и сдвига, коэффициенты постели упругого основания.

Общая схема задания жесткостных характеристик такова:

- вводятся числовые данные жесткостных характеристик. Каждый набор характеристик будем называть типом жесткости или просто жесткость. Каждому типу жесткости присваивается порядковый номер;

- один из типов жесткости назначается текущим;

- отмечаются элементы, которым будет присвоена текущая жесткость;

- кнопкой **Назначить** всем выделенным элементам присваиваются жесткостные характеристики, текущего типа жесткости.

Диалоговое окно **Жесткости элементов** имеет три закладки графического меню, дающее доступ к библиотеке жесткостных характеристик. По умолчанию открывается закладка **Стандартные типы сечений**. Две других закладки содержат: диалоговые окна для задания характеристик из базы типовых сечений стального проката и диалоговые окна для задания параметров пластин и объемных элементов, а также численных жесткостных параметров, соответствующих некоторым типам конечных элементов; здесь же находится кнопка выбора типа нестандартного сечения.

Формирование типов жесткости

- С помощью меню **Жесткости - Жесткости элементов** (кнопка **4.8** на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Жесткости элементов** (рис. 5.9).

- В этом окне щелкните по кнопке **1** – **Добавить** (рис. 5.9**)** для того, чтобы вывести список стандартных типов сечений.

- Выберите двойным щелчком мыши на элементе графического списка тип сечения **Брус** (на экран выводится диалоговое окно для задания жесткостных характеристик выбранного типа сечения).

- В диалоговом окне **Задание стандартного сечения** задайте параметры сечения **Брус** (рис. 5.10):

- модуль упругости – **E** = 3e6 т/м2;

- геометрические размеры – **B** = 40 см; **H** = 40 см;

- плотность $R_0 = 2$ тс/м^3.

- Для ввода данных щелкните по кнопке **Подтвердить**.

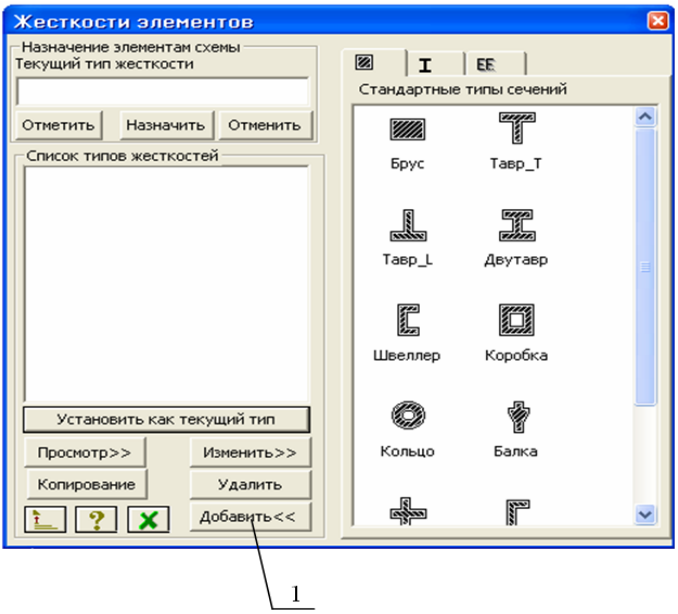


Рисунок 5.9 - Диалоговое окно **Жесткости элементов**

Назначение жесткостей элементам рамы

- В диалоговом окне **Жесткости элементов** в списке типов жесткостей выделите курсором тип жесткости **1. Брус 40x40**.

- Щелкните по кнопке **Установить как текущий тип** (при этом выбранный тип записывается в окне редактирования **Текущий тип жесткости**. Можно назначить текущий тип жесткости двойным щелчком на строке списка).

- Выполните пункт меню **Выбор - Отметка вертикальных элементов** (кнопка **3.3** на панели инструментов).

- С помощью курсора выделите все вертикальные элементы схемы (выделенные элементы окрашиваются в красный цвет).

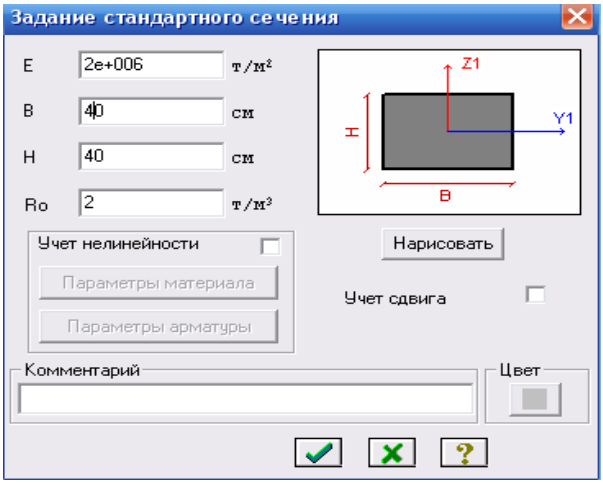


Рисунок 5.10 - Диалоговое окно **Задание стандартного сечения**

Отметка элементов выполняется с помощью одиночного указания курсором или растягиванием вокруг нужных элементов "резинового окна".

- В диалоговом окне **Жесткости элементов** щелкните по кнопке **Назначить** (с элементов снимается выделение. Это свидетельство того, что выделенным элементам присвоена текущая жесткость).

- Выполните пункт меню **Выбор - Отметка вертикальных элементов** (кнопка **3.3** на панели инструментов), чтобы снять активность с операции выделения вертикальных стержневых элементов.

- Аналогично присваивается жесткость горизонтальным элементам.

Этап 5. Задание нагрузок

Нагрузки на узлы и элементы задаются с помощью диалогового окна **Задание нагрузок**, которое вызывается из меню **Нагрузки - Нагрузка на узлы и элементы** (кнопка **4.9** на панели инструментов).

Диалоговое окно содержит закладки для задания нагрузок на узлы, стержни, пластины, объемные элементы и суперэлементы, а

также для задания нагрузок для расчета на динамику во времени. По умолчанию принимается, что нагрузки принадлежат одному и тому же текущему загружению, номер которого был задан заранее. Окно содержит также закладку для корректировки или удаления нагрузок текущего загружения.

В окне содержатся радио-кнопки для задания систем координат – глобальной, местной (для элемента), локальной (для узла) и направления воздействия – X, Y, Z, а также кнопки для задания статической нагрузки (коричневый цвет), заданного смещения (желтый цвет) и динамического воздействия (розовый цвет) – меню этих кнопок изменяется в зависимости от типа загружаемого конечного элемента. При нажатии этих кнопок вызывается диалоговое окно для задания параметров нагрузки. Приложенные нагрузки и воздействия заносятся в поле списка нагрузок – **Текущая нагрузка.**

Формирование загружения № 1

Выделите горизонтальные элементы № 3 и № 4.

Вызовите диалоговое окно **Задание нагрузок** (рис. 5.11) с помощью меню **Нагрузки - Нагрузка на узлы и элементы** (кнопка **4.10** на панели инструментов).

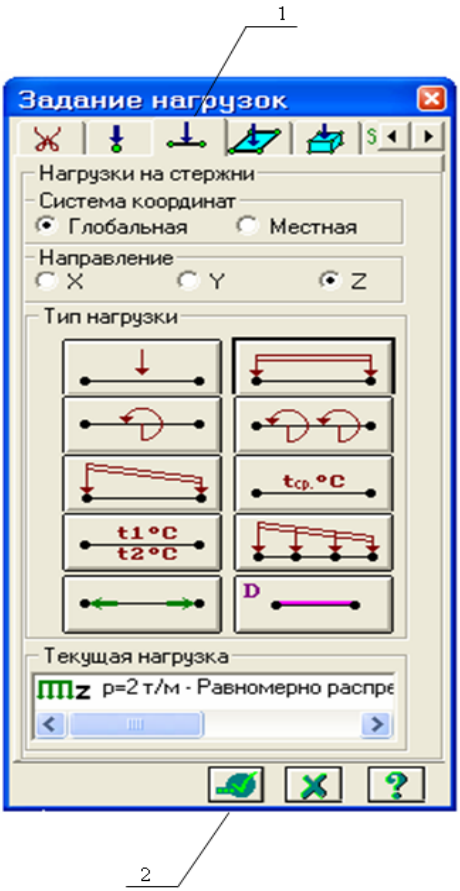


Рисунок 5.11 - Диалоговое окно **Задание нагрузок**

В этом окне активизируйте закладку **Нагрузки на стержни**.

Затем радио-кнопками укажите систему координат **Глобальная**, направление – **вдоль оси Z**.

Щелчком по кнопке равномерно распределенной нагрузки вызовите диалоговое окно **Параметры местной нагрузки**.

В этом окне задайте интенсивность нагрузки g = 20 кН/м (g = 2.0 тс/м) (рис. 5.12). Единицы измерения задаются с помощью меню **Опции – Единицы измерения.**

Щелкните по кнопке **Подтвердить**.

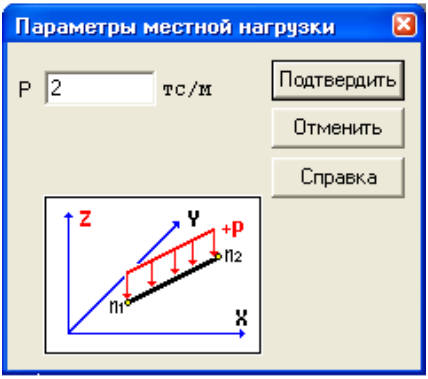


Рисунок 5.12 - Диалоговое окно **Параметры местной нагрузки**

После этого в диалоговом окне **Задание нагрузок** щелкните по кнопке **1** – **Применить** (рис. 5.11).

Этап 7. Расчет

Запустите задачу на расчет с помощью меню **Режим - Выполнить расчет** (кнопка **4.14** на панели инструментов).

Этап 8. Просмотр и анализ результатов расчета

После расчета задачи, переход в режим результатов расчета осуществляется с помощью меню **Режим - Результаты расчета** (кнопка **4.15** на панели инструментов).

В режиме просмотра результатов расчета по умолчанию расчетная схема отображается с учетом перемещений узлов (рис. 5.13). Для отображения схемы без учета перемещений узлов выполните пункт меню **Схема - Исходная схема** (кнопка **5.6** на панели инструментов).

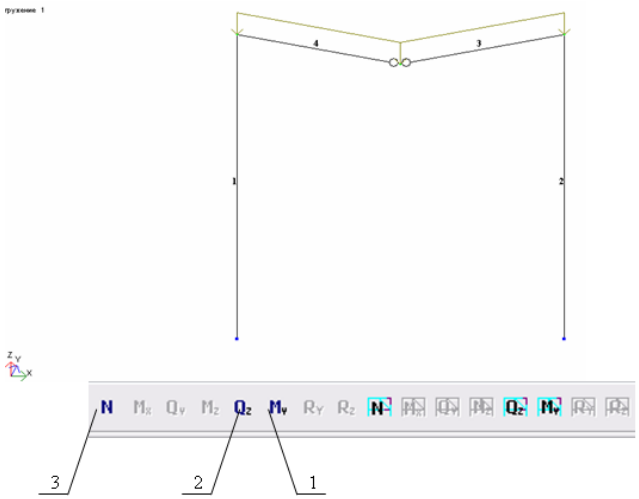


Рисунок 5.13 - Расчетная схема с учетом перемещений узлов

Вывод на экран эпюр внутренних усилий

Выведите на экран эпюру MY (рис. 5.14) с помощью меню **Усилия - Эпюры - Эпюры изгибающих моментов (MY)** (кнопка **5.10** на панели инструментов, а затем кнопка **1** (рис. 5.13)).

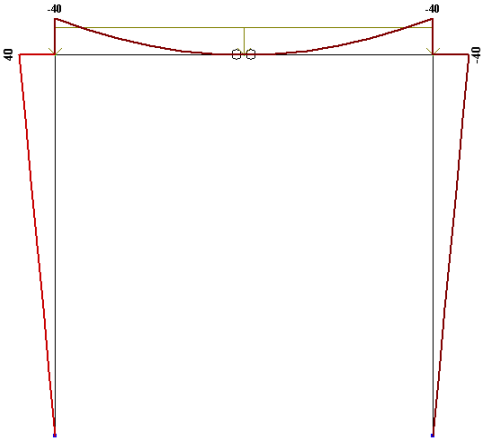


Рисунок 5.14 - Эпюры изгибающих моментов MY

Для вывода эпюры QZ (рис. 5.15), выполните пункт меню **Усилия - Эпюры - Эпюры поперечных сил (QZ)** (кнопка **2** рис. 5.13).

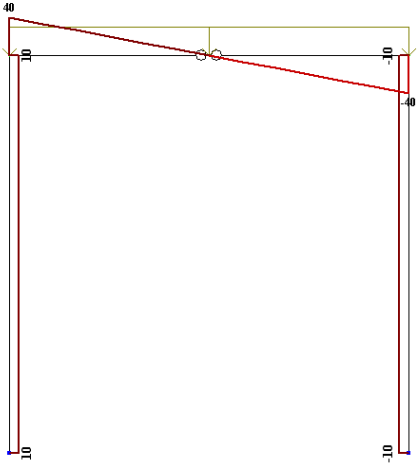


Рисунок 5.15 - Эпюры поперечных сил QZ

Для вывода эпюры N (рис. 5.16), выполните пункт меню **Усилия - Эпюры - Эпюры поперечных сил (N)** (кнопка 3 рис. 5.13).

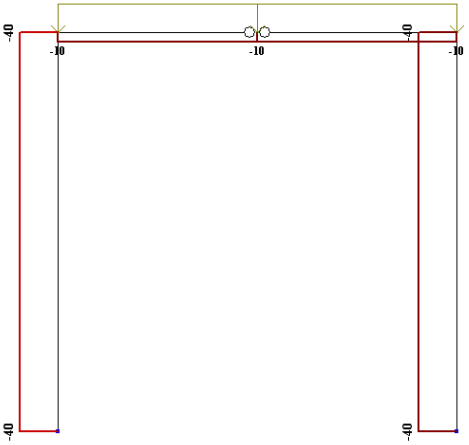


Рисунок 5.16 - Эпюры продольных сил N

Формирование и просмотр таблиц результатов расчета

Для вывода на экран таблицы со значениями расчетных сочетаний усилий в элементах схемы, выполните пункт меню **Окно - Стандартные таблицы.**

После этого в диалоговом окне **Стандартные таблицы** (рис. 5.16) выделите необходимую для просмотра строку (**Протокол решения, Перемещения** или **Усилия)**.

Щелкните по кнопке **1 - Применить** (для создания таблиц в формате HTML нужно установить флажок HTML-формат).

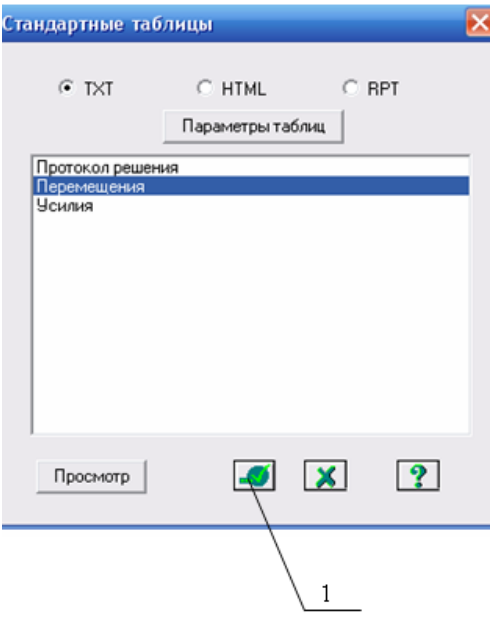


Рисунок 5.17 - Диалоговое окно **Стандартные таблицы**

На экране проявятся таблицы “ПЕРЕМЕЩЕНИЯ УЗЛОВ” и “УСИЛИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ”, показанные на рис. 5.18.

```
ri Jul 23 15:20  UNTITLED    основная схема
-------------------------------------------------------------------------
          П Е Р Е М Е Щ Е Н И Я    У З Л О В.
-------------------------------------------------------------------------
           1       2       3       4       5
-------------------------------------------------------------------------
  1 -
X                      0.0113 -0.0113
Z                     -0.0906 -0.0906 -11.174
UY   -2.0114  2.0114  4.0313 -4.0313
-------------------------------------------------------------------------
```

```
ri Jul 23 15:20  UNTITLED    основная схема
-------------------------------------------------------------------------------
      У С И Л И Я /НАПРЯЖЕНИЯ/ В ЭЛЕМЕНТАХ.
-------------------------------------------------------------------------------
 10_      1-1     1-2     2-1     2-2     3-1     3-2     4-1     4-2
          1       1       2       2       5       5       3       3
          3       3       4       4       4       4       5       5
-------------------------------------------------------------------------------
  1 -
N    -4.07886 -4.07886 -4.07886 -4.07886 -1.01971 -1.01971 -1.01971 -1.01971
M             4.07886          -4.07886          -4.07886 -4.07886
Q    1.01971  1.01971 -1.01971 -1.01971          -4.07886  4.07886
-------------------------------------------------------------------------------
```

Рисунок 5.18 – Таблицы “ПЕРЕМЕЩЕНИЯ УЗЛОВ” и “УСИЛИЯ В ЭЛЕМЕНТАХ”

Для того чтобы закрыть таблицу, выполните пункт меню **Файл - Закрыть.**

Пример 2

Расчет многошарнирной крепи

Цель:

- Составить расчетную схему крепи;
- Определить усилия в элементах крепи (M, N, Q).

Исходные данные:

Схема крепи и ее закрепление показаны на рис. 5.18.

Геометрические размеры: a = 2,5 м, h = 2,5 м, $\alpha = 45^{o}$.

Сечения элементов рамы – квадрат размером 20 × 20 $см^2$.

Материал крепи – металл.

Нагрузки:

постоянная равномерно распределенная $q^{p}_{в}$ = 100 кН/м; $q^{p}_{б}$ = 20 кН/м.

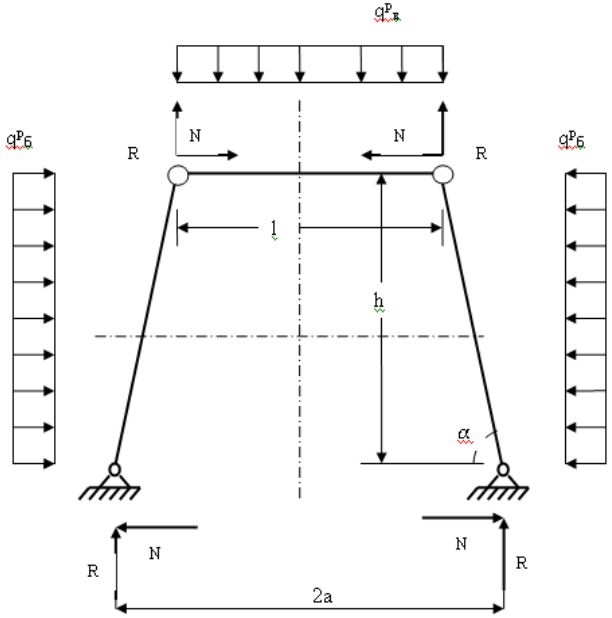


Рисунок 5.19 – Расчетная схема шарнирной крепи

Этап 1. Создание новой задачи

Присвоим имя задачи - **Пример 1.** Признак схемы в данном примере: **2 – Три степени свободы в узле (два перемещения и поворот) X0Z).**

Этап 2. Создание геометрической схемы

Выполняется согласно описанию в п 5.3.

Для изменения координат узлов крепи можно использовать кнопку **3.7** (для просмотра информации об узле) и кнопку **3.2** (для выделения узла, о котором необходима информация). На экране появится окно (рис 5.20), в котором можно изменить информацию о соответствующем узле.

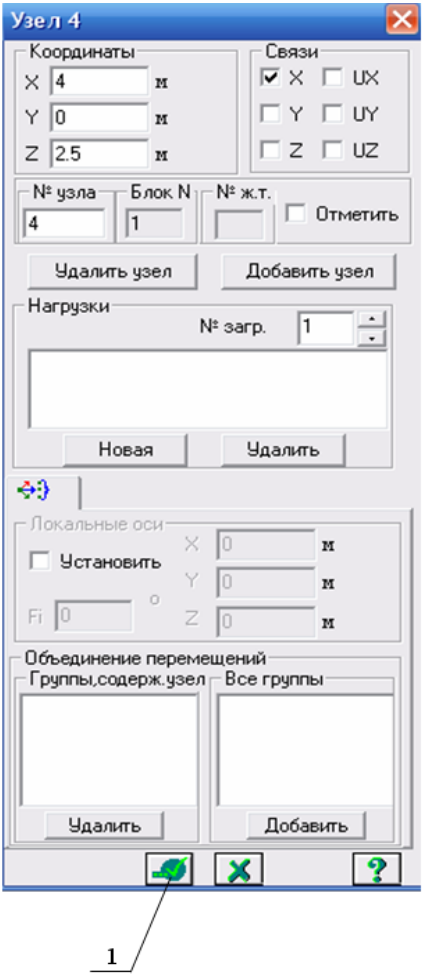


Рисунок 5.20 – Диалоговое окно – **Информация об узлах и элементах**

Аналогично можно изменить информацию об элементе, предварительно отметив интересующий нас элемент, используя кнопку **3.3** на панели инструментов.

После этого щелкните по кнопке **1** – **Применить (**рис. 5.20).

Задание граничных условий, назначение шарниров горизонтальному элементу крепи, задание нагрузок, задание жесткостных параметров выполните согласно описанию п. 5.3.

Если в качестве материала конструкций используется металл, то для задания его жесткостных характеристик используется кнопка **2** (рис. 5.21).

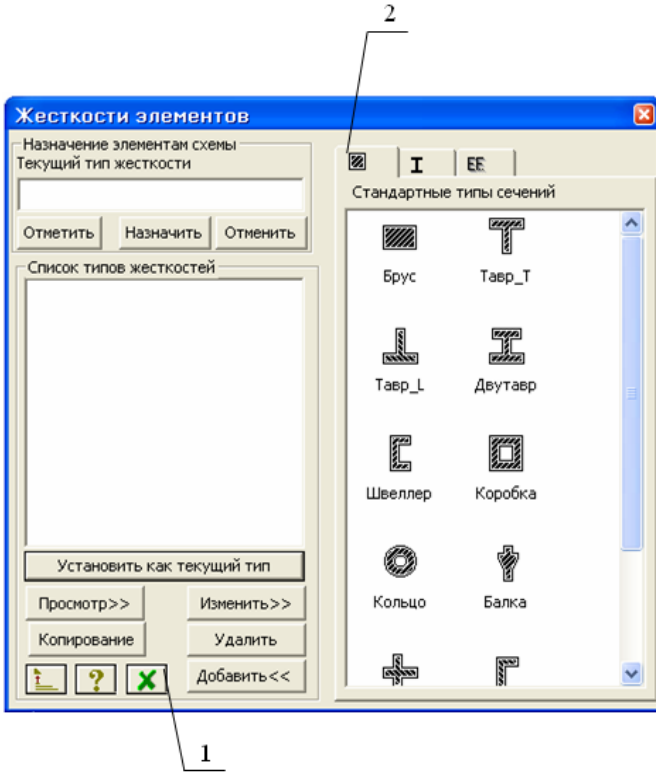


Рисунок 5.21 - Диалоговое окно **Жесткости элементов**

На экране появится окно **База типовых сечений** (1, рис. 5.22), в котором необходимо выбрать тип сечения согласно исходным данным задачи – **Квадрат** (2, рис. 5.22) и назначить файл сортамента (1, рис. 5.23) и профиль (2, рис. 5.23).

После того, как расчетная схема крепи полностью создана в базе данных ПК ЛИРА, выполняется расчет (кнопка **4.14**) и просмотр результатов расчета (кнопка **4.15** и **5.10**).

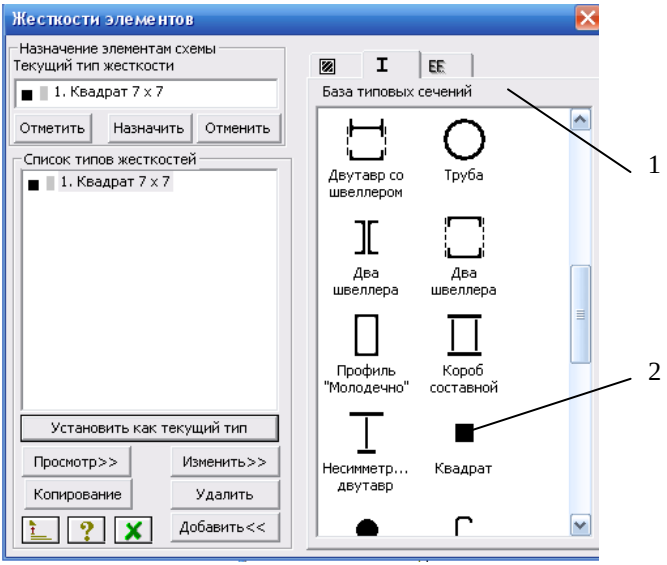


Рисунок 5.22 - Диалоговое окно **Жесткости элементов**

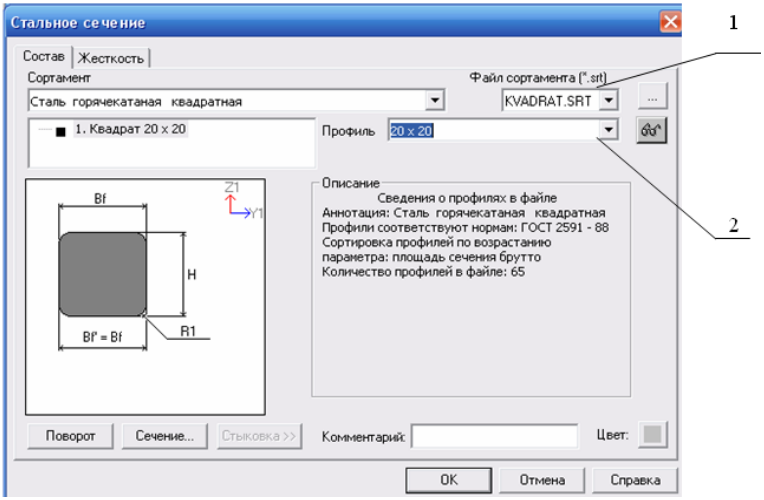


Рисунок 5.23 - Диалоговое окно **Жесткости элементов-Стальное сечение**

Этап 3. Просмотр и анализ результатов расчета

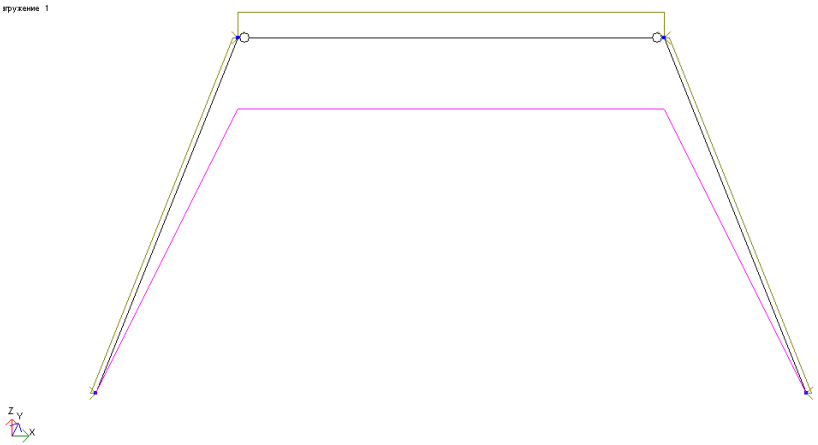


Рисунок 5.24 – Исходная + деформированная схема крепи

Вывод на экран эпюр внутренних усилий

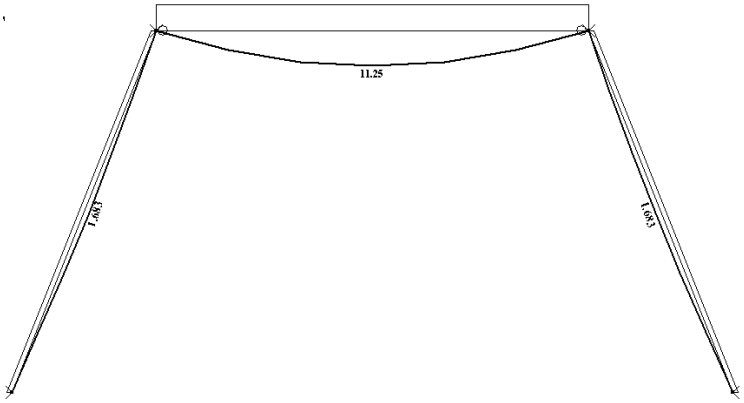


Рисунок 5.25 - Эпюры изгибающих моментов MY

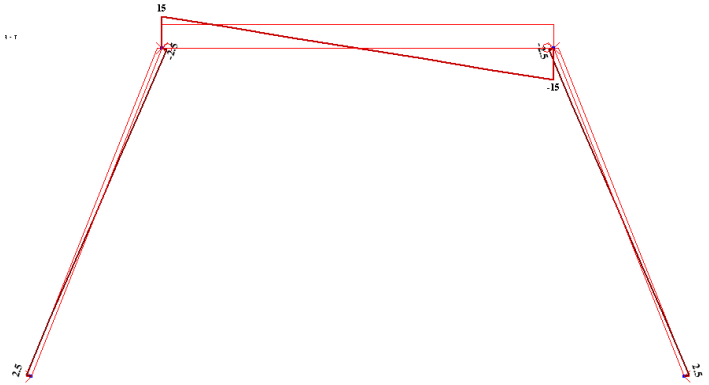


Рисунок 5.26 - Эпюры поперечных сил QZ

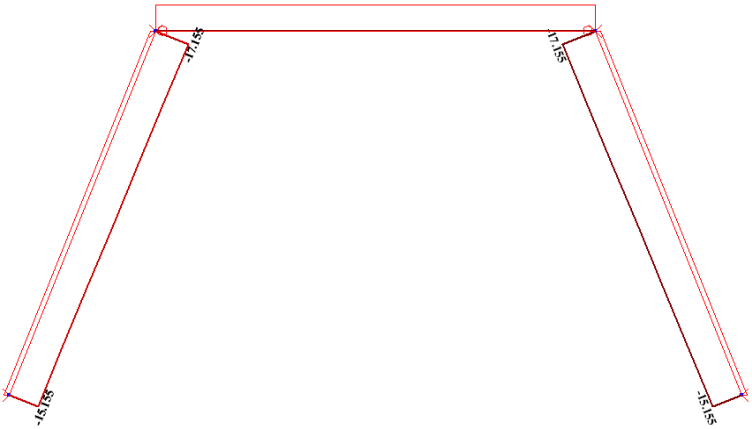


Рисунок 5.27 - Эпюры продольных сил N

Пример 3
Расчет 8-шарнирной замкнутой крепи

Цель:

- Составить расчетную схему 8-шарнирной крепи;

- Определить усилия в элементах крепи (M, N, Q), перемещения в узлах крепи, усилия в элементах, моделирующих связь элементов крепи с горным массивом.

Исходные данные:

Схема 8-шарнирной крепи показана на рис. 5.28.

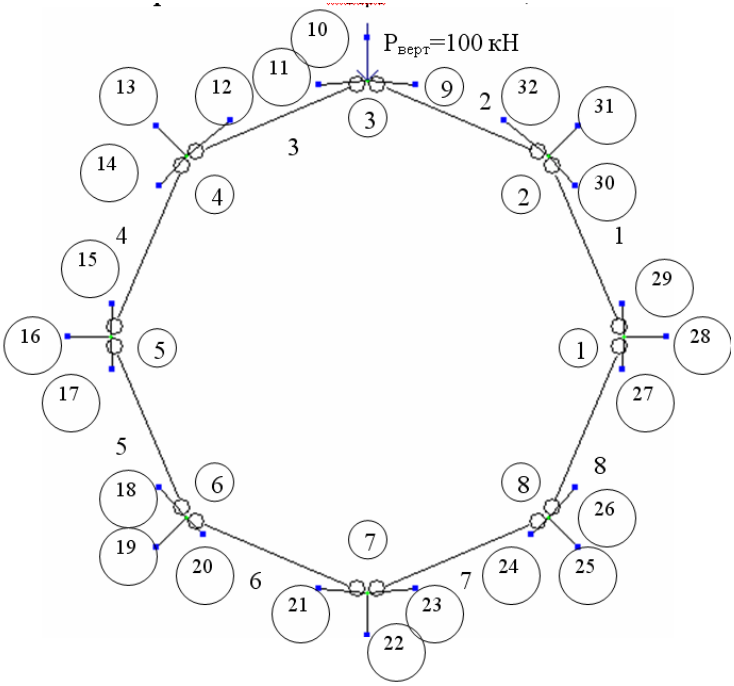
Радиус крепи – 3 м.

Сечения элементов крепи – квадрат размером 100 × 100 мм^2.

Материал крепи – металл.

Нагрузки:

- сосредоточенная вертикальная $P_{верт}$ = 100 кН;



1 – 8 – номера элементов;

(1) — (32) — номера узлов

Рисунок. 5.28 – Расчетная схема 8-шарнирной крепи

Этап 1. Создание новой задачи

Присвоим имя задачи - **Пример 3.** Признак схемы в данном примере: **2 – Три степени свободы в узле (два перемещения и поворот) X0Z).**

Этап 2. Создание геометрической схемы

Выполняется согласно описанию в п 5.3.

Для создания расчетной схемы 8-ми шарнирной крепи используем кнопку **4.4** на панели инструментов. На экране появится диалоговое окно – **Добавить узел**

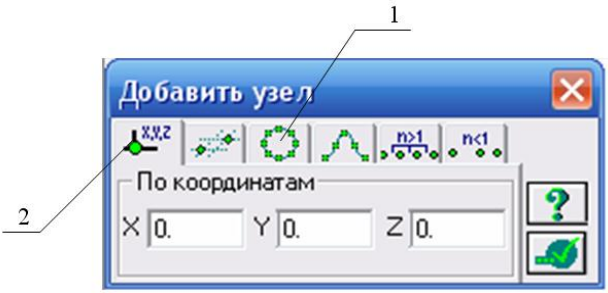


Рисунок 5.29 - Диалоговое окно – **Добавить узел**

Для задания параметров крепи щелкните по кнопке **1** (рис. 5.29). На экране появится диалоговое окно - **Добавить узел – Ввести параметры** (рис. 5.30).

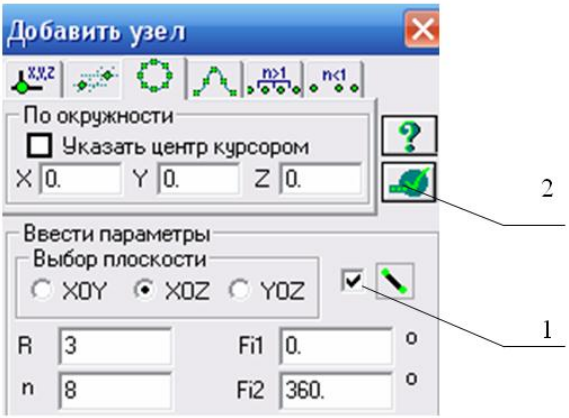


Рисунок 5.30 - Диалоговое окно – **Добавить узел – Ввести параметры**

В этом окне необходимо ввести следующие параметры крепи:

- с помощью радио-кнопки указывается плоскость, в которой должна располагаться крепь (плоскости X0Y, X0Z и Y0Z). В нашем примере – плоскость **XOZ;**

- радиус крепи (R)– 3 м;

- количество узлов на окружности (n) – 8;

- углы начала и конца дуги (Fi1) и (Fi2) (отсчет углов происходит против часовой стрелки).

Для того, чтобы соединить узлы стержнями, необходимо выставить соответствующий флажок (кнопка **1** - рис. 5.30).

Для отображения расчетной схемы крепи на экране щелкните по кнопке **2** – **Применить** (рис. 5.30).

Для моделирования взаимодействия крепи с окружающим горным массивом введем в узлы расчетной схемы крепи соответствующие конечные элементы (**КЭ 262 - Двухузловой КЭ односторонней упругой связи между узлами**). Данный КЭ является нелинейным и предназначен для моделирования односторонней (воспринимающей либо растяжение, либо сжатие) линейной связи. Направление связи выстраивается в соответствии с координатами узлов, описывающих данный КЭ, и совпадает с продольной осью X1.

В каждый узел крепи введем по три КЭ 262. С этой целью зададим соответствующие координаты узлов этих элементов (**кнопка 2** - рис. 5.29) и добавим элементы, соединив начало и конец каждого стержня (**кнопка 4.3** на панели инструментов). Каждому такому элементу автоматически присваивается тип **КЭ 10**. Для изменения типа **КЭ 10** на **КЭ 262** выделите элементы, тип которых необходимо изменить (**кнопка 3.3).** Затем щелкните по **кнопке 4.13** на панели инструментов. На экране появится диалоговое окно – **Смена типа конечного элемента** (рис. 5.31). Отметьте курсором необходимый тип конечного элемента - КЭ 262. Щелкните по кнопке **1 – Применить** (рис. 5.31).

Задание граничных условий (связи в узлах 9 – 32 по направлениям осей X и Z), назначение шарниров в элементах крепи, задание нагрузок, задание жесткостных параметров выполните согласно описанию п. 5.3.

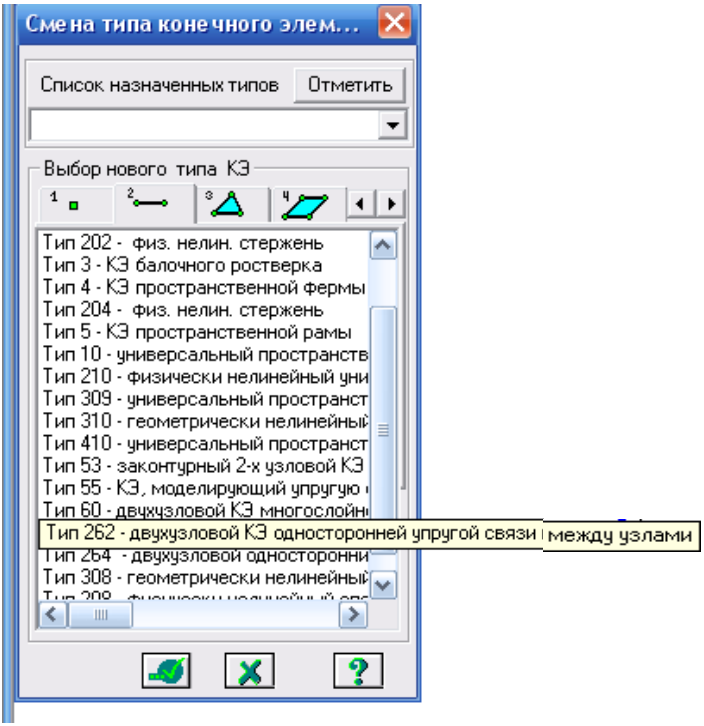


Рисунок 5.31 - Диалоговое окно – **Смена типа конечного элемента**

Этап 3. Задание жесткостных параметров элементам КЭ 262

- с помощью меню **Жесткости - Жесткости элементов** (кнопка **4.8** на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Жесткости элементов**.

- в этом окне щелкните по кнопке **1** – **Добавить** и по кнопке **2 (**рис. 5.32) для задания жесткостных параметров элементу КЭ 262.

Выберите двойным щелчком мыши на элементе графического списка тип конечного элемента - КЭ 262 (на экран выводится диалоговое окно для задания жесткостных характеристик выбранного типа конечного элемента). На экране появится диалоговое окно – **Численное описание для КЭ 262** (рис. 5.33).

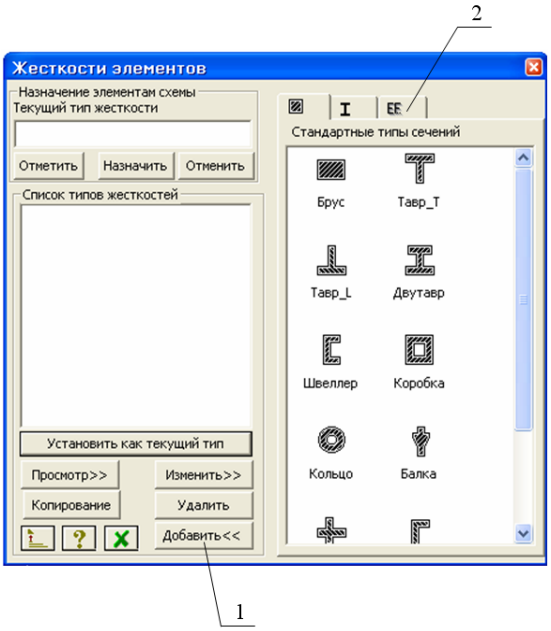


Рисунок 5.32 - Диалоговое окно - **Жесткости элементов**

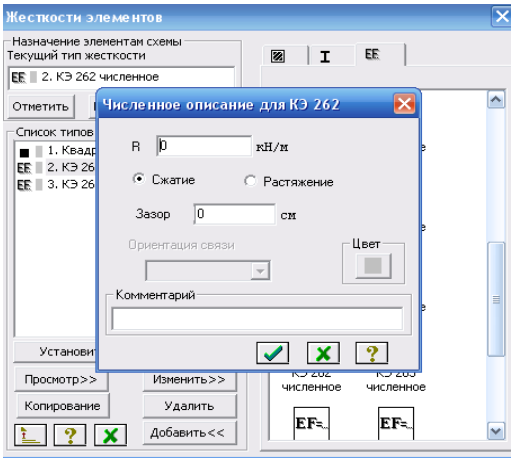


Рисунок 5.33 - Диалоговое окно – **Численное описание для КЭ 262**

В этом окне задайте параметры КЭ 262:

- R - численное значение жесткости;

- одной из радио-кнопок отмечается работа связи либо на растяжение, либо на сжатие;

- величина зазора между элементом крепи и горным массивом (со знаком "+" при растяжении или со знаком "-" при сжатии).

Этап 4. Сохранение информации о расчетной схеме выполните согласно описанию п. 5.3.

Этап 5. Моделирование нелинейных загружений

Моделирование нелинейных загружений необходимо для корректности расчета, так как в расчетной схеме применяется нелинейный КЭ 262. Для этого выполните меню **Нагрузки – Моделирование нелинейных загружений**. На экране появится диалоговое окно - **Моделирование нелинейных загружений конструкций** (рис. 5.34). Введите следующие параметры:

- номер загружения;

- метод расчета – простой шаговый;

- максимальное число итераций;

- количество шагов;

- одной из радио-кнопок отмечается ввод и редактирование или равномерные шаги.

Затем щелкните по кнопке **1 – Подтвердить** (рис. 5.34).

Этап 6. Расчет

Запустите задачу на расчет с помощью меню **Режим - Выполнить расчет** (кнопка **4.14** на панели инструментов).

Этап 7. Результаты расчета

Вывод на экран сходной и деформированной схем

Для вывода на экран деформированной и расчетной схем (рис. 5.35), выполните пункт меню **Визуализация результатов расче-**

та - Расчетная схема + деформированная схема (кнопка 4.15, затем **5.6 или 5.7** на панели инструментов).

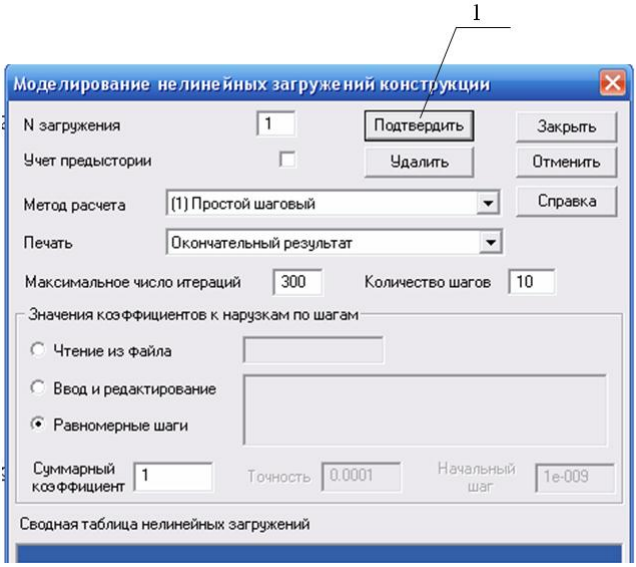


Рисунок 5.34 - Диалоговое окно - **Моделирование нелинейных загружений конструкций**

Вывод на экран эпюр внутренних усилий

Для вывода эпюры N (рис. 5.36), выполните пункт меню **Усилия - Эпюры - Эпюры продольных сил (N)** (кнопка **5.10** на панели инструментов).

Формирование и просмотр таблиц результатов расчета

Вывод на экран таблицы со значениями расчетных сочетаний усилий в элементах схемы выполните аналогично примеру 2**.**

Табличная информация может быть передана в MS Excel. Для этого используйте меню **Окно – Интерактивные таблицы.** На экране появится диалоговое окно - **Редактор форм** (рис. 5.37).

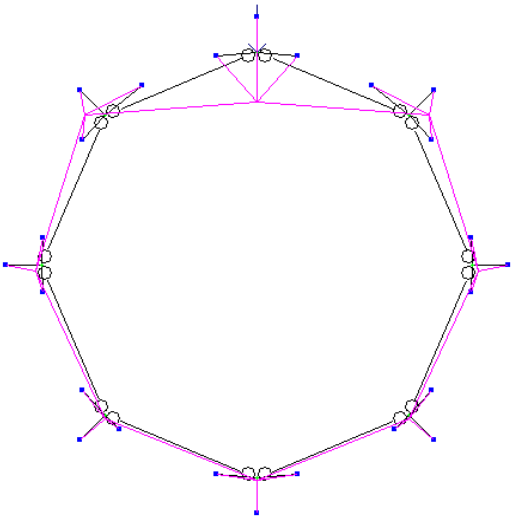


Рисунок 5.35 - Расчетная схема и деформированная схема крепи

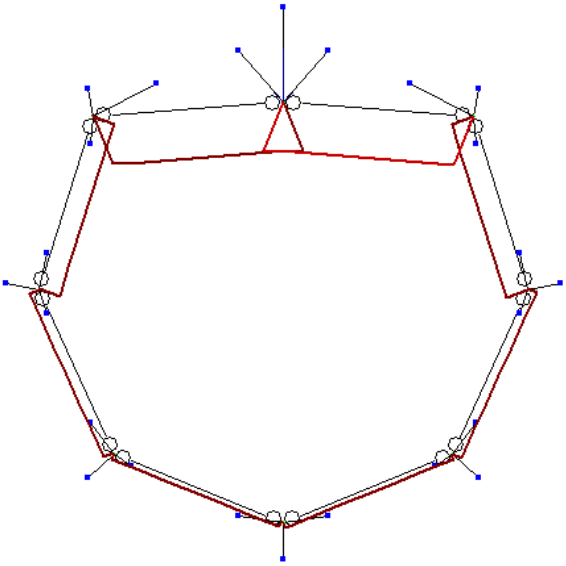


Рисунок 5.36 - Эпюры продольных сил N

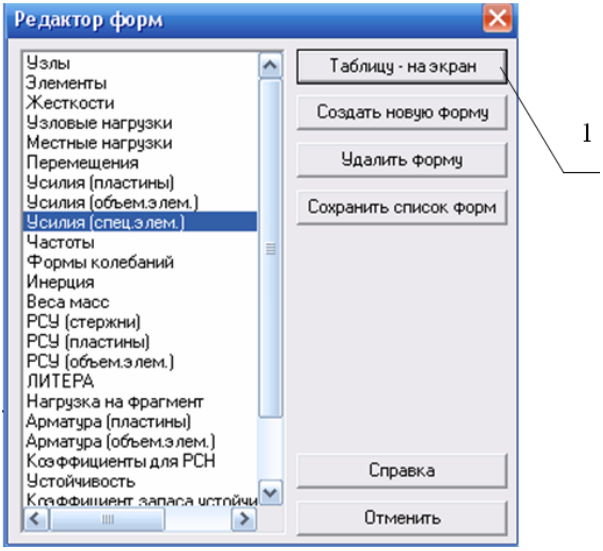


Рисунок 5.37 Диалоговое окно - **Редактор форм**

В этом окне отметьте курсором необходимые названия таблиц. Для вывода таблиц на экран щелкните по кнопке **1** (рис. 5.37). На экране появится диалоговое окно – **Создание таблицы элементов** (рис. 5.38).

В этом окне одной из радио-кнопок отмечается:

- для выбранных элементов;
- для всех элементов.

Затем щелкните по кнопке **1** (рис. 5.38).

На экране появится таблица результатов расчета (рис. 5.39).

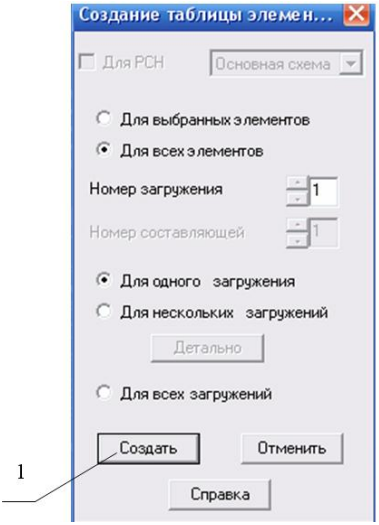


Рисунок 5.38 - Диалоговое окно – **Создание таблицы элементов**

Таблица усилий (спец.элем.)

Файл Редактировать Опции

Таблица усилий (спец.элем.)

№ элем	№ сечен	Усилия	
		Rx (кН)	Ry (кН)
49	1	0.000	0.000
50	1	-73.154	0.000
51	1	-30.761	0.000
52	1	-14.328	0.000
53	1	-9.940	0.000
54	1	-14.328	0.000

Рис. 5.39 – Фрагмент таблицы усилий в спецэлементах

Аналогично выводятся на экран таблицы перемещений и усилий в стержнях.

Переместите таблицы результатов расчета в MS Excel при помощи меню **Файл – Сохранить файл для Excel** (рис. 5.40). Укажите имя файла и название папки, куда необходимо перенести файл для дальнейшей работы в MS Excel.

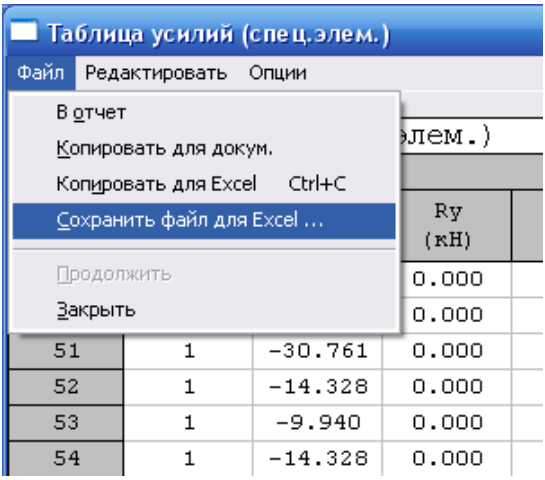


Рисунок 5.40 – Перемещение таблицы в MS Excel

По результатам расчета крепи строим графики зависимости ”**Номер элемента крепи - Усилия**” (рис. 5.41) и ”**Угол - Перемещения**” (рис. 5.42).

Координата **Угол** подразумевает величину угла (градус, против часовой стрелки), под которым расположен узел крепи относительно узла № 1.

Рисунок 5.41 - График зависимости **”Номер элемента крепи - Усилия”**

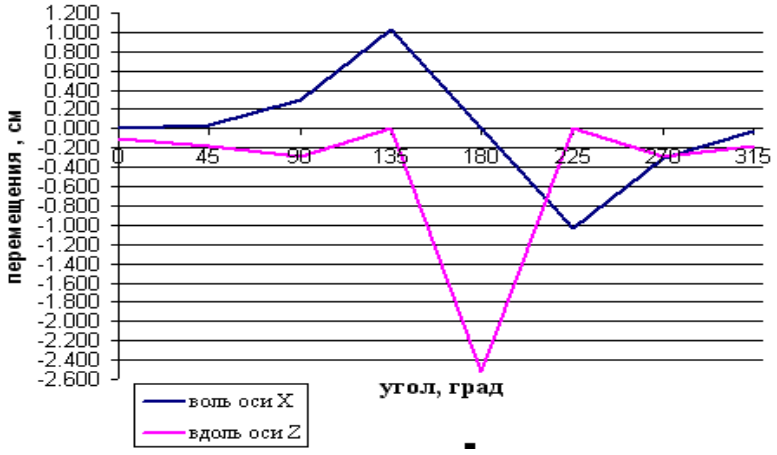


Рисунок 5.42 – График зависимости **”Угол - Перемещения”**

Пример 4
Расчет бесшарнирной замкнутой крепи

Цель: Определить усилия в элементах крепи (M, N, Q), перемещения в узлах крепи, усилия в элементах, моделирующих связь элементов крепи с горным массивом.

Исходные данные:

Схема бесшарнирной крепи показана на рис. 5.43.

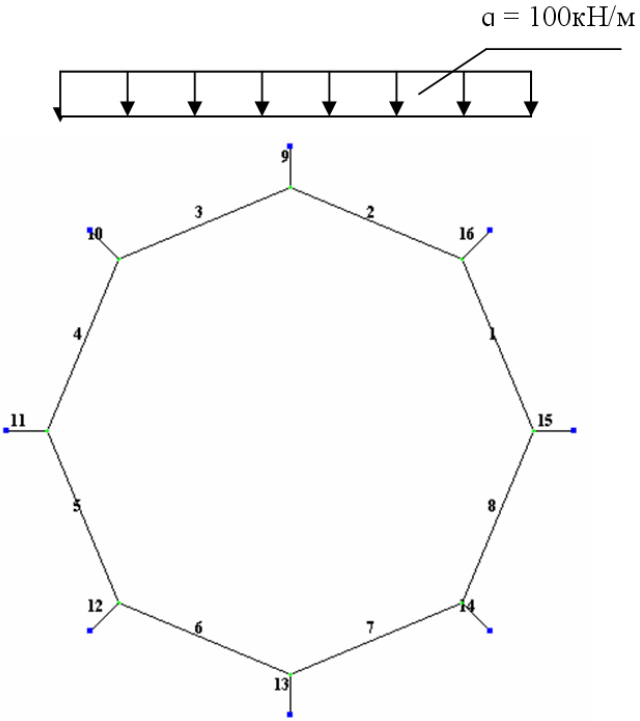
Радиус крепи – 3 м.

Сечения элементов крепи – квадрат размером 100 × 100 мм^2.

Материал крепи – металл.

Нагрузки:

- равномерно распределенная вертикальная q = 100 кН/м



1 – 16 – номера элементов

Рисунок 5.43 – Расчетная схема бесшарнирной крепи

Этап 1. Создание новой задачи

Присвоим имя задачи - **Пример 4.** Признак схемы в данном примере: **2 – Три степени свободы в узле (два перемещения и поворот) X0Z).**

Этап 2. Создание геометрической схемы

Выполняется согласно описанию в примере 3.

Для моделирования взаимодействия крепи с окружающим массивом горных пород введем в узлы расчетной схемы крепи соответствующие конечные элементы (**КЭ 264 - Двухузловой односторонний элемент трения).** Данный КЭ предназначен для моделирования скольжения в односторонней связи. Направление связи выстраивается в соответствии с координатами узлов, описывающих данный КЭ, и совпадает с продольной осью X1.

В каждый узел крепи введем по одному КЭ 264.

Этап 3. Задание жесткостных параметров элементам КЭ 264

С помощью меню **Жесткости - Жесткости элементов** (кнопка **4.8** на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Жесткости элементов**.

В этом окне щелкните по кнопке **1** – **Добавить** и по кнопке **2 (**рис. 5.32 пример 3) для задания жесткостных параметров элементу КЭ 264.

Выберите двойным щелчком мыши на элементе графического списка тип конечного элемента - КЭ 264 (на экран выводится диалоговое окно для задания жесткостных характеристик выбранного типа конечного элемента). На экране появится диалоговое окно – **Численное описание для КЭ 264** (рис. 5.44).

При задании жесткостных характеристик КЭ 264 используется условие трения Кулона:

$$\tau \le -\gamma \times \sigma ,$$

где τ и σ – касательное и нормальное напряжения;

γ – коэффициент трения покоя.

В этом окне задайте параметры КЭ 264:

- численное значение осевой жесткости;

- одной из радио-кнопок отмечается работа связи либо на растяжение, либо на сжатие;

- величина зазора между элементом крепи и горным массивом.

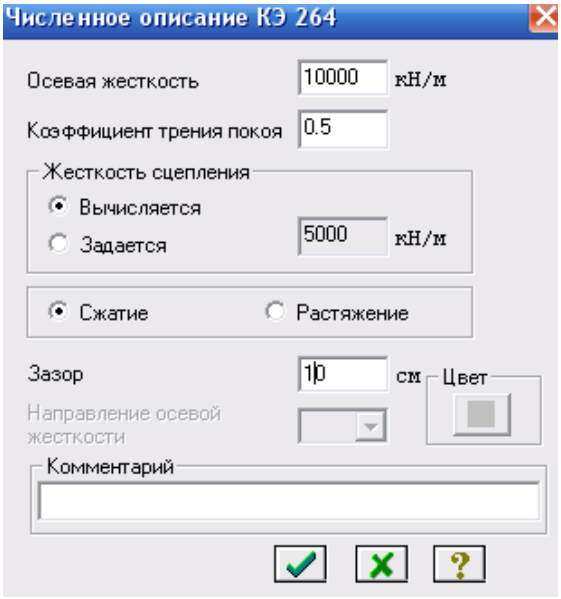


Рисунок 5.44 – Диалоговое окно – **Численное описание для КЭ 264**

Этап 4. Сохранение информации о расчетной схеме выполните согласно описанию п. 4.3.

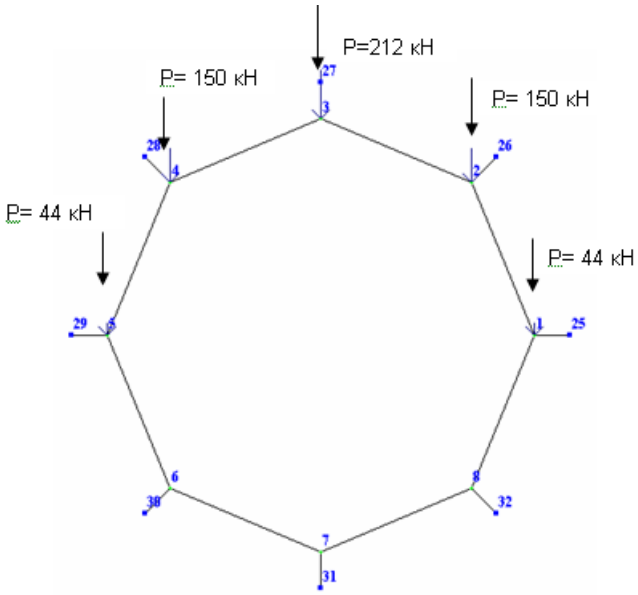
Этап 5. Задание нагрузок

Заменим равномерно распределенную нагрузку q = 100 кН/м эквивалентной сосредоточенной в узлах нагрузкой (рис. 5.45).

Определим величину сосредоточенной нагрузки в узле № 3.

Для этого определим длину проекции стержней № 2 и № 3 по координатам (по оси X) узлов соответствующих элементов (кнопка **3.7** на панели инструментов).

Номер узла	Координата X
2	2,12
3	0
4	-2,12



1 – 32 – номера узлов

Рисунок 5.45 – Расчетная схема бесшарнирной крепи, загруженной эквивалентной сосредоточенной нагрузкой

Длина проекции стержней № 2 и № 3 равна разнице координат узлов по оси X (рис. 5.46).

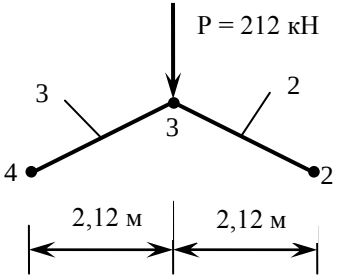


Рисунок 5.46 – Схема к определению нагрузок на узлы

Стержень № 2

Длина проекции стержня $L_2 = 2, 12 – 0 = 2, 12$ м.

Стержень № 3

Длина проекции стержня $L_3 = 0 – (-2,12) = 2, 12$ м.

Нагрузка в узле № 3

$P = q \times (L_2/2 + L_3/2) = 100$ кН/м $\times (2,12/2 + 2,12/2) = 212$ кН.

Аналогично определяются величины сосредоточенных нагрузок в узлах № 1 – 5.

Нагрузки на узлы задаются с помощью диалогового окна Задание нагрузок, которое вызывается из меню **Нагрузки - Нагрузка на узлы и элементы** (кнопка **4.9** на панели инструментов).

Этап 6. Расчет

Запустите задачу на расчет с помощью меню **Режим - Выполнить расчет** (кнопка **4.14** на панели инструментов).

Этап 7. Результаты расчета

Вывод на экран исходной и деформированной схем, эпюр внутренних усилий выполните аналогично примеру 3.

Результаты решения данного примера представлены на рис. 5.47 – 5.53.

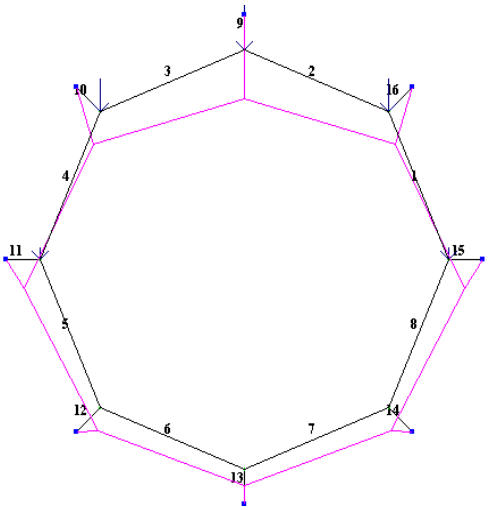


Рисунок 5.47 – Расчетная схема + деформированная схема

Вывод на экран эпюр внутренних усилий

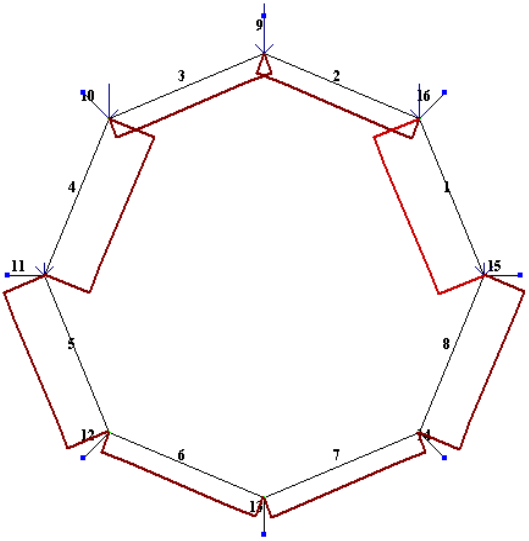


Рисунок 5.48 – Эпюра продольных сил N

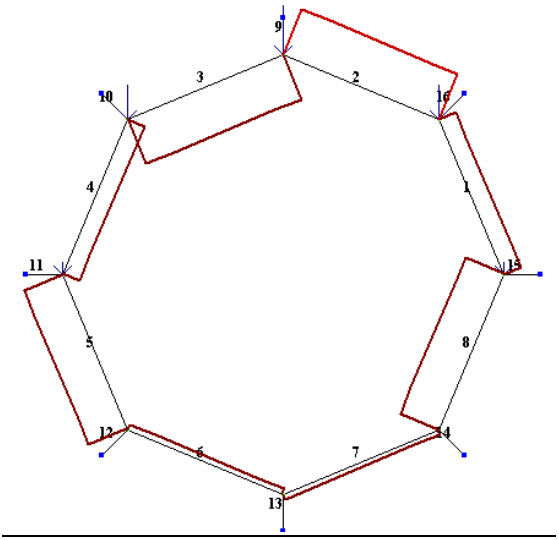


Рисунок 5.49 – Эпюра поперечных сил Q

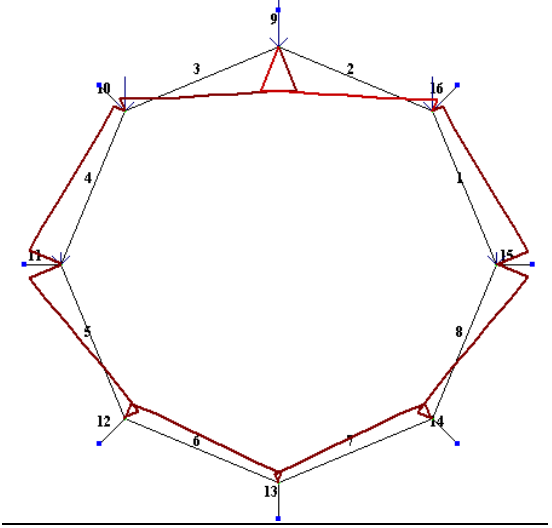


Рисунок 5.50 – Эпюра моментов M

Формирование и просмотр таблиц результатов расчета выполните аналогично примеру 3.

Таблица усилий (стержни)

Файл Редактировать Опции

Таблица усилий (стержни)

№ элем	№ сечен	Усилия			
		N (кН)	Мк (кН*м)	Му (кН*м)	Q (к
9	1	0.000	0.000	0.000	0.0
9	2	0.000	0.000	0.000	0.0
10	1	0.000	0.000	0.000	0.0
10	2	0.000	0.000	0.000	0.0
11	1	-11.637	0.000	0.000	5.8
11	2	0.000	0.000	0.000	0.0
12	1	-19.404	0.000	0.000	9.7
12	2	0.000	0.000	0.000	0.0
13	1	-7.200	0.000	0.000	0.0

Рисунок 5.51 – Фрагмент таблицы усилий в спецэлементах

Таблица узлов

Файл Редактировать Опции

Таблица узлов

№ узла	Перемещения					
	X (см)	Y (см)	Z (см)	UX рад*1000	UY рад*1000	UZ рад*10
1	1.116	0.000	-1.900	0.000	1.409	0.00
2	0.437	0.000	-2.184	0.000	-6.500	0.00
3	0.000	0.000	-3.243	0.000	0.000	0.00
4	-0.437	0.000	-2.184	0.000	6.500	0.00
5	-1.116	0.000	-1.900	0.000	-1.409	0.00
6	-0.180	0.000	-1.509	0.000	-4.506	0.00
7	0.000	0.000	-1.072	0.000	0.000	0.00
8	0.180	0.000	-1.509	0.000	4.506	0.00

Рисунок 5.52 – Фрагмент таблицы перемещений в узлах крепи

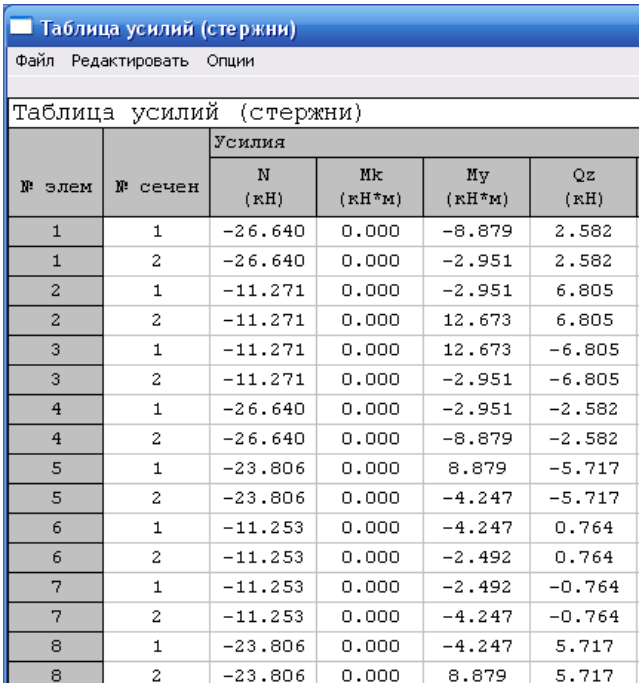


Таблица усилий (стержни)

Файл Редактировать Опции

Таблица усилий (стержни)

№ элем	№ сечен	Усилия			
		N (кН)	Mk (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)
1	1	-26.640	0.000	-8.879	2.582
1	2	-26.640	0.000	-2.951	2.582
2	1	-11.271	0.000	-2.951	6.805
2	2	-11.271	0.000	12.673	6.805
3	1	-11.271	0.000	12.673	-6.805
3	2	-11.271	0.000	-2.951	-6.805
4	1	-26.640	0.000	-2.951	-2.582
4	2	-26.640	0.000	-8.879	-2.582
5	1	-23.806	0.000	8.879	-5.717
5	2	-23.806	0.000	-4.247	-5.717
6	1	-11.253	0.000	-4.247	0.764
6	2	-11.253	0.000	-2.492	0.764
7	1	-11.253	0.000	-2.492	-0.764
7	2	-11.253	0.000	-4.247	-0.764
8	1	-23.806	0.000	-4.247	5.717
8	2	-23.806	0.000	8.879	5.717

Рисунок 5.53 – Фрагмент таблицы усилий в стержнях

Аналогично выводятся на экран таблицы перемещений и усилий в стержнях.

Переместите таблицы результатов расчета в MS Excel при помощи меню **Файл – Сохранить файл для Excel** (рис. 5.54). Укажите имя файла и название папки, куда необходимо перенести файл для дальнейшей работы в MS Excel.

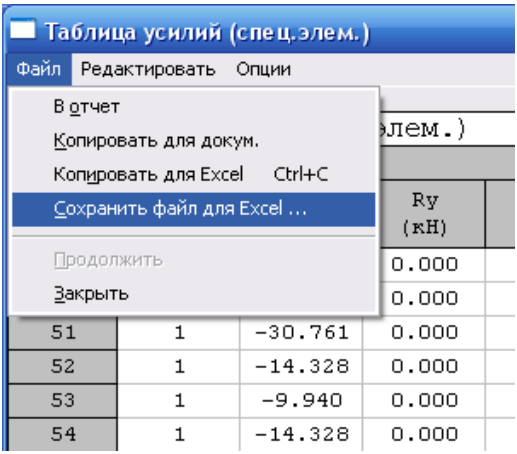


Рисунок 5.54 – Перемещение таблицы в MS Excel

Пример 5
Расчет арочной крепи

Цель: Определить усилия в элементах крепи (M, N, Q), перемещения в узлах крепи, усилия в элементах, моделирующих связь элементов крепи с горным массивом.

Исходные данные:

Схема арочной крепи показана на рис. 5.55.

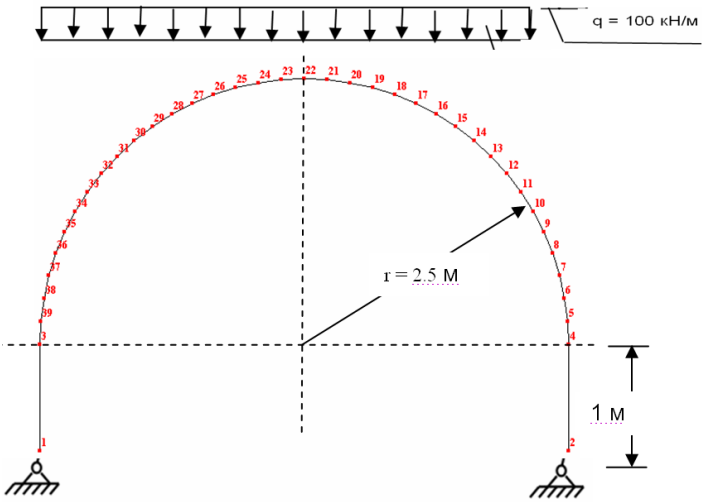
Радиус крепи – 2.5 м.

Сечения элементов крепи – квадрат размером 100 × 100 мм^2.

Материал крепи – металл.

Нагрузки:

- равномерно распределенная вертикальная q = 100 кН/м



1 – 39 - номера узлов

Рисунок 5.55 – Расчетная схема арочной крепи

Этап 1. Создание новой задачи

Присвоим имя задачи - **Пример 5.** Признак схемы в данном примере: **2 – Три степени свободы в узле (два перемещения и поворот) X0Z).**

Этап 2. Создание геометрической схемы

Выполняется согласно описанию в примере 4.

Этап 3. Задание жесткостных параметров элементам КЭ 264

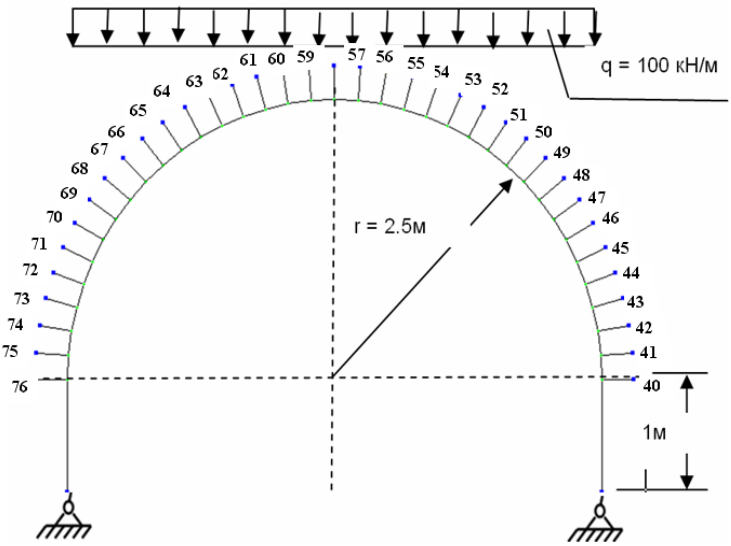
Во все узлы крепи, кроме опорных узлов (№1, 2), введем **КЭ 264** для моделирования связи крепи с забутовкой закрепного пространства (рис. 5.56). Выполняется согласно описанию в примере 4.

Задайте следующие параметры жесткости КЭ 264 (рис. 5.57):

- осевая жесткость 294 кН/м;
- коэффициент трения покоя – 0,5;

- одной из радио-кнопок отмечается работа связи либо на растяжение, либо на сжатие;

- величина зазора между элементом крепи и массивом – 0 см.



40 - 76 – номера узлов

Рисунок 5.56 – Расчетная схема арочной крепи, моделирующая совместную работу крепи с забутовкой закрепного пространства

Этап 4. Связи

Связи по осям X, Z накладываются на узлы 40 – 76 (рис. 5.56) аналогично описанию в примере № 1.

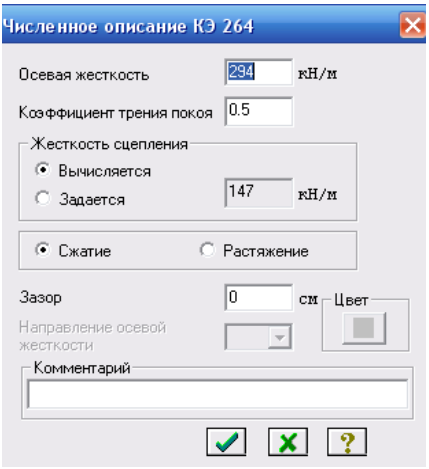


Рисунок 5.57 – Диалоговое окно – **Численное описание КЭ 264**

Этап 5. Задание нагрузок

Заменим равномерно распределенную нагрузку q = 100 кН/м эквивалентной сосредоточенной в узлах нагрузкой аналогично описанию в примере 4.

Этап 6. Расчет

Запустите задачу на расчет с помощью меню **Режим - Выполнить расчет** (кнопка **4.14** на панели инструментов).

Этап 7. Результаты расчета

Вывод на экран сходной и деформированной схем, эпюр внутренних усилий (рис. 5.58 – 5.61).

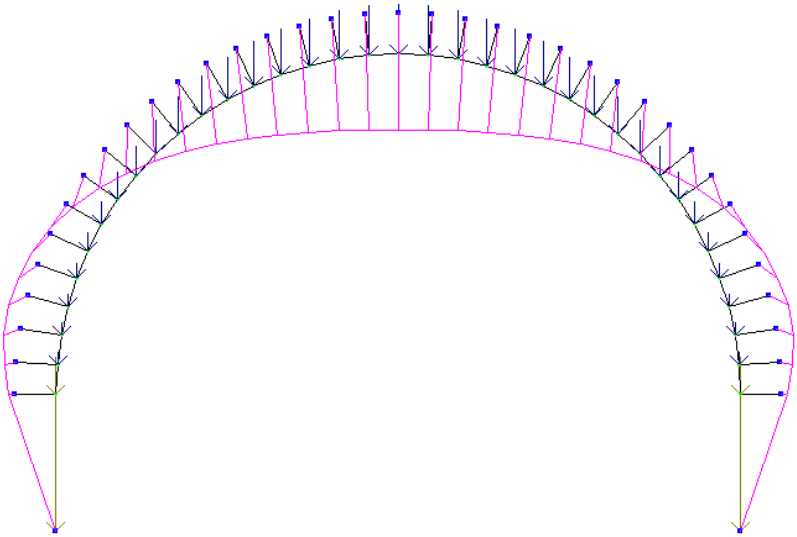


Рисунок 5.58 – Расчетная схема и деформированная схема

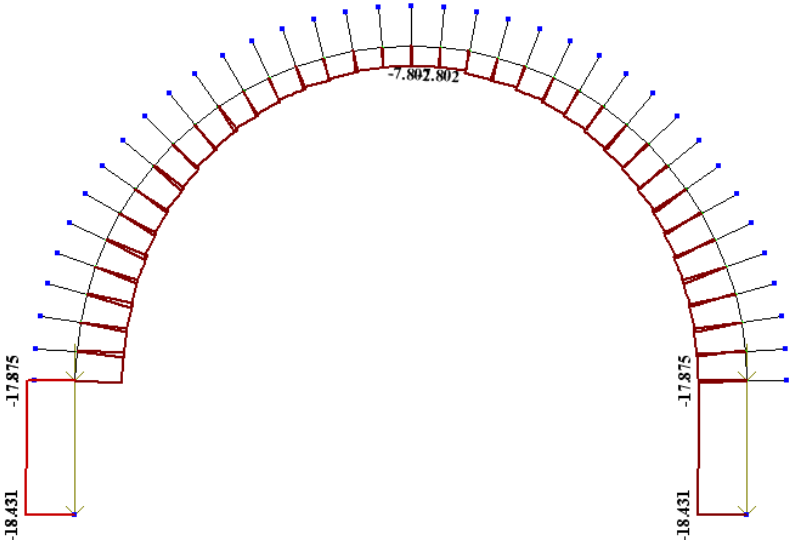


Рисунок 5.59 – Эпюра продольных сил N

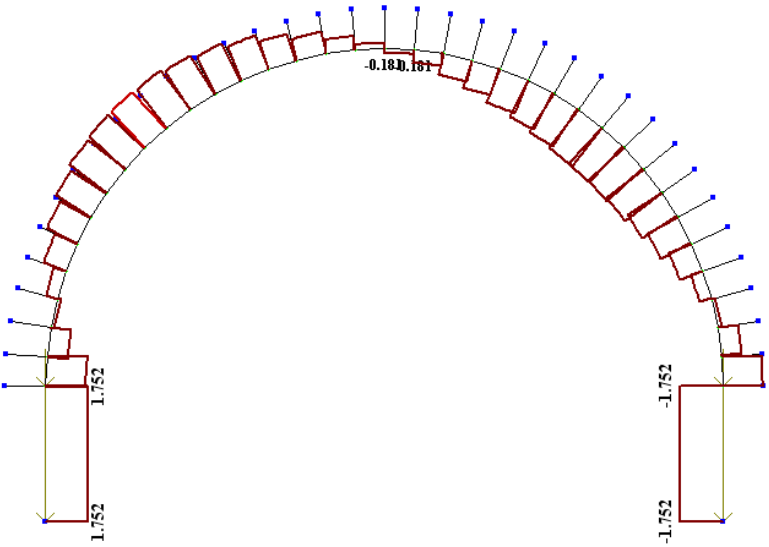


Рисунок 5.60 – Эпюра поперечных сил Q

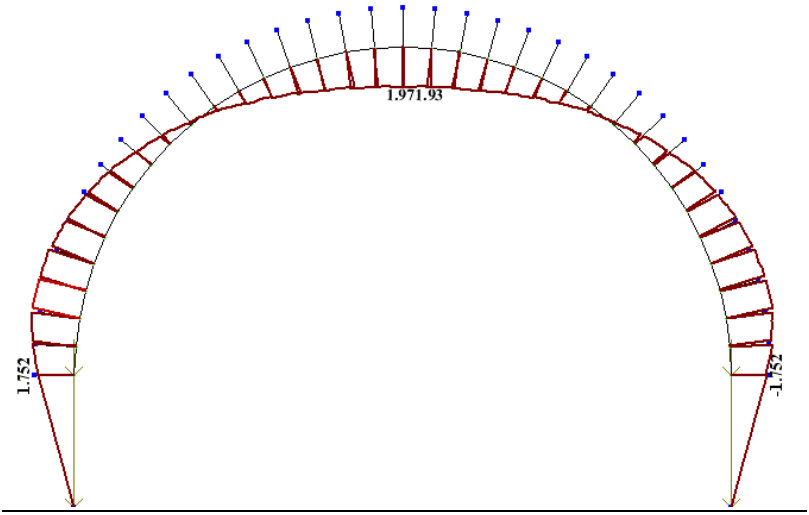
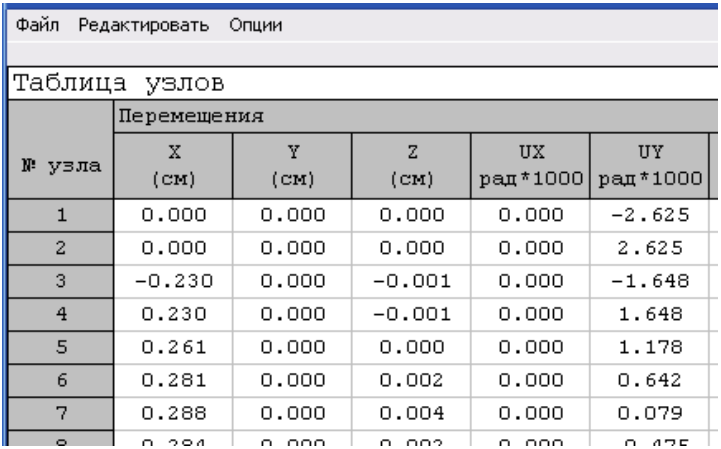


Рисунок 5.61 – Эпюра моментов M

Формирование и просмотр таблиц результатов расчета выполните аналогично примеру 3 (рис. 5.62 – 5.63).



Файл Редактировать Опции

Таблица узлов

№ узла	Перемещения				
	X (см)	Y (см)	Z (см)	UX рад*1000	UY рад*1000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.625
2	0.000	0.000	0.000	0.000	2.625
3	-0.230	0.000	-0.001	0.000	-1.648
4	0.230	0.000	-0.001	0.000	1.648
5	0.261	0.000	0.000	0.000	1.178
6	0.281	0.000	0.002	0.000	0.642
7	0.288	0.000	0.004	0.000	0.079

Рисунок 5.62 – Фрагмент таблицы перемещений в узлах крепи

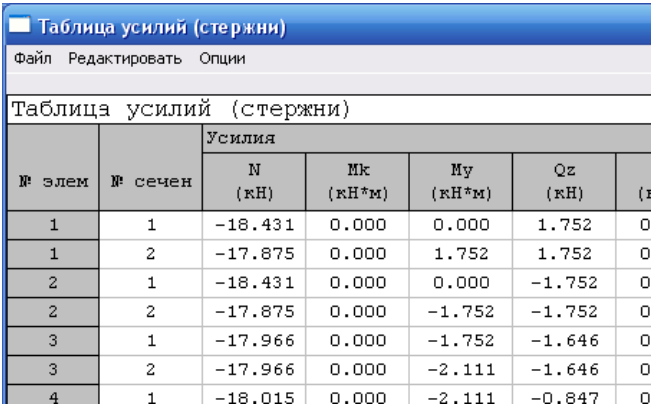


Таблица усилий (стержни)

Файл Редактировать Опции

Таблица усилий (стержни)

№ элем	№ сечен	Усилия				
		N (кН)	Mk (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)	
1	1	-18.431	0.000	0.000	1.752	0
1	2	-17.875	0.000	1.752	1.752	0
2	1	-18.431	0.000	0.000	-1.752	0
2	2	-17.875	0.000	-1.752	-1.752	0
3	1	-17.966	0.000	-1.752	-1.646	0
3	2	-17.966	0.000	-2.111	-1.646	0
4	1	-18.015	0.000	-2.111	-0.847	0

Рисунок 5.63 – Фрагмент таблицы усилий в стержнях

Переместите таблицы результатов расчета в MS Excel аналогично описанию в примере 3.

Вопросы для самоконтроля:

1. Из каких расчетных модулей состоит ПК ЛИРА?

2. Что такое система ЛИР-ВИЗОР и для чего она предназначена?

3. Какие расчеты позволяет выполнять система ЛИР-КС?

4. Назовите основные этапы расчета задач на ПК ЛИРА.

5. Как получить контекстную справку о различных элементах программы ПК ЛИРА?

6. Для чего предназначена команда **Флаги рисования**?

7. Какие виды шарниров позволяет моделировать ПК ЛИРА и как вызвать диалоговое окно для задания параметров шарниров?

8. Каким способом можно сменить тип заданного в расчетной схеме конечного элемента?

9. Как моделируются нелинейные загружения в ПК ЛИРА? Какие параметры при этом необходимо задавать?

10. Каким образом выполняется просмотр результатов расчетов, выполненных в ПК ЛИРА?

6. ИНДИВИДУАЛЬНЫЕ ЗАДАНИЯ

Цель:

- Составить расчетную схему плоской рамы или крепи;
- Определить усилия в элементах рамы или крепи (M, N, Q).

Номер варианта для выполнения индивидуального задания принимается согласно номеру студента по списку группы.

Задача 1
Расчет однопролетной рамы

Данная задача является учебным примером, преследующим цель начального обучения численных расчётов на программном комплексе «Лира» и может быть использован для решения исследовательских задач, чтобы проследить за изменением усилий в раме при варьировании координат шарнира и размеров рамы.

Исходные данные: пролет (L), высота (H) (рис. 61., табл. 6.1)

Нагрузки:

- постоянная равномерно распределенная q, (кН/м).

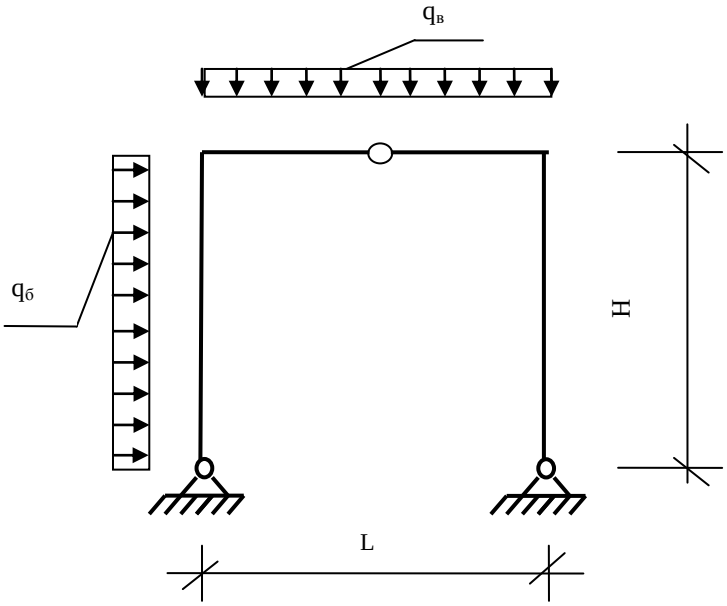


Рисунок 6.1 – Расчетная схема рамы

Таблица 6.1 – Варианты индивидуальных заданий

Параметр расчетной схемы	Номер варианта														
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
L, м	3,3	5,4	3,9	4,8	4,5	4,2	5,1	3,6	5,7	3,0	3,3	5,4	3,9	4,8	4,5
H, м	2,2	3,6	2,6	3,2	3	2,8	3,4	2,4	3,8	2,2	3,6	2,6	3,2	3,0	2,8
$q_в$	100	30	80	50	60	70	40	90	20	95	80	50	60	70	40
$q_б$	15	50	25	40	35	30	45	20	52	22	40	35	30	45	20
	16	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**	**23**	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**
L, м	4,2	5,1	3,6	5,7	3,0	5,1	3,6	5,7	3,0	3,3	5,4	3,9	4,8	4,5	4,2
H, м	3,4	2,4	3,8	2,2	2,2	2,4	3,8	2,2	2,2	3,6	2,6	3,2	3,0	2,8	3,4
$q_в$	90	20	95	100	30	20	95	100	30	80	50	60	70	40	90
$q_б$	52	22	15	50	25	22	15	50	25	40	35	30	45	20	52

Вопросы для самоконтроля:

1. Как изменятся эпюры изгибающих моментов в элементах рамы, если вести шарниры по краям горизонтального элемента.

2. Что повлияет на изменение внутренних усилий (M, N, Q):

2.1 жесткостные характеристики элементов рамы;

2.2 материал рамы;

2.3 высота (H);

2.4 площадь поперечного сечения элементов рамы.

Задача 2
Расчет рамной крепи

Трапециевидная рама конструируется из стоек и верхняка, изготавливаемых из двутавровых балок. Верхняк со стойками соединяется с помощью башмаков.

Исходные данные: пролет по низу (2a), пролет по верху (l), высота (h), (рис. 6.2, табл. 6.2).

Нагрузки:

постоянная равномерно распределенная:

- вертикальная $q_в$ (кН/м);
- боковая $q_б$ (кН/м).

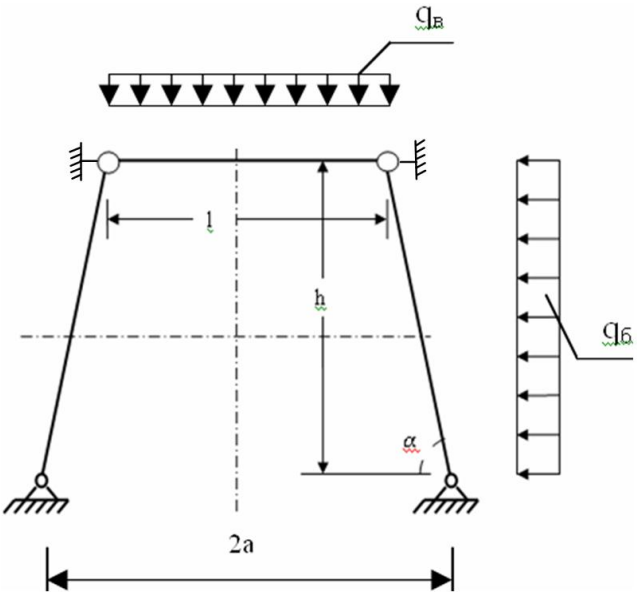


Рисунок 6.2 – Расчетная схема шарнирной крепи

Таблица 6.2 – Варианты индивидуальных заданий

Параметр расчетной схемы	Номер варианта														
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
2a, м	3,7	5,1	4,1	4,7	4,5	4,3	4,9	3,9	5,3	5,0	3,7	5,1	4,1	4,7	4,5
l, м	2,2	3,6	2,6	3,2	3,0	2,8	3,4	2,4	3,8	3,6	3,6	2,6	3,2	3,0	2,8
h, м	2,2	3,6	2,6	3,2	3,0	2,8	3,4	2,4	3,8	2,2	2,6	3,2	3,0	2,8	3,4
$q^p_в$	100	30	80	50	60	70	40	90	20	95	50	60	70	40	90
	16	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**	**23**	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**
2a, м	4,3	4,9	3,9	5,3	5,0	4,3	4,9	3,9	5,3	5,0	3,7	5,1	4,1	4,7	4,5
l, м	3,4	2,4	3,8	3,6	2,2	3,4	2,4	3,8	3,6	2,2	3,6	2,6	3,2	3,0	2,8
h, м	2,4	3,8	2,2	2,2	3,6	2,4	3,8	2,2	2,2	3,6	2,6	3,2	3,0	2,8	3,4
$q^p_в$	20	95	100	30	80	95	20	100	30	80	50	60	70	40	90

Вопросы для самоконтроля:

1. Как изменятся эпюры поперечных сил в элементах рамы, если исключить шарниры по краям верхняка?

2. Что повлияет на изменение внутренних усилий (M, N, Q):

2.1 жесткостные характеристики элементов рамы;

2.2 материал рамы;

2.3 геометрические размеры элементов рамы;

2.4 площадь поперечного сечения элементов рамы;

3. Изменятся ли эпюры внутренних усилий в элементах рамы (M, N, Q), если боковая нагрузка ($q_б$) будет больше вертикальной нагрузки ($q_в$)?

Задача 3
Расчет 8-шарнирной замкнутой крепи

К типу крепи с ограниченной податливостью можно отнести шарнирно-арочную и замкнутую шарнирную крепь из отдельных элементов. Крепь изготавливают для сплошной крепи из бетонных блоков или для рамной крепи – из двутавра № 16-18. Наличие шарниров создает благоприятные условия для равномерного нагружения конструкции: снижаются изгибающие моменты, в конструкции решающее значение приобретают нормальные силы сжатия, что повышает несущую способность крепи.

Исходные данные:
радиус r, (рис. 6.3, табл. 6.3).

Нагрузки:

постоянная равномерно распределенная:
- вертикальная $q_в$ (кН/м);
- боковая $q_б$ (кН/м).

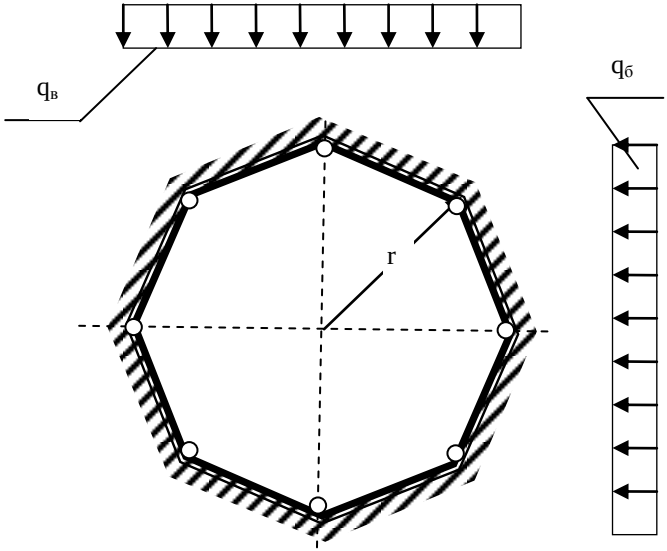


Рисунок 6.3 – Расчетная схема 8-шарнирной крепи

Таблица 6.3 – Варианты индивидуальных заданий

Параметр расчетной схемы	Номер варианта														
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
r, (м)	4,8	3,4	4,4	3,8	4,0	4,2	3,6	4,6	3,2	3,0	3,4	4,4	3,8	4,0	4,2
$q^{р}_{в}$	100	30	80	50	60	70	40	90	20	95	50	60	70	40	90
$q^{р}_{б}$	15	50	25	40	35	30	45	20	52	22	35	30	45	20	52
	16	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**	**23**	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**
r, (м)	3,6	4,6	3,2	3,0	4,8	3,2	3,0	4,8	3,4	4,4	3,8	4,0	4,2	3,6	4,6
$q^{р}_{в}$	20	95	100	30	80	95	20	100	30	80	50	60	70	40	90
$q^{р}_{б}$	22	15	50	25	40	22	15	50	25	40	35	30	45	20	52

Вопросы для самоконтроля:

1. Как изменятся эпюры продольных сил в элементах крепи, если исключить несколько шарниров?

2. Что повлияет на изменение внутренних усилий (M, N, Q):

2.1 радиус крепи;

2.2 площадь поперечного сечения элементов крепи;

2.3 количества шарниров в каждом элементе крепи;

2.4 количества элементов крепи.

3. Изменятся ли эпюры внутренних усилий в элементах рамы (M, N, Q), если боковая нагрузка ($q_б$) будет больше вертикальной нагрузки ($q_в$)?

4. Верно ли суждение, что с увеличением радиуса крепи (r) увеличатся внутренние усилия в элементах крепи?

Задача 4
Расчет бесшарнирной замкнутой крепи

Жесткая кольцевая крепь из тюбингов применяется в туннелях, метро и стволах шахт. Ранее она изготавливалась из двутавровых балок или из отожженных рельсов. Кольцо состоит из сегментов, соединяемых накладками или болтами. Применение кольцевой крепи целесообразно при наличии пластического состояния боковых пород, когда имеет место значительное горное давление как со стороны кровли, так и со стороны боков и почвы. В этих условиях кольцо испытывает всестороннее сжатие, и поэтому в максимальной степени используется несущая способность конструкции.

Жесткая кольцевая конструкция крепи, также как арка, представляет собой неравнопрочную конструкцию. Узлы соединения в значительной мере снижают несущую способность кольца. Рациональным является замена болтовых соединений шарнирными.

Исходные данные: радиус r (рис. 6.4, табл. 6.4).

Нагрузки: постоянная равномерно распределенная:
- вертикальная $q_в$ (кН/м);
- боковая (пассивный отпор пород) $q_б$ (кН/м).

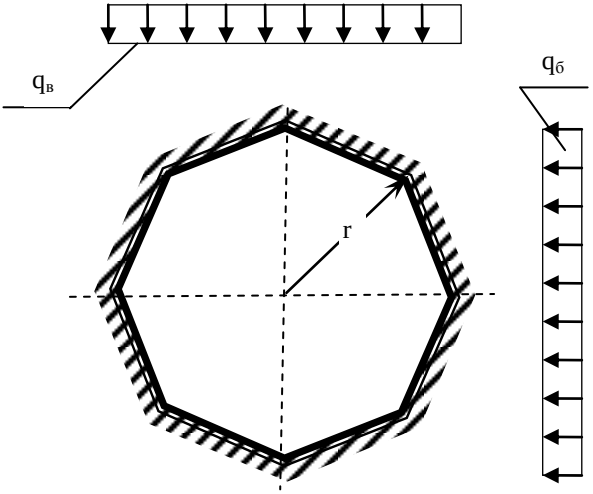


Рисунок 6.4 – Расчетная схема бесшарнирной крепи

Таблица 6.4 – Варианты индивидуальных заданий

Параметр расчетной схемы	Номер варианта														
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
r, (м)	4,8	3,4	4,4	3,8	4,0	4,2	3,6	4,6	3,2	3,0	3,4	4,4	3,8	4,0	4,2
$q^{p}_{в}$	100	30	80	50	60	70	40	90	20	95	50	60	70	40	90
$q^{p}_{б}$	15	50	25	40	35	30	45	20	52	22	35	30	45	20	52
	16	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**	**23**	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**
r, (м)	3,6	4,6	3,2	3,0	4,8	3,2	3,0	4,8	3,4	4,4	3,8	4,0	4,2	3,6	4,6
$q^{p}_{в}$	20	95	100	30	80	95	20	100	30	80	50	60	70	40	90
$q^{p}_{б}$	22	15	50	25	40	22	15	50	25	40	35	30	45	20	52

Вопросы для самоконтроля:

1. Как изменятся эпюры изгибающих моментов в элементах крепи, если ввести шарнир в верхней части крепи?

2. Что повлияет на изменение внутренних усилий (M, N, Q):

2.1 радиус крепи;

2.2 площадь поперечного сечения элементов крепи;

2.3 количество шарниров в каждом элементе крепи;

2.4 количество элементов крепи.

3. Изменятся ли эпюры внутренних усилий в элементах рамы (M, N, Q), если боковая нагрузка ($q_б$) будет больше вертикальной нагрузки ($q_в$)?

4. Верно ли суждение, что с увеличением радиуса крепи (r) увеличатся внутренние усилия в элементах крепи?

5. Как изменятся эпюры внутренних усилий в элементах крепи, если не учитывать пассивный отпор пород?

Задача 5
Расчет арочной крепи

Вид криволинейного очертания горных выработок выбирают в каждом отдельном случае в зависимости от горно-геологических условий. Так, при значительном давлении со стороны кровли рациональной является выработка со сводчатым очертанием в кровле и прямолинейными стенами (стойками).

Жесткую арочную крепь изготавливают из двутавровых балок или спецпрофиля. Она состоит из двух или трех дуг, соединяемых накладками и болтами. Накладки применяются плоские или из отрезков швеллера.

По несущей способности при тех же размерах профиля пролета арка значительно лучше прямоугольной рамы. Однако такая конструкция неравнопрочна. Слабым местом является узел соединения элементов: при сравнительно невысоких напряжениях в сечении профиля происходит смятие соединительных болтов, разрыв стенки профиля, т. е. происходит разрушение узла.

Исходные данные: радиус r, высота стоек h, (рис. 6.5, табл. 6.5).
Нагрузки: равномерно распределенная вертикальная $q_в$, (кН/м).

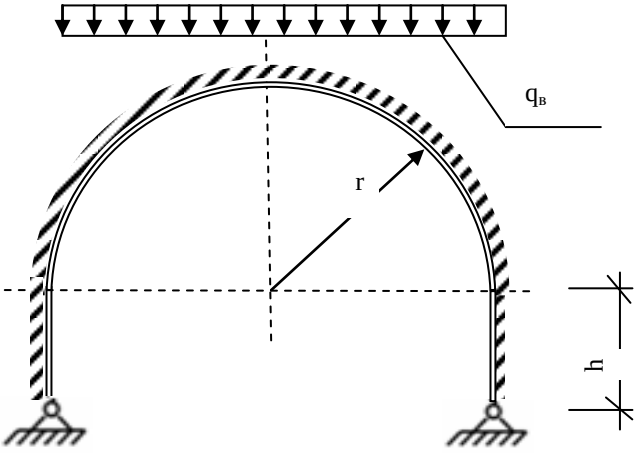


Рисунок 6.5 – Расчетная схема крепи

Таблица 6.5 – Варианты индивидуальных заданий

Параметр расчетной схемы	Номер варианта														
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**
r, (м)	4,8	3,4	4,4	3,8	4,0	4,2	3,6	4,6	3,2	3,0	3,4	4,4	3,8	4,0	4,2
h, (м)	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0	1,2	1,4	1,6	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0
$q_в$	100	30	80	50	60	70	40	90	20	95	50	60	70	40	90
	16	**17**	**18**	**19**	**20**	**21**	**22**	**23**	**24**	**25**	**26**	**27**	**28**	**29**	**30**
r, (м)	3,6	4,6	3,2	3,0	4,8	3,2	3,0	4,8	3,4	4,4	3,8	4,0	4,2	3,6	4,6
h, (м)	1,2	1,4	1,6	1,0	1,2	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	1,0	1,2	1,4	1,6
$q_в$	20	95	100	30	80	95	20	100	30	80	50	60	70	40	90

Вопросы для самоконтроля:

1. Как изменятся эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в элементах крепи, если:

1.1 исключить шарнирное опирание стоек;

1.2 включить шарнир в замок свода крепи.

2. Повлияет ли на результаты расчета крепи (M, N, Q) изменение:

2.1 радиуса крепи;

2.2 площади поперечного сечения элементов крепи;

2.3 количества шарниров в каждом элементе крепи.

3. Как изменятся эпюры внутренних усилий в элементах крепи (M, N, Q) при увеличении нагрузки?

4. Верно ли суждение, что:

4.1 с увеличением высоты стоек крепи (h) увеличатся значения перемещений узлов и внутренние усилия в элементах крепи;

4.2 с увеличением радиуса крепи (r) увеличатся внутренние усилия в элементах крепи.

5. Как изменятся эпюры внутренних усилий в элементах крепи, если не учитывать пассивный отпор пород?

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горчаков Г.И. Строительные материалы: Учеб. для вузов / Г.И. Горчаков, Ю.М. Баженов. – М.: Стройиздат, 1986. – 688 с.

2. Попов К.Н. Строительные материалы и изделия: Учеб. / К.Н. Попов, М.Б. Каддо. – М.: Высш. шк., 2002. – 367 с.

3. Каретников В.Н. Крепление капитальных и подготовительных горных выработок. Справочник / В.Н. Каретников, В.Б. Клейменов, А.Г. Нуждихин. – М.: Недра, 1989. – 571 с.

4. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М.: Стройиздат, 1983. – 40 с.

5. Литвинский Г.Г. Стальные рамные крепи горных выработок / Г.Г. Литвинский, Г.И. Гайко, Н.И. Кулдыркаев. – К.: Техника, 1999. – 216 с.

6. Нормативно-правовий акт охорони праці НПАОП 10.0-1.01-05 Правила безпеки у вугільних шахтах. - К.: 2005, - 398 с.

7. Каретников В.Н. Крепление капитальных и подготовительных горных выработок. Справочник / В.Н. Каретников, В.Б. Клейменов, А.Г. Нуждихин. – М.: Недра, 1989. – 571 с.

8. Протодьяконов М.М. Давление горных пород и рудничное крепление. – М.-Л.: Гостехиздат, 1934. – 104 с.

9. Литвинський Г.Г. Управління стійкістю гірничої виробки активним попереднім розвантаженням порід у вибої / Литвинський Г.Г., Куленич Б.І. – Кривий Ріг: Відомості Академії гірничих наук України №3, 1997. – С. 37-39.

10. Литвинский Г.Г. Аналитическая теория прочности горных пород и массивов. – Донецк: Норд-Пресс, 2008. – 207 с.

11. Литвинський Г.Г. Фундаментальные закономерности и классификация проявлений горного давления / В сб. Перспективы развития угольной промышленности на пороге XXI столетия. – Матер. науч.-практич. конф. – Алчевск: ДГМИ, 2000. – С. 72-78.

12. Литвинський Г.Г. Основоположник отечественной науки о горном давлении (памяти проф. М.М. Протодьяконова посвящается)/ Сб. науч. трудов ДонГТУ № 32. – Алчевск: ДонГТУ, 2010. – С. 5-13.

13. Булычёв Н.С., Амусин Б.З., Оловянный А.Г. Расчёт крепи капитальных горных выработок. – М.: Недра, 1974. – 320 с.

14. Геммерлинг Г.А. Система автоматизированного проектирования стальных строительный конструкций. – М.: Стройиздат, 1987, – 212 с.

15. Зенкевич 0., Чанг И. Метод конечных элементов в теории сооружений и механике сплошной среды. -М.: Недра, 1974. – 240 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
Древесина

Таблица А.1 – Средние показатели физико-механических свойств древесины хвойных и лиственных пород при стандартной 12% влажности

Порода	ρ_m, кг/м^3	Пористость, %	Модуль упругости E, МПа		Предел прочности, МПа				
					$R_{сж}$		$R_{изг}$	$R_р$	
			вдоль волокон	поперек волокон	вдоль волокон	поперек волокон		вдоль волокон	поперек волокон
Лиственница	680	56	14300	570	65	15	110	125	5
Сосна	500	68	11700	470	50	10	85	105	4
Ель	450	72	14200	570	45	8	80	103	4
Кедр	440	71	7200	290	35	7	65	80	3
Дуб	700	46	14000	700	60	12	107	125	5
Бук	670	56	12400	620	55	10	110	125	5
Береза	630	59	15800	790	55	11	110	160	6
Осина	490	68	11200	560	45	9	80	120	5

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
Бетон

Таблица Б.1 – Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_б \cdot 10^{-3}$, МПа

Бетон	$E_б \cdot 10^{-3}$, МПа при классе бетона									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Тяжелый: 1) естественного твердения	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
2) подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
3) подвергнутый автоклавной обработке	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0	29,5	30,0

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Мелкозернистый групп: А – естественного твердения	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	–	–	–	–
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	–	–	–	–
Б - естественного твердения	17,0	20,0	21,5	23,0	–	–	–	–	–	–
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	15,5	17,5	19,0	20,5	–	–	–	–	–	–
В – автоклавного твердения	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25,0
Легкий и **поризованный** марки по средней плотности D: 1400	12,5	13,5	14,5	15,5	–	–	–	–	–	–
1600	14,0	15,5	16,5	17,5	18,0	–	–	–	–	–
1800	15,5	17,0	18,5	19,5	20,5	21,0	–	–	–	–
2000	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	–	–	–	–

ПРИЛОЖЕНИЕ В
Каменные материалы

Таблица В.1 – Расчетные сопротивления *R* сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50 - 150 мм на тяжелых растворах

Марка кирпича или камня, МПа	Расчетные сопротивления кладки *R*, МПа сжатию									
	при марке раствора, МПа								при прочности раствора	
	20	15	10	7,5	5	2,5	1	0,4	0,2	нуль
30	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
25	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
20	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
15	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
12,5	–	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
10	–	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
7,5	–	–	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
5	–	–	–	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
3,5	–	–	–	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Таблица В.2 – Расчетные сопротивления *R* сжатию кладки из крупных сплошных блоков из бетонов всех видов и блоков из природного камня (пиленых или чистой тески) при высоте ряда кладки 500 - 1000 мм

Классы бетона	Марка камня, МПа	Расчетные сопротивления *R*, МПа сжатию кладки							
		при марке раствора, МПа							при нулевой прочности раствора
		20	15	10	7,5	5	2,5	1	
–	100	17,9	17,5	17,1	16,8	16,5	15,8	14,5	11,3
–	80, 60	15,2	14,8	14,4	14,1	13,8	13,3	12,3	9,4
–	50, 40	12,8	12,4	12,0	11,7	11,4	10,9	9,9	7,3
–	30, 25	11,1	10,7	10,3	10,1	9,8	9,3	8,7	6,3
В30	20, 15	9,3	9,0	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4	5,3
В25	10	7,5	7,2	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7	4,4
В20	7,5	6,7	6,4	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9	3,8
В15	5	5,4	5,2	5,0	4,9	4,7	4,3	4,0	3,0
В12,5	3,5	4,6	4,4	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4	2,4
В7,5	2,5	–	3,3	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	1,7
В5		–	–	2,3	2,2	2,1	2,0	1,8	1,3
В3,5		–	–	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	0,85
В3		–	–	–	–	1,1	1,0	0,9	0,6
В2		–	–	–	–	0,9	0,8	0,7	0,5

Примечание. Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных блоков высотой более 1000 мм принимаются по таблице В.2 с коэффициентом 1,1.

Таблица В.3 – Расчетные сопротивления *R* сжатию кладки из сплошных бетонных, гипсобетонных и природных камней (пиленых или чистой тески) при высоте ряда кладки 200…300 мм

Марка камня	Расчетные сопротивления *R*, МПа сжатию кладки									
	при марке раствора, МПа								при прочности раствора	
	20	15	10	7,5	5	2,5	1	0,4	0,2	нуль
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
100	13,0	12,5	12,0	11,5	11,0	10,5	9,5	8,5	8,3	8,0
80	11,0	10,5	10,0	9,5	9,0	8,5	8,0	7,0	6,8	6,5
60	9,0	8,5	8,0	7,8	7,5	7,0	6,0	5,5	5,3	5,0
50	7,8	7,3	6,9	6,7	6,4	6,0	5,3	4,8	4,6	4,3
40	6,5	6,0	5,8	5,5	5,3	5,0	4,5	4,0	3,8	3,5
30	5,8	4,9	4,7	4,5	4,3	4,0	3,7	3,3	3,1	2,8
20	4,0	3,8	3,6	3,5	3,3	3,0	2,8	2,5	2,3	2,0

Продолжение таблицы В.3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
15	3,3	3,1	2,9	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5
10	2,5	2,4	2,3	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0
7,5	–	–	1,9	1,8	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	0,8
5	–	–	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,6
3,5	–	–	–	–	1,0	0,95	0,85	0,7	0,6	0,45
2,5	–	–	–	–	0,8	0,75	0,65	0,55	0,5	0,35
1,5	–	–	–	–	–	0,5	0,45	0,38	0,35	0,25

Таблица В.4 – Расчетные сопротивления *R* сжатию кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда 200…300 мм

Марка камня, МПа	Расчетные сопротивления *R*, МПа							
	при марке раствора, МПа						при прочности раствора	
	10	7,5	5	2,5	1	0,4	0,2	нулевой
15	2,7	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,7	1,3
12,5	2,4	2,3	2,1	1,9	1,7	1,6	1,4	1,1
10	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	0,9
7,5	1,6	1,5	1,4	1,3	1,1	1,0	0,9	0,7
5	1,2	1,15	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,5
3,5	–	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,55	0,4
2,5	–	–	0,7	0,65	0,55	0,5	0,45	0,3

Таблица В.5 – Расчетные сопротивления *R* сжатию бутовой кладки из рваного бута

Марка камня, МПа	Расчетные сопротивления *R*, МПа							
	при марке раствора, МПа						при прочности раствора	
	10	7,5	5	2,5	1	0,4	0,2	нулевой
1	2	3	4	5	6	7	8	9
100	2,5	2,2	1,8	1,2	0,8	0,5	0,4	0,33
80	2,2	2,0	1,6	1,0	0,7	0,45	0,33	0,28
60	2,0	1,7	1,4	0,9	0,65	0,4	0,3	0,2
50	1,8	1,5	1,3	0,85	0,6	0,38	0,27	0,18
40	1,5	1,3	1,1	0,8	0,55	0,33	0,23	0,15
30	1,3	1,15	0,95	0,7	0,5	0,3	0,2	0,12
20	1,1	1,0	0,8	0,6	0,45	0,28	0,18	0,08
15	0,9	0,8	0,7	0,55	0,4	0,25	0,17	0,07
10	0,75	0,7	0,6	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05

Продолжение таблицы В.5

5	–	–	0,45	0,35	0,25	0,2	0,13	0,03
3,5	–	–	0,36	0,29	0,22	0,18	0,12	0,02
2,5	–	–	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	0,02

Примечание. Для кладки из постелистого бутового камня расчетные сопротивления, принятые в таблице В.5, следует умножать на коэффициент 1,5.

Таблица В.6 – Значения упругой характеристики α для неармированной кладки

Вид кладки	Упругая характеристика α				
	при марках раствора, МПа			при прочности раствора	
	2,5-20	1	0,4	0,2	нулевой
1. Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ($\gamma \geq 1800$ кг/м^3)	1500	1000	750	750	500
2. Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
6. Из керамических камней	1200	1000	750	500	350
8. Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9. Из кирпича глиняного полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200

ПРИЛОЖЕНИЕ Г
Металлы и металлические изделия

Таблица Г.1 – Механические свойства сталей

Марка стали	Временное сопротивление $\sigma_в$, МПа	Минимальный предел текучести σ_m, МПа, для толщин, мм			
		< 20	20 - 40	40 - 100	> 100
Ст3кп	370 – 470	240	230	220	200
Ст3пс, Ст3сп	380 – 490	250	240	230	210
Ст4кп	410 – 520	260	250	240	230
Ст4пс, Ст4сп	420 – 540	270	260	250	240
Ст5пс, Ст5сп	500 – 640	290	270	270	260

Таблица Г.2 – Размеры поперечных сечений шахтных профилей

Тип профиля	Номер профиля	Размеры, мм												
		h	h_1	b	b_1	b_2	b_3	b_4	d	d_1	R_1	R_2	R_3	y_0
СВПУ	7	70,40	14,4	62,80	17,40	17,40	45,40	10,19	14,4	3,5	5	4	3	35,20
	10	90,64	17,3	74,67	19,00	19,00	55,67	11,32	17,3	4,2	5	4	3	45,32
	13	104,90	18,9	91,00	24,00	24,00	67,00	13,94	18,9	4,6	5	4	3	52,45
	14а	102,90	16,9	97,00	27,93	26,70	69,07	15,60	16,9	5,0	6	9	3	51,45
	15	109,20	20,6	94,30	25,00	25,00	69,30	14,62	20,6	5,0	6	5	3	54,60
	17	116,40	22,3	101,06	27,00	27,00	74,06	15,80	22,3	5,4	6	5	3	58,20
	18а	114,10	20,0	109,06	31,80	30,23	77,29	17,84	20,0	5,6	6	9	3	57,05
	19	124,75	23,1	104,83	27,00	27,00	77,83	15,90	23,1	5,6	6	5	3	62,38
	22	136,55	24,8	113,88	29,00	29,00	84,88	17,06	24,8	6,0	7	6	3	68,28
	22а	128,70	21,8	123,45	35,73	34,27	87,72	19,98	21,8	6,0	7	10	3	64,35
	27	153,00	28,7	120,20	29,00	29,00	91,20	17,57	28,7	7,0	7	6	3	76,50
	27а	144,40	24,2	132,10	37,16	34,83	94,94	20,96	24,2	7,0	7	11	3	72,20
	33	170,35	31,6	135,40	33,00	33,00	102,40	19,84	31,6	7,7	9	8	3	85,17
	35	170,35	31,6	143,40	37,00	37,00	106,40	21,80	31,6	7,7	9	8	3	85,18
СВП	14	88,00	21,0	121,0	55,0	46,5	84,4	18,0	7,8	5,6	6	7	5	42,7
	17	94,00	23,0	131,5	60,0	51,0	91,5	19,7	8,5	6,0	6	7	5	45,6
	19	102,00	24,0	136,0	60,0	51,0	94,0	20,6	9,5	6,2	6	8	5	49,3
	22	110,00	25,5	145,4	60,0	51,5	99,5	22,5	11,0	6,4	6	8	5	52,7
	27	123,00	29,0	149,5	59,5	50,6	99,5	25,0	13,0	7,4	6	10	5	58,5
	33	137,00	32,0	166,3	66,0	56,0	110,0	27,5	14,5	8,2	6	11	6	64,8

Таблица Г.3 – Геометрические характеристики поперечных сечений шахтных профилей

Тип профиля	Номер профиля	F, см^2	G, кг/м	I_k, см^4	W_k, см^3	I_x, см^4	W_x, см^3	W_T, см^3	I_y, см^4	W_y, см^3
СВПУ	7	9,05	7,11	2,59	2,34	51,41	14,61	19,81	29,7	9,47
	10	12,92	10,15	4,84	3,86	120,1	26,5	35,97	60,0	16,1
	13	17,23	13,53	9,25	6,2	223,14	42,5	56,8	118,8	26,1
	14а	18,00	14,14	9,44	6,43	229,7	44,6	58,7	144,1	29,7
	15	19,43	15,26	12,08	7,61	268,7	49,2	66,2	146,7	31,1
	17	22,52	17,68	16,48	9,60	353,0	60,7	81,8	195,9	38,8
	18а	23,26	18,25	17,22	10,02	363,4	63,7	84,4	227,7	41,8
	19	24,21	19,00	18,76	10,76	434,0	69,6	93,7	221,6	42,3
	22	28,21	22,15	24,95	13,33	601,2	88,1	119,0	305,1	53,6
	22а	28,48	22,36	23,66	12,47	574,4	89,3	117,5	357,7	59,7
	27	34,58	27,15	35,84	18,33	897,7	117,3	160,2	416,3	69,3
	27а	34,77	27,30	38,56	18,89	857,9	118,8	157,8	497,5	75,3
	33	42,80	33,60	58,26	24,23	1391,4	163,4	222,1	653,7	96,6
	35	45,33	35,59	64,60	27,40	1517,2	178,1	239,6	775,5	108,2
СВП	14	18,70	14,70	5,73	4,55	184,0	40,7	50,6	282,3	46,1
	17	21,73	17,10	8,10	5,88	243,4	50,3	63,4	382,3	57,9
	19	24,44	19,20	11,2	7,74	322,8	61,3	76,7	464,0	67,0
	22	27,91	21,90	15,54	9,90	428,6	74,8	94,4	566,3	77,8
	27	34,37	27,00	29,43	15,98	646,1	100,2	127,2	731,5	97,8
	33	42,53	33,39	46,05	23,71	999,5	133,5	178,6	1218	148,0

Таблица Г.4 – Геометрические характеристики профилей проката общего назначения

Наименование и номер профиля	F, см^2	G, кг/м	I_x, см^4	W_x, см^3	I_y, см^4	W_y, см^3
Балки двутавровые						
12	14,7	11,5	350	58,4	27,9	8,7
14	17,4	13,7	572	81,7	41,9	11,5
16	20,2	15,9	873	109	58,6	14,5
18	23,4	18,4	1290	143	82,6	18,4
18а	25,4	19,9	1430	159	114,0	22,8
20	26,8	21,0	1840	184	115,0	23,1
20а	28,9	22,7	2030	203	155,0	28,2
22	30,6	24,0	2550	232	157,0	28,6
22а	32,8	25,8	2790	254	206,0	34,3
24	34,8	27,3	3460	289	198,0	34,5
24а	37,5	29,4	3800	317	260,0	41,6
27	40,2	31,5	5010	371	260,0	41,5
27а	43,2	33,9	5500	401	337,0	50,0
Швеллеры						
12	13,3	10,4	304	50,6	31,2	8,5
14	15,6	12,3	491	70,2	45,4	11,0
14а	17,0	13,3	545	77,8	57,5	13,3
16	18,1	14,2	747	93,4	63,3	13,8
16а	19,5	15,3	823	103,0	78,8	16,4
18	20,7	16,3	1090	121,0	86,0	17,0
18а	22,2	17,4	1190	132,0	105,0	20,0
Рельсы						
Р18	23,07	18,06	240,0	51,10	47,1	10,3
Р24	32,70	25,60	468,0	87,20	80,6	17,5
Р33	42,76	33,48	967,98	146,86	166,72	30,31
Р38	49,06	38,42	1222,54	180,29	209,28	36,72
Р43	57,00	44,65	1489,0	208,30	260,00	45,00

Таблица Г.5 – Площади поперечного сечения и масса арматурной стали для изготовления крепей

Номинальный диаметр стержней, мм	Площадь поперечного сечения, $см^2$	Теоретическая масса 1 м стержня, кг	Номинальный диаметр стержней, мм	Площадь поперечного сечения, $см^2$	Теоретическая масса 1 м стержня, кг	Номинальный диаметр стержней, мм	Площадь поперечного сечения, $см^2$	Теоретическая масса 1 м стержня, кг
6	0,283	0,222	18	2,54	2,00	45	15,90	12,48
7	0,385	0,302	20	3,14	2,47	50	19,63	15,41
8	0,503	0,395	22	3,80	2,98	55	23,76	18,65
9	0,636	0,499	25	4,91	3,85	60	28,27	22,19
10	0,785	0,617	28	6,16	4,83	70	38,48	30,21
12	1,131	0,888	32	8,04	6,31	80	50,27	39,46
14	1,540	1,210	36	10,18	7,99	90	63,62	49,94
16	2,010	1,580	40	12,57	9,87			

Таблица Г.6 – Свойства стержневой арматурной стали

Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Предел, МПа, не менее	
			текучести	прочности
А-I	Ст 3 28Г2С	6…40 40…80	235	375
А-II	Ст5 18Г2С	10…40 10…80	294	490
А-III	25Г2С 35ГС	6…40	392	590
А-IV	20ХГ2С 80С	10…22 10…18	590	883
А-V	23Х2Г2Т	10…22	785	1030
А-VI	22Х2Г2АЮ 22Х2Г2Р 20Х2Г2СР	10…22	980	1230

Таблица Г.7 – Нормативные сопротивления R_{sn} для арматуры разных классов

Класс арматуры	Нормативное сопротивление R_{sn}, МПа	Класс арматуры	Нормативное сопротивление R_{sn}, МПа
A-I	235	A-V	785
A-II	295	A-VI	980
A-III	390	A-IIIв	540
A-IV	590		

Таблица Г.8 – Нормативные R_{sn} и расчетные $R_{s,ser}$ сопротивления растяжению для проволочной арматуры

Диаметр арматуры, мм	Нормативные R_{sn} и расчетные $R_{s,ser}$ сопротивления растяжению, МПа	Диаметр арматуры, мм	Нормативные R_{sn} и расчетные $R_{s,ser}$ сопротивления растяжению, МПа	Диаметр арматуры, мм	Нормативные R_{sn} и расчетные $R_{s,ser}$ сопротивления растяжению, МПа
Арматура ВР-I		Арматура В-II		Арматура ВР-II	
3	410	3	1490	3	1460
4	405	4	1410	4	1370
5	395	5	1335	5	1255
		6	1255	6	1175
		7	1175	7	1100
		8	1100	8	1020

Таблица Г.9 – Коэффициент надежности арматуры γ_s

Арматура	Коэффициент надежности арматуры γ_s
Стержневая классов: A-I, A-II	 1,05
A-III диаметром, мм: 6 – 8	 1,10
10 – 40	1,07
A-IV, A-V	1,15
A-VI	1,20
A-IIIв с контролем удлинения и напряжения только удлинения	1,10 1,20
Проволочная классов: ВР-I	 1,10
B-II, ВР-II	1,20

Таблица Г.10 – Модуль упругости E различных классов арматуры

Класс арматуры	Модуль упругости $E \cdot 10^{-4}$ (МПа)	Класс арматуры	Модуль упругости $E \cdot 10^{-4}$ (МПа)
A-I, A-II	21	B-II, BP-II	20
A-III	20	K-7, K-19	18
A-IV, A-V, A-VI	19	BP-I	17
A-IIIв	18		