

Министерство образования и науки Российской Федерации  
НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра механики грунтов и геотехники

## ГЕОМЕХАНИКА

*Методические указания к практическим занятиям и курсовой работе  
по дисциплине «Геомеханика»  
для студентов специалитета всех форм обучения направления подготовки  
08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений*

© НИУ МГСУ, 2015

Москва 2015

УДК 622  
ББК 38.58  
Г36

С о с т а в и т е л ь

М.Г. Зерцалов

Г36        **Геомеханика** [Электронный ресурс] : методические указания к практическим занятиям и курсовой работе по дисциплине «Геотехнология» для студентов специалитета всех форм обучения направления подготовки 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений / М-во образования и науки Рос. Федерации, Нац. исследоват. Моск. гос. строит. ун-т, каф. механики грунтов и геотехники ; сост. М.Г. Зерцалов. — Электрон. дан. и прогр. (3 Мб). — Москва : НИУ МГСУ, 2015. — Учебное сетевое электронное издание — Режим доступа: [http://lib.mgsu.ru/Scripts/irbis64r\\_91/cgiirbis\\_64.exe?C21COM=F&I21DBN=IBIS&P21DBN=IBIS\\_](http://lib.mgsu.ru/Scripts/irbis64r_91/cgiirbis_64.exe?C21COM=F&I21DBN=IBIS&P21DBN=IBIS_) — Загл. с титул. экрана.

Даны теоретические сведения и методика, необходимая для изучения геомеханики.

Для студентов специалитета всех форм обучения направления подготовки 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений.

*Учебное сетевое электронное издание*

© НИУ МГСУ, 2015

*Отв. за выпуск — кафедра механики грунтов и геотехники*

Подписано к использованию 03.09.2015 г. Уч.-изд. л. 4,45. Объем данных 3 Мб

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Национальный исследовательский Московский государственный  
строительный университет» (НИУ МГСУ).

129337, Москва, Ярославское ш., 26.

Издательство МИСИ – МГСУ.

Тел. (495) 287-49-14, вн. 13-71, (499) 188-29-75, (499) 183-97-95.

E-mail: [ric@mgsu.ru](mailto:ric@mgsu.ru), [rio@mgsu.ru](mailto:rio@mgsu.ru)

## Содержание

Тема 1.....	4
Тема 2.....	6
Тема 3.....	9
Тема 4.....	15
Тема 5.....	18
Тема 6.....	22
Тема 7.....	28
Тема 8.....	36
Тема 9.....	42
Тема 10.....	50
Тема 11.....	58
Выполнение курсового проекта.....	66
1. Подготовительный этап.....	71
1.1 Выбор конструктивно-технологической схемы.....	71
1.2 Выбор расчетной области.....	72
1.3 описание применяемых материалов и моделей.....	73
2. Пример выполнения расчетной части курсового проекта с использованием программного комплекса Z_Soil v.6....	77
3. Особенности выполнения расчетной части курсового проекта с использованием программного комплекса Z_Soil v.7-v.13.....	89
Библиографический список.....	103
Приложение 1.....	104
Приложение 2.....	106

## *Тема 1. Введение. Причины, обусловившие появление механики скальных пород, её развитие и область применения.*

Исследования физических и механических свойств горных пород начались во второй половине XIX века, но как прикладная дисциплина, используемая при проектировании и строительстве ответственных наземных и подземных сооружений, механика скальных грунтов развилась в самостоятельную науку только недавно. Годом рождения механики скальных грунтов как самостоятельного раздела инженерной науки можно считать 1964 год, когда в Австрии профессором Л. Мюллером было образовано Международное общество по механике скальных пород. На конгрессе было принято следующее определение этой науки: "Механика скальных пород является теоретической и прикладной наукой о механическом поведении скальной породы, составляя раздел механики, рассматривающий реакцию скальной породы на силовые воздействия окружающей ее физической среды". Механика скальных пород, наряду с механикой грунтов, является важнейшей инженерной дисциплиной, в ней используются многие положения механики грунтов, например закон Кулона, связывающий прочность грунта на сдвиг с нормальными и касательными напряжениями. В то же время поведение скальных пород значительно сложнее, чем у грунтов, особенно, если в работу вовлекаются большие объемы скальных массивов, что характерно для высоконапорных гидросооружений и подземных выработок большого пролета. Это объясняется прежде всего тем, что свойства породного скального массива определяются главным образом особенностями его структуры, такими, как - разломы, поверхности напластования, системы трещин различной ориентации и т.д., и, в меньшей степени, особенностями структуры пород, слагающих массив. Учитывая это, в механике скальных грунтов необходимо различать два понятия: *ненарушенные скальные грунты* - кристаллический материал, прочностные и деформационные характеристики которого определяются, как свойствами составляющих его минералов и жестких связей между ними, так и дефектами его структуры (пустоты, микротрещины, дислокации, и т.д.); *скальный массив* - сложнейшее геологическое образование, представляющее собой совокупность блоков одной или нескольких горных пород, выделяемых в массиве трещинами различных порядков, причём блоки в свою очередь могут разделяться нарушениями сплошности на более мелкие отдельные, образуя иерархическую систему. В этом случае, как правило, инженерные свойства подобной системы определяются в значительной мере наличием в ней структурных дефектов и их размерами. Это, в свою очередь, определяет одну важную особенность скального массива - интегральные физико-механические характеристики выделяемых в нём областей различных размеров будут существенно различаться.

Очень важным фактором при изучении скального массива является также его природное состояние, которое в значительной мере зависит от структурных особенностей массива и может существенно повлиять на его взаимодействие с сооружением.

Возникает вопрос: почему только в середине 60-х годов XX века механика скальных грунтов оформилась в отдельную науку. Это можно объяснить тем, что именно в это время в горных районах начали возводиться большие плотины и крупные подземные выработки. Кроме того, в это же время появились численные методы расчета и различные методы моделирования, позволившие исследовать эти сооружения в сложных инженерно-геологических условиях с воспроизведением многообразных граничных условий. Дополнительным толчком, ускорившим развитие механики скальных грунтов, явилась авария на плотине Мальпасе (1959г), при которой погибло 450 человек и еще большая катастрофа на плотине Вайонт (1963г.).

Механика скальных грунтов, наряду с изучением поведения породного массива, рассматривает и специальные методы проектирования и строительства взаимодействующих с ним инженерных сооружений. Это объясняется тем, что скальные породы, как

и грунты, существенно отличаются от других строительных материалов и требуют особого подхода при проектировании. Так, имея дело с бетонными и железобетонными конструкциями, инженер в первую очередь собирает действующие на сооружение внешние нагрузки, а затем определяет форму и размеры сооружения и подбирает соответствующие по прочности строительные материалы. В скальных же грунтах действующая на них нагрузка имеет во многих случаях гораздо меньшее значение, чем силы, возникающие при перераспределении в процессе строительства существующих в породном массиве естественных напряжений. При строительстве инженерных сооружений в горных районах знание механики скальных грунтов необходимо при решении очень широкого круга проблем. В первую очередь к ним относятся: определение сложности геологического строения массива скальных пород, оценка степени их разрабатываемости и буримости, выбор типа и месторасположения сооружения, расчет напряженно-деформированного состояния и устойчивости скальных массивов, разработка мероприятий по укреплению скальных откосов и т.д. К числу сооружений, к которым предъявляются наиболее жесткие требования с точки зрения безопасности их оснований, следует отнести высоконапорные плотины, передающие высокие нагрузки на скальные массивы. Помимо оценки местной прочности основания в этом случае необходимо также изучать возможность возникновения оползней в бортах водохранилища. Так, громадный оползень, случившийся на гидроузле Вайонт, привел к переливу воды через гребень арочной плотины и вызвал гибель более чем 2000 человек, проживавших в нижнем бьефе. Знание механики скальных массивов может оказаться полезным также при выборе материалов каменной наброски, для защиты откосов плотины от размыва, при использовании в качестве заполнителя для бетона, для устройства различных фильтров и т.д. При проектировании высоконапорных плотин расчеты напряженно-деформированного состояния и устойчивости скальных оснований являются обязательными. На основании этих расчетов определяются коэффициенты устойчивости системы сооружение-основание, а также различные конструктивные мероприятия.

При возведении подземных сооружений механика скальных грунтов играет не менее важную роль. Любое подземное сооружение независимо от его назначения должно отвечать требованиям безопасности, которые во многом определяются напряженным состоянием, структурой и нарушениями сплошности породного массива. Опыт освоения подземного пространства городов в ряде стран, например в Норвегии, показал, что, только имея всестороннее представление о поведении скального массива, можно построить большие подземные концертные и спортивные сооружения, возводить для хранения различных веществ гигантские подземные хранилища. Те же требования предъявляются и к подземным гидростанциям, которые, имея в горных районах несомненные преимущества, требуют размещения в подземном пространстве обширных машинных залов и других вспомогательных помещений. Их проектирование также невозможно без знаний механики скальных грунтов.

Используется в самых разных направлениях механика скальных грунтов и при проходке подземных выработок. Например, вопрос - поддерживать ли выработку в процессе добычи полезных ископаемых полностью в устойчивом состоянии или давать породе деформироваться - может быть решен только с учетом особенностей строения и напряженного состояния породного массива. Необходима механика скальных грунтов и при проектировании проходческих машин, поскольку проходка тоннелей и разработка подземных выработок ведется с учетом реальных механических характеристик скального массива.

Строительство автострад, железных дорог, каналов, трубопроводов и напорных водоводов в горных районах связано с проектированием откосов. Задача определения их устойчивости и необходимости крепления решается на основе методик, разработанных в специальном разделе механики скальных грунтов. Тесно связана эта наука и с

вопросом трассировки указанных выше сооружений. Правильно выбранная трасса позволяет сэкономить значительные средства. Решение об ее изменении или переносе части сооружений под землю в значительной мере зависит от состояния массива горных пород. Расположение напорных водоводов под землей, например, может дать существенную экономию средств, т.к. часть напряжений, возникающих в металлической облицовке можно передать на окружающую породу, однако, обоснование такого решения также требует знания механики скальных грунтов. Особую роль играет механика скальных грунтов при строительстве подземных атомных станций в горных районах. Радиоактивность и высокие температуры предъявляют повышенные требования к качеству горных пород, поэтому строительство подземных атомных станций регламентируется очень жесткими требованиями. Кроме того, выработка электроэнергии на подобных станциях связана с производством высокотоксичных отходов, подлежащих хранению в течение долгого времени в специально пройденных для этих целей камерах, что требует высокого уровня мер безопасности, гарантирующих защиту, вмещающего камеру скального массива, от радиационного загрязнения. Суммируя всё изложенное выше, можно сказать, что механика скальных грунтов является важнейшей частью общей технической механики и широко используется в практической деятельности. Благодаря достижениям механики скальных грунтов стало возможным строительство большого числа уникальных инженерных сооружений. В то же время в исследованиях скальных массивов остаётся ещё много нерешённых проблем. К ним, в частности, относятся вопросы, связанные с определением строения и структурных особенностей скального массива, с исследованиями его деформационных и прочностных свойств и влиянием на них масштабного фактора. Особое внимание следует уделять построению геомеханических моделей и назначению правильных граничных условий, без чего невозможен выбор адекватной расчетной модели и соответствующего метода расчёта. Указанные проблемы, а также исследование механизмов деформирования и разрушения скальных грунтов и массивов, оставаясь предметом изучения механики скальных пород, определяют её развитие как науки на ближайшее будущее.

## ***Тема 2. Горные породы. Определение ненарушенных скальных грунтов и их геологическая классификация. Физико-механические характеристики. Геомеханическая классификация ненарушенных скальных грунтов.***

. В геологии под термином «горная порода» (Ананьев, Потапов, 2001) обычно понимается любая составляющая земной коры, которая представляет многокомпонентную систему природного образования, включающую твердую, жидкую и газообразную фазы. Горная порода состоит из минералов, образующих композицию более или менее постоянного и характерного для данной породы состава. Этот состав, а также характер механических связей между минеральными частицами, определяют свойства горных пород. По минералогическому составу различают *мономинеральные* и *полиминеральные* породы. Большинство пород принадлежит ко второй группе.

Упомянутый выше характер механических связей между составляющими породу минеральными частицами определяет ее тип. Различают следующие типы горных пород: текучие породы – в этих породах частицы минералов способны двигаться с насыщающей их жидкостью (пески-плывуны); рыхлые зернистые породы – породы, в которых частицы одного или нескольких минералов не связаны друг с другом (пески, гравий, галька); связные породы – минеральные частицы в этих породах соединены между собой водно-коллоидной связью. При этом, в зависимости от степени насыщения этих пород водой изменяется их пластичность (суглинки, глины); скальные и полускальные породы – породы, сложенные минеральными твердыми частицами, которые связаны друг

с другим жесткими связями, обеспечивающими любой породной отдельности сохранение формы. Если, при выделении из горного массива образца такой породы, он сохраняет свою целостность и не распадается на части, порода называется ненарушенной.

С инженерной точки зрения (ГОСТ 25100-95) породы первых трёх типов относятся к классу дисперсных (нескальных) грунтов и изучением закономерностей их поведения при приложении нагрузки и взаимодействия с сооружениями занимается механика грунтов. Породы, в которых минеральные частицы связаны жёсткими связями, относятся к классу скальных грунтов (ГОСТ 25100-95; Ухов и др., 2002). Их поведение изучается механикой скальных грунтов.

Скальные грунты подразделяются на две группы. Скальные – грунты, имеющие жёсткие структурные связи кристаллического типа. Полускальные – грунты, имеющие связи цементационного типа.

Имеется два вида классификаций скальных грунтов: геологические и геомеханические (инженерные).

1. Геологические – классифицируют скальные грунты по происхождению или генезису, строению, взаимному расположению.

2. Геомеханические – классифицируют скальные грунты на основе прочностных или упругих характеристик, определяющих механические свойства грунтов.

Очень важной для инженеров является классификация по происхождению или генезису, т.к. она позволяет сделать предварительную оценку свойств скальных грунтов. В соответствии с этой классификацией все скальные грунты представляют собой породы, которые делятся на три подгруппы (ГОСТ 25100-95):

- магматические (изверженные) породы;
- осадочные породы;
- метаморфические породы.

Все горные породы характеризуются строением, к которому относят размеры, форму, взаимное расположение и способ соединения слагающих их минеральных частиц. Важнейшими признаками строения пород являются их *структура* и *текстура* (Турчанинов и др., 1977).

Под структурой понимают степень кристаллизации пород (кристаллическое или аморфное их строение), размеры, форму минеральных частиц и характер связей между ними.

Под текстурой (сложением) понимается взаимное расположение структурно однотипных частей породы в занимаемом ими пространстве.

Скальные грунты являются природными материалами и обладают структурными особенностями, которых нет у большинства строительных материалов. Исследование поведения скальных грунтов под воздействием нагрузки, температуры, динамических нагрузок требует знания их физических и механических свойств. Для проектирования безопасных и экономичных сооружений, взаимодействующих со скалой, необходимо знать важнейшие из них.

К *физическим* относятся свойства, характеризующие *плотность* скальных грунтов, их *пористость*, *водопроницаемость*. *Механические* свойства характеризуют поведение скальных грунтов при различных силовых воздействиях. Их можно разделить на следующие группы: *прочностные*, характеризующие предельное сопротивление грунтов различного рода нагрузкам, *упругие*, характеризующие упругую деформируемость грунтов при различных силовых воздействиях, *акустические*, характеризующие распространение в грунтах упругих колебаний.

*Физические* свойства, характеризующие плотность скальных грунтов, являются действием гравитационного поля земли и подразделяются на две группы: собственно гравитационные и структурные (Турчанинов и др., 1977). К гравитационным относятся удельный  $\gamma_0$  и объёмный  $\gamma$  веса скального грунта. К структурным – удельная масса  $c_0$ , плотность (объёмная масса)  $c$ , пористость и коэффициент пористости -  $P$  и  $n$ .

*Механические* свойства скальных грунтов необходимы для инженеров, чтобы определять реакцию скального массива на нагрузку, передаваемую взаимодействующим с ним сооружением. Основными из них являются *прочностные* и *деформационные* свойства.

Несмотря на всю свою полезность и необходимость геологические классификации полностью не удовлетворяют инженерным требованиям, поскольку одной в геологическом понимании породе могут быть присущи самые разные механические свойства. С инженерной точки зрения классификация ненарушенных скальных грунтов должна сопровождаться хотя бы одним геомеханическим параметром. Как правило, это либо прочность на одноосное сжатие, либо «относительный модуль», который определяется как отношение касательного модуля деформации (см. Несмотря на всю свою полезность и необходимость геологические классификации полностью не удовлетворяют инженерным требованиям, поскольку одной в геологическом понимании породе могут быть присущи самые разные механические свойства. С инженерной точки зрения классификация ненарушенных скальных грунтов должна сопровождаться хотя бы одним геомеханическим параметром. Как правило, это либо прочность на одноосное сжатие, либо «относительный модуль», который определяется как отношение касательного модуля деформации (см. ниже) к прочности на одноосное сжатие.

По принятому в 1995 году ГОСТу 25100-95 скальные грунты по прочности на одноосное сжатие классифицируются следующим образом (таблица 1.11)

Таблица 1.11. (ГОСТ 25100-95).

Разновидность грунтов	Предел прочности на одноосное сжатие $R_c$ , МПа
Очень прочный	>120
Прочный	120-50
Средней прочности	50-15
Малопрочный	15-5
Пониженной прочности	5-3
Низкой прочности	3-1
Очень низкой прочности	<1

Рассмотренные выше механические свойства и системы геомеханических классификаций широко используются при исследованиях поведения ненарушенных скальных грунтов под нагрузкой и их взаимодействия с инженерными сооружениями.

### *Тема 3. Деформирование скальных грунтов в условиях сжатия и их реологические свойства.*

В предыдущей главе уже рассматривались прочностные и деформационные характеристики скальных грунтов и подчёркивалось, что без их знания невозможно оценить реакцию скального массива на любое силовое воздействие. Учитывая это, при возведении наземных и подземных сооружений, взаимодействующих со скальными массивами, инженеру необходимо знать особенности деформирования и разрушения скальных грунтов.

Выше уже указывалось, что у скальных грунтов прочность в условиях сжатия гораздо выше, чем при растяжении. Именно поэтому все сооружения, взаимодействующие со скальным массивом, стремятся спроектировать таким образом, чтобы скальный массив деформировался в поле сжимающих напряжений. Однако следует иметь в виду, что и процесс деформирования у скальных грунтов при сжатии и растяжении протекает различно. Это проявляется, прежде всего, в том, что модули деформации в условиях сжатия выше, чем при растяжении, причём это различие увеличивается для менее прочных и плотных пород. В работе (Баклашов, Картозия, 1986) приводятся данные, свидетельствующие о том, что у норита отношение между модулем деформации при сжатии и модулем деформации при растяжении составляет 1,1; у некоторых типов сланцев оно находится в пределах 1,2-1,5; а для суглинков изменяется от 1,5 до 5,0.

Поскольку деформирование скальных грунтов представляет собой сложный физический процесс, в инженерных расчётах принимается ряд допущений, вследствие чего истинное деформированное состояние материала идеализируется. Наиболее простой моделью является модель линейно-упругого тела. Её достоинством является возможность использования хорошо разработанного аппарата теории упругости. С другой стороны положение о линейно-упругом деформировании ведёт к существенным противоречиям, особенно при уровне напряжений, близких к пределу прочности материала, т.е. в той области напряжённых состояний, которые представляют наибольший интерес для инженеров.

Экспериментальные исследования показывают, что деформирование скальных грунтов в условиях сжатия тесно связано с их разрушением, которое не развивается спонтанно, а определяется процессом трещинообразования и происходит постепенно. Этот факт полностью опровергает существовавшее долгое время мнение, в соответствии с которым разрушение скальных грунтов при сжатии рассматривалось, как процесс, развивающийся неустойчиво при достижении материалом предельных сжимающих напряжений.

Сложность явлений, наблюдающихся при деформировании скальных грунтов в условиях сжатия, потребовала создания моделей, в которых бы эти явления адекватно отражались. Характерной чертой этих моделей является то, что они представляют собой математические зависимости, содержащие определённое количество параметров, часть из которых вычисляется по результатам экспериментов при сложных напряжённых состояниях. С учётом этих параметров можно получить удовлетворительное согласование результатов расчётов с опытом, проведённым в аналогичных условиях, однако, физические причины, лежащие в основе процессов деформирования и разрушения материалов, оста-

ются при этом неизвестными. Подобные модели называются *феноменологическими*.

В последнее время получили распространение, так называемые, *структурные* модели, отражающие физические основы поведения скальных грунтов. Преимущество таких моделей заключается в том, что в качестве исходных параметров в них используются физические константы материалов, позволяющие описать процессы, определяющие механизм деформирования и разрушения хрупких тел.

Что касается запредельного деформирования, то можно отметить отсутствие теорий, моделирующих физические процессы, происходящие на этой стадии. Все существующие модели можно отнести к феноменологическим, поскольку используемые в них параметры подбираются экспериментально и справедливы только для того скального грунта, для которого они определялись.

Выше указывалось, что деформирование скальных грунтов при сжатии зависит от вида напряжённого состояния.

Исследования также показывают, что и прочность скальных грунтов не остаётся постоянной и на её величину влияют различные факторы.

Прежде всего, на величину прочности оказывает влияние вид напряжённого состояния. Например, при увеличении бокового сжатия прочность скальных грунтов может существенно увеличиваться. Зависит она также от скорости деформирования и от изменения температуры.

Для инженеров интерес представляет влияние на пиковую прочность скальных грунтов, оказываемое поровым давлением. Это влияние описывается законом «эффективного напряжения», предложенным в (Terzaghi, 1945) для дисперсных (нескальных) грунтов, который автором позже был распространён на водонасыщенные скальные грунты. Исследования подтвердили высказанные Терцаги положения для условий, когда в скальной породе имеется система связанных между собой пор и трещин. В этом случае все компоненты напряженного состояния породного массива уменьшаются на величину порового давления. Эти значения напряжений называются эффективными напряжениями

Очень важным является изучение поведения скальных грунтов во времени. Исследованием такого процесса занимается научная дисциплина реология (греч. наука о течении).

К реологическим свойствам скальных грунтов, т.е. к их способности деформироваться во времени, относятся два свойства: ползучесть и релаксация. Под ползучестью понимается свойство породы деформироваться во времени при постоянной нагрузке, под релаксацией – уменьшение напряжений в породе во времени при постоянной деформации.

Для характеристики деформирования скальных грунтов во времени используется кривая ползучести (рис. 2.1), на которой имеется четыре участка, соответствующие четырём стадиям деформирования:

- участок ОА – начальная условно-мгновенная деформация, которая может быть как упругой, так и частично остаточной;
- участок АВ – неустановившаяся или затухающая ползучесть;
- участок ВС – установившаяся, характеризуемая постоянной скоростью и разрушением структурных связей, ползучесть. На этой стадии увеличиваются необратимые деформации;
- участок СД – стадия прогрессирующего течения, обусловленная возрастанием скорости деформирования, ускорением процесса разрушения, увеличением трещиновато-

сти и полным разрушением породы.

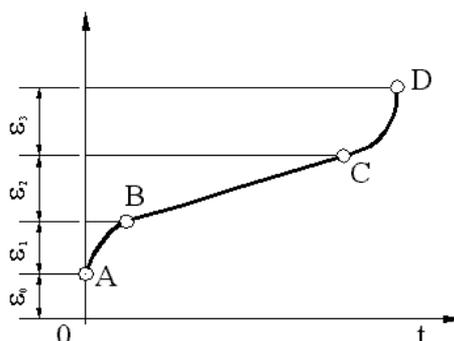


Рис. 2.1 Кривая ползучести горных пород.

Для наглядности представления реологических свойств материалов используется также метод представления скальных грунтов в виде некоторых моделей, состоящих из структурных элементов, каждый из которых имитирует собой упругие, вязкие и пластические свойства.

Упругие элементы моделируются пружинами, работа которых описывается законом Гука:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.23)$$

где  $\sigma$  – напряжения;  $\varepsilon$  – деформации;  $E$  – модуль упругости.

Элементы с вязкими свойствами представляют собой поршни со сквозными отверстиями в цилиндре с вязкой жидкостью. Их работа подчиняется закону Ньютона:

$$\sigma = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (2.24)$$

где  $\frac{d\varepsilon}{dt}$  – скорость деформирования;  $\eta$  – коэффициент вязкости.

Свойства пластических элементов моделируются сухим (кулоновским) трением. При этом элемент представляет из себя груз, скольжение которого возможно только при напряжениях, превышающих некоторую величину  $\sigma_T$ , которая называется пределом те-

кучести.

Некоторые из этих моделей представлены на рис.2.2. Вид моделей и характеристики элементов определяют специальными экспериментами. Однако, учитывая сложность подобных экспериментов, воспроизведением реологических свойств с помощью указанных моделей в инженерной практике пользуются достаточно редко.

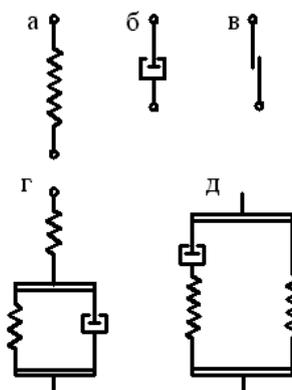


Рис. 2.2 Простейшие реологические модели горных пород:

*а* – упругая модель (тело Гука); *б* – вязкая модель (тело Ньютона);

*в* – модель пластичного тела; *г* и *д* – модели упруго-вязких тел.

Ползучесть материалов обладает характерной чертой, заключающаяся в зависимости деформаций, наблюдаемых в какой-то момент времени, от всей предыдущей истории их деформирования. Это свойство называется *наследственностью*.

Очень важным свойством скальных грунтов является *проницаемость* или способность к фильтрации через имеющиеся в них пустоты и поры газа или различных жидкостей и, в первую очередь, воды. Проницаемость влияет на решение многих практических вопросов, в частности, она определяет конструктивные особенности противофильтрационных устройств в основаниях гидротехнических сооружений, объём поступающей воды в тоннели и их осушение, условия хранения жидких веществ в отработанных горных выработках и др.

Фильтрацию в скальных грунтах принято разделять на *первичную* и *вторичную* (Terzaghi,1945;Hudson1997). Первичная фильтрация имеет место в ненарушенных скальных грунтах и, при определённых обстоятельствах, играет решающую роль, например, при добыче нефти. Однако, в большинстве случаев, особенно при строительстве сооружений, взаимодействующих со скальным массивом, который имеет различные нарушения сплошности, вторичная фильтрация через трещины (глава 10) оказывает основное влияние на работу системы сооружение – породный массив.

Хотя теоретически все скальные грунты в той или иной мере обладают пористостью, на

практике термин «водопроницаемость» применим только к породам, имеющим поры, которые позволяют воде фильтровать через них. Породы, через которые вода фильтрует слабо, называются водонепроницаемыми.

Для ненарушенных скальных пород характерна первичная фильтрация.

Общий расход фильтрации  $Q$  через поперечное сечение площадью  $A$  в течение времени  $t$  определяется законом Дарси:

$$V = k \cdot i$$

где  $v$  – скорость фильтрации;  $k = v/i$  – коэффициент фильтрации;

$i = h/L$  – градиент напора, равный потере напора  $h$  на длине  $L$ .

На основании закона Дарси общий расход фильтрации можно записать в виде:

$$Q = V \cdot A \cdot t = k \cdot i \cdot A \cdot t$$

Коэффициент фильтрации является функцией следующих факторов: типа скального грунта, размера пор и пустот, количества заключённого в них воздуха, температуры и вязкости воды.

Скорость движения фильтрующей воды в скальных грунтах обычно соответствует ламинарному движению. При этом, скорость фильтрации много меньше критической скорости  $V_{кр}$ , соответствующей критическому градиенту напора  $i_{кр}$ , при котором ламинарное движение переходит в турбулентное (рис 2.3).

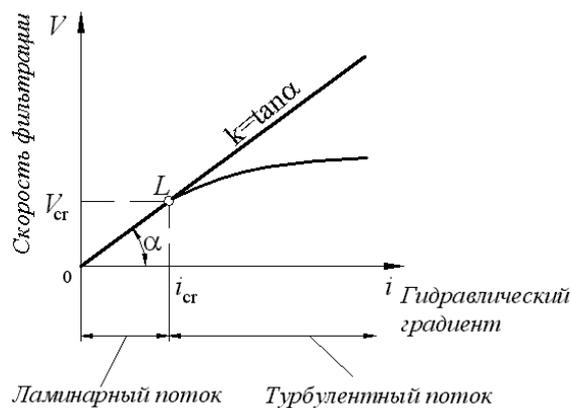


Рис. 2..3. Фильтрация воды через горные породы.

При турбулентном режиме скорость фильтрации может быть выражена формулой:

$$V = C\sqrt{i} \quad (2.29)$$

где  $C$  – коэффициент Шези, зависящий от типа грунта, шероховатости стенок пор, вязкости воды и турбулентности потока.

Переход от ламинарного движения воды к турбулентному происходит при скоростях фильтрации от 0,3 до 0,5 см/сек.

Закон Дарси справедлив, если скорость фильтрации мала, движение потока происходит в ламинарном режиме, а среда, в которой происходит фильтрация, является пористой средой с равномерно распределёнными по объёму соединяющимися порами.

Так как все скальные грунты имеют нерегулярное распределение по объёму пустот и пор, то и распределение водопроницаемости в них неоднородное. Неоднородность распределения водопроницаемости в скальных грунтах может быть обусловлена также сжатием или растяжением пор и пустот. По этой причине, определяемые опытами, величины коэффициента фильтрации имеют большой разброс.

В таблице приведены ориентировочные порядки величин коэффициента фильтрации некоторых излившихся, осадочных и метаморфических скальных пород.

#### КОЭФФИЦИЕНТ ФИЛЬТРАЦИИ К СКАЛЬНЫМ ГРУНТАМ ПРИ 15<sup>0</sup>С

<i>Подгруппа и вид</i>	<i>Коэффициент фильтрации к, см/сек</i>
<i>1</i>	<i>2</i>
<i>Магматические</i>	
<i>Базальт</i>	$10^{-4} - 10^{-5}$
<i>Диабаз</i>	$10^{-5} - 10^{-7}$
<i>Габбро</i>	$10^{-5} - 10^{-7}$
<i>Гранит</i>	$10^{-3} - 10^{-5}$
<i>Сиенит</i>	
<i>Осадочные</i>	
<i>Доломит</i>	$4.6 \times 10^{-9} - 1.2 \times 10^{-8}$
<i>Известняк</i>	$10^{-2} - 10^{-4}$

<i>Песчаник</i>	$10^{-2} - 10^{-4}$
<i>Сланец (глинистый)</i>	$10^{-3} - 10^{-4}$
<i>Метаморфические</i>	
<i>Гнейс</i>	$10^{-3} - 10^{-4}$
<i>Мрамор</i>	$10^{-4} - 10^{-5}$
<i>Кварцит</i>	$10^{-5} - 10^{-7}$
<i>Сланец (кристаллический)</i>	$10^{-4} - 3 \times 10^{-4}$

#### **Тема 4. Испытания образцов ненарушенных скальных грунтов.**

. *Испытания в условиях сжатия.* Деформационные и прочностные характеристики ненарушенных скальных грунтов, обычно исследуются в лабораторных условиях на образцах в условиях различных напряжённых состояний. Проведение испытаний образцов необходимо с точки зрения: стандартизации механических характеристик скальных грунтов; определения напряжённого состояния, как сооружения, так и скального массива, поскольку для перехода от деформаций к напряжениям необходимо знать упругие и прочностные свойства материалов; построения моделей поведения ненарушенных скальных грунтов при воздействии на них различных факторов.

Самым распространённым в инженерной практике является испытание образцов в условиях *одноосного сжатия*. В исследованиях ненарушенных скальных грунтов оно играет очень важную роль потому, что, как уже указывалось выше, скальные массивы при взаимодействии с инженерными сооружениями в основном работают в условиях сжатия и результаты одноосных испытаний дают ценную информацию об особенностях их поведения.

При проведении испытаний на одноосное сжатие надо учитывать многие факторы, влияющие на получаемые результаты.

Комитетом по стандартизации лабораторных исследований Международного общества по механике скальных пород (ISRM, 1972) разработаны рекомендации по проведению испытаний на одноосное сжатие. Основными из этих рекомендаций являются: отношение высоты к диаметру образца должно быть в пределах 2,5-3,0; форма образца – цилиндрическая, диаметром не менее диаметра керна колонкового бурения (приблизительно 54 мм); скорость нагружения образца – в пределах 0,5-1,0 МПа/сек; образцы перед испытанием выдерживаются в воздушной среде при температуре  $+20^0 \pm 2^0$  С и влажности 50%.

Ранее было показано, что на деформирование скальных грунтов существенное влияние оказывает вид напряжённого состояния. Учитывая это, большое внимание уделяется испытаниям образцов в условиях *двухосного и трёхосного сжатия*.

Очень часто наземные и подземные сооружения работают в условиях плоского

напряжённого состояния или плоской деформации, поэтому испытания на двухосное сжатие представляют практический интерес.

Однако, поскольку скальный массив и взаимодействующие с ним сооружения находятся, как правило, в условиях объёмного напряжённого состояния, большое внимание уделяется испытаниям образцов на трехосное сжатие.

Эти испытания в настоящее время также проводятся двумя способами.

Первый способ, так называемый, стабилметрический, заключается в том, что образец цилиндрической формы помещается в камеру прессы и на его боковые поверхности через резиновую или металлическую водонепроницаемую оболочку передаётся всестороннее равномерное обжатие, т.е.  $\sigma_2 = \sigma_3$ . Независимо вдоль оси образца прикладывается давление, равное по величине наибольшему главному напряжению  $\sigma_1$ .

В испытаниях, проводимых вторым способом, исследуется образец в форме призмы, на каждую грань которой независимо друг от друга с помощью гидроцилиндров передаётся давление равное по величине главным напряжениям ( $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ ). Подобным образом можно создать любую комбинацию напряжений.

Как указывалось выше, на результаты опытов в условиях сжатия оказывают влияние различные факторы. Основными из них являются: размеры образца, его форма, тип загрузочных плит и условия на контакте между ними и поверхностью образца, скорость приложения нагрузки и жёсткость испытательного загрузочного устройства.

Увеличение прочности образца при уменьшении его размеров некоторые исследователи объясняют, так называемым, «масштабным фактором» или масштабным эффектом, который связывают со статистической теорией прочности. В соответствии с этой теорией прочность тела определяется наиболее крупным дефектом, вероятность наличия которого тем выше, чем больше образец, т.е. при увеличении уменьшения его прочности.

Существенное влияние на распределение напряжений в образце, а, следовательно, и на его прочность, оказывают граничные условия, т.е. условия по контакту с загрузочными плитами. Результаты экспериментальных исследований позволили установить, что влияние граничных условий проявляется только тогда, когда отношение высоты образца к его диаметру меньше 2,5-3,0, что подтверждается многими исследователями

Большую роль при испытании образцов на сжатие играет жёсткость испытательной машины. Сжатие образца скальной породы в прессе с гидравлическим или винтовым загрузочным устройством приводит к спонтанному и неуправляемому его разрушению при достижении пиковой прочности, что не позволяет построить кривую предельного деформирования. Многочисленные исследования показывают, что подобное разрушение взрывного типа не характеризует присущие породе свойства, а является результатом конструктивных особенностей испытательной машины.

Чтобы избежать спонтанного разрушения, энергия деформации, аккумулированная машиной, должна быть меньше энергии, необходимой для деформирования образца в предельной стадии. Иначе говоря, жёсткость испытательной машины должна превышать жёсткость образца скального грунта. Учитывая это, можно констатировать, что обычная испытательная машина накапливает гораздо больше энергии, чем это требуется для деформирования образца в предельной стадии. Избыток накопленной энергии и приводит к разрушению образца взрывного типа.

*Испытания в условиях растяжения.* Хотя знание прочности скальных грунтов на

растяжение является необходимым при анализе прочности и устойчивости сооружений, взаимодействующих со скальным массивом, по сравнению с прочностью на сжатие прочность скальных грунтов на растяжение в настоящее время изучена не так подробно. Прежде всего, это связано с тем, что процесс разрушения при растяжении протекает неустойчиво, вследствие чего его исследование связано с большими трудностями. Кроме того, имеются большие сложности, связанные с подготовкой образцов к испытанию, фиксацией их в захватах испытательной машины и центровкой. Как правило, при выполнении опытов на прямое растяжение образцы изготавливаются в виде цилиндров, хотя иногда используются образцы в виде призм. В ряде случаев концы образцов делают расширенными для более надёжной их заделки в разрывную машину. Однако, поскольку все предлагаемые конструктивные решения по фиксации торцов образца в захватах испытательной машины ненадёжны, опыты на одноосное (прямое) растяжение трудно выполнимы. Учитывая это, на практике чаще используют «косвенные методы» испытаний образцов скального грунта на растяжение, в частности, метод изгиба и, так называемый, «бразильский» метод.

*. Испытания в условиях растяжения.* Хотя знание прочности скальных грунтов на растяжение является необходимым при анализе прочности и устойчивости сооружений, взаимодействующих со скальным массивом, по сравнению с прочностью на сжатие прочность скальных грунтов на растяжение в настоящее время изучена не так подробно. Прежде всего, это связано с тем, что процесс разрушения при растяжении протекает неустойчиво, вследствие чего его исследование связано с большими трудностями. Кроме того, имеются большие сложности, связанные с подготовкой образцов к испытанию, фиксацией их в захватах испытательной машины и центровкой. Как правило, при выполнении опытов на прямое растяжение образцы изготавливаются в виде цилиндров, хотя иногда используются образцы в виде призм. В ряде случаев концы образцов делают расширенными для более надёжной их заделки в разрывную машину. Однако, поскольку все предлагаемые конструктивные решения по фиксации торцов образца в захватах испытательной машины ненадёжны, опыты на одноосное (прямое) растяжение трудно выполнимы. Учитывая это, на практике чаще используют «косвенные методы» испытаний образцов скального грунта на растяжение, в частности, метод изгиба и, так называемый, «бразильский» метод.

### ***Тема 5. Критерии прочности и их приложение к разрушению скальных грунтов.***

При создании моделей поведения материалов, в частности скальных грунтов, одним из ключевых вопросов является формулирование критериев разрушения, или, если рассматривается запредельная стадия деформирования материала, определение пиковых значений напряжений. Указанная задача решается путем использования теорий прочности. Применение той или иной теории прочности во многом зависит от материала, разрушение которого исследуется.

Для анализа прочности скальных грунтов был предложен ряд феноменологических теорий, связывающих определенные параметры или их комбинации с хрупким разрушением.

. По-видимому, самой первой феноменологической теорией прочности, которую начали использовать в практических целях, была *теория наибольших нормальных напряжений*, предусматривающая, что предельное состояние материала наступает в тот момент, когда наибольшее по абсолютной величине главное нормальное напряжение достигает некоторого критического значения.

Поскольку, в общем случае предел прочности зависит все-таки от всех составляющих тензора главных напряжений, позднее была выдвинута *теория наибольшей упругой деформации*, в которой постулируется, что разрушение материала определяется величиной наибольшего относительного удлинения.

Теория максимальных деформаций объединяет в своем критерии прочности все три величины главных нормальных напряжений, учитывая более полно напряженное состояние. В соответствии с этой теорией материал при постоянном коэффициенте Пуассона работает упруго до самого разрушения. Эта теория подтверждается экспериментально во многих случаях при исследовании хрупких материалов.

*Теория наибольших касательных напряжений* связывает наступление предельного состояния с достижением наибольшим касательным напряжением критической величины. Эта теория использовалась для описания прочности дисперсных (нескальных) грунтов.

*Кулон модифицировал* теорию максимальных касательных напряжений, предположив, что нормальное напряжение, действующее в плоскости разрушения, повышает сопротивление материала сдвигу на величину, пропорциональную действующему в этой плоскости нормальному сжимающему напряжению. Если в случае плоского напряженного состояния  $\sigma_n$  и  $\tau$  – нормальное и касательное напряжения в плоскости разрушения, то по теории Кулона разрушение произойдет в том случае, когда касательные напряжения, действующие в указанной плоскости, достигнут величины  $\tau_{пред}$ , которая записывается в виде:

$$\tau_{пред} = c + \operatorname{tg} \varphi \cdot \sigma_n$$

где  $c$  – сцепление, равное прочности материала при чистом сдвиге,  $\varphi$  – угол внутреннего трения.

Так как  $\operatorname{tg} \varphi \cdot \sigma_n$  аналогично силе трения на наклонной плоскости, то по аналогии  $\operatorname{tg} \varphi$  был назван *коэффициентом внутреннего трения* материала.

Критерий Кулона можно выразить через главные напряжения:

$$c = -\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \operatorname{tg} \varphi + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)(\sin 2\theta - \operatorname{tg} \varphi \cdot \cos 2\theta) \quad (4.4)$$

где  $\theta$  – угол наклона плоскости к направлению наибольшего главного напряжения.

Это выражение имеет минимальную величину при таком значении  $\theta$ , когда

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi}$$

Если  $\operatorname{tg} \varphi$  обозначить как  $\mu$  (коэффициент трения), то (4.4) можно записать в виде:

$$c = \frac{\sigma_1}{2} [\sqrt{\mu^2 + 1} - \mu] + \frac{\sigma_3}{2} [\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu]$$

Из предыдущего выражения следует, что  $\theta$  должен быть меньше  $\frac{\pi}{4}$ . Эксперименты со скальными грунтами подтверждают это, хотя для различных видов скальных грунтов горной породы  $\mu$  и  $\theta$  могут значительно меняться. Из теории Кулона также следует, что в плоскости  $\sigma_1, \sigma_3$  разрушению должна соответствовать прямая линия. Это условие довольно хорошо выполняется для большинства вулканических и других твердых кристаллических пород.

Наибольшее распространение из феноменологических теорий прочности скальных грунтов получил *критерий прочности Мора*, которая учитывает совместное влияние на процесс разрушения нормальных и касательных напряжений. Критерий Мора показывает, что материал разрушится, когда касательное напряжение в плоскости разрушения достигнет определенной величины, зависящей от величины нормального напряжения, действующего в этой же плоскости. Если материал работает в области растягивающих усилий, то, в этом случае, разрушение определяется наибольшим по величине растягивающим главным нормальным напряжением, которое достигает предельного значения  $R_p$ .

Зависимость  $\tau_\theta = f(\sigma_\theta)$  для каждого материала определяется экспериментально, поскольку в общем случае она нелинейна и задается огибающей кругов Мора, построенных для различных предельных напряженных состояний. Физический смысл этой теории состоит в следующем: при любом напряженном состоянии, представленным кругом Мора, материал не будет разрушаться, если круг не выходит за огибающую. Разрушение произойдет, если какая-нибудь часть круга выйдет за огибающую.

В соответствие с критерием Мора промежуточное главное напряжение  $\sigma_2$  не влияет на разрушение.

В частном случае огибающая кругов Мора может быть прямой линией. При этом критерии Мора и Кулона совпадают и записываются через главные напряжения в виде:

$$\sigma_1 \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{2c \cdot \cos \varphi} - \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{2c \cdot \cos \varphi} = 1$$

в этом уравнении:

$$\frac{\sigma_1}{R_c} - \frac{\sigma_3}{R_p} = 1$$

где

$$R_c = 2c \cdot \cos \varphi / (1 - \sin \varphi) \text{ — прочность на сжатие}$$

$$R_p = 2c \cdot \cos \varphi / (1 + \sin \varphi) \text{ — прочность на растяжение}$$

$\varphi$  — угол внутреннего трения.

Принимая во внимание, что скальные грунты содержат большое количество случайно ориентированных дефектов в виде трещин, для описания их прочности в последнее время получила распространение *теория Гриффитса*. Теория базируется на том, что свободные поверхности тела, в данном случае берега трещины, обладают поверхностным натяжением. В случае если трещина продвигается, уменьшение величины деформации уравнивается увеличением потенциальной энергии, накапливаемой благодаря поверхностному натя-

жении

Наряду с критерием Мора-Кулона в последнее время при анализе поведения скальных массивов получил широкое распространение *эмпирический критерий* разрушения скальных грунтов (рис.4.1), предложенный Хоеком. Основанный на результатах большого числа экспериментальных исследований, он с достаточной точностью определяет прочность различных скальных грунтов.

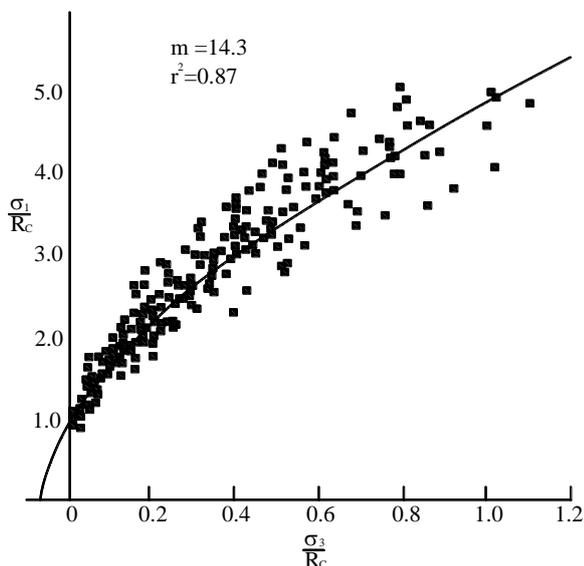


Рис. 4.1. Критерий Хоека-Брауна.

Критерий записывается в виде:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (mR_c \sigma_3 + sR_c^2)^{0.5}$$

где  $\sigma_1$  – наибольшее главное напряжение,  $\sigma_3$  – наименьшее главное напряжение,  $R_c$  – прочность на одноосное сжатие ненарушенного скального грунта,  $m$  и  $s$  – константы для рассматриваемого вида скального грунта. Достаточно простой и хорошо согласующийся с результатами экспериментов критерий прочности был предложен Э.Газиевым.

Критерий имеет вид:

$$\frac{\sigma_* + m}{1 + m} = \left( \frac{\tau_* - m}{1 - m} \right)^n \quad (4.18)$$

где  $m = \frac{R_p}{R_c}$  – соотношение между прочностями на одноосное растяжение и сжатие,

$n$  – определяется выражением  $n = 1,3 + 0,3 \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_2 + \sigma_3}$ ,

$$\sigma_* = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{R_c}, \quad \tau_* = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2R_c^2}}$$

Критерий обладает тем преимуществом, что в нём учитываются все три компоненты тензора напряжений и он хорошо описывает результаты разрушения скальных грунтов в сложном напряжённом состоянии.

В заключение необходимо ещё раз отметить, что все, рассмотренные выше, теории прочности – феноменологические; общим для них является то, что эти теории, будучи справедливыми для определённых условий, не раскрывают внутреннего механизма разрушения скальных грунтов и не обладают универсальностью

### ***Тема 6. Трещины скального массива и их свойства.***

Трещины являются нарушениями сплошности скального массива, представляющие с точки зрения механики поверхности раздела, на которых имеет место разрыв поля деформаций.

С позиций инженерной геологии термин «трещина» – понятие, имеющее очень широкий смысл. Под трещинами подразумеваются и крупные тектонические нарушения и микротрещины в образце ненарушенного скального грунта. С.Н. Чернышев трещиной называет полость сложной формы, занятая газом, жидкостью или твёрдыми минеральными образованиями, Форма трещины отличается от формы других полостей в скальных породах резким преобладанием протяжённости во всех направлениях вдоль стенок над расстоянием между стенками.

С инженерной точки зрения наличие трещин является, в большинстве случаев, важнейшей причиной, от которой зависят деформационные и прочностные свойства скального массива, а также его водопроницаемость. Более того, наиболее крупные и имеющие большую протяжённость трещины могут оказать решающее влияние на устойчивость откосов, скальных оснований сооружений и подземных выработок. Учитывая это, необходимо иметь ясное представление о физических, механических и гидрогеологических свойствах трещин и о том, какое влияние они окажут на взаимодействие инженерных сооружений со скальным массивом.

*Определение положения трещины в пространстве.* При исследовании трещин одной из основных является проблема определения их размеров и положения в пространстве.

Решение этой проблемы необходимо, прежде всего, для установления очертания блоков, отдельностей и слоёв, формирующих скальный массив. Помимо этого, знание положения трещин в пространстве позволяет более обоснованно назначать меры, предотвращающие чрезмерные деформации массива и обеспечивающие устойчивость сооружений.

Принимается, что трещина представляется в пространстве плоскостью. Тогда её положение может быть однозначно определено двумя параметрами: углом падения (максимальным углом наклона плоскости), измеренным от горизонтали, и направлением (азимут) падения – углом, измеренным по часовой стрелке от направления на север.

Для отображения местонахождения плоскости трещины в пространстве используют несколько способов. В качестве примера рассмотрим один наиболее часто используемый – способ стереографической проекции.

*Механические свойства трещин.* Для того, чтобы оценить влияние трещин на поведение скального массива, необходимо знание их механических характеристик. Ниже рассматриваются механические свойства трещин с позиций их деформируемости и прочности.

*Деформационные свойства* трещин интересуют инженеров с двух точек зрения: перемещения в направлении, нормальном к плоскости трещины (нормальная деформация), перемещения вдоль плоскости трещины (сдвиговая деформация).

*Нормальная деформация.*

Исследования показывают, что при соприкосновении двух шероховатых поверхностей, какими являются стенки трещин, площадь действительных контактов практически равна нулю, а контактные напряжения имеют место только в нескольких соприкасающихся точках. При увеличении нормальной нагрузки площадь касания возрастает вследствие упругого деформирования неровностей шероховатости, а затем их разрушения. Образуются всё новые и новые контактные участки. Два фактора определяют процесс нормального деформирования стенок трещин: во-первых, трещины фактически не имеют прочности на растяжение, во-вторых, предельное сжатие ограничивает максимально возможное закрытие трещины  $V_{max}$ , которое не может превышать расстояния между наиболее удалёнными точками её стенок.

В рамках анализа поведения анизотропного скального массива, ослабленного системой параллельных трещин, К.В.Руппенейт рассмотрел сжатие трещин и предложил формулу для определения модуля деформации трещины без заполнителя:

$$E_T = \frac{E}{1 + \eta}; \quad \eta = \frac{\xi \cdot \delta}{h};$$

где  $E$  – модуль упругости стенки трещины;

$\xi$  – коэффициент, учитывающий относительную площадь контакта противоположных стенок трещины и рассчитываемый на основании статистической

обработки результатов исследований шероховатости стенок;

$\delta$  – толщина трещины;

$h$  – толщина слоя породы между трещинами.

Интересный анализ деформирования трещин при сжатии, основанный на обобщении результатов экспериментов предложил Goodman. На основании этого анализа автором показано, что экспериментальная кривая зависимости нормальное напряжение – нормальная деформация, хорошо описывается гиперболической зависимостью:

$$\frac{\sigma_n - \sigma_\xi}{\sigma_\xi} = A \cdot \left( \frac{\delta_n}{V_{mc} - \delta_n} \right)^t$$

где  $\sigma_n$  и  $\delta_n$  – действующее напряжение и соответствующее ему перемещение;

$\sigma_\xi$  – исходное напряжение, определяющее начальное раскрытие трещины;

$V_{mc}$  – максимально возможное закрытие трещины;

$A$  и  $t$  – безразмерные, определяемые опытным путём, коэффициенты.

*Сдвиговая деформация.* В результате испытаний трещин на сдвиг, при которых происходит смещение одной стенки относительно другой, устанавливается зависимость между касательными напряжениями и деформациями сдвига. Вид кривых зависит от того, в каких условиях происходит сдвиг. В случае, если трещина не имеет заполнителя и неровности противоположных стенок имеют контакт и находятся в зацеплении, процесс деформирования и разрушения при сдвиге аналогичен процессу, наблюдаемому у хрупких тел. При наличии заполнителя процесс деформирования и разрушения протекает, как у пластичных тел. В этом случае участок допредельного деформирования плавно переходит в запредельный, характеризуемый пластическим течением

*Прочностные свойства.* При испытании трещин на сдвиг прочностной характеристикой является предельное касательное напряжение в плоскости трещины, которое достигается в процессе опыта. Как указывалось выше при хрупком разрушении таких характеристик две: пиковая  $\tau_{np}$  и остаточная  $\tau_{ост}$  прочности. При пластическом разрушении предельным касательным напряжением ( $\tau_{np}$ ) считается то, при котором начинается пластическое течение материала заполнителя трещины.

Вполне логично допустить, что сдвиговая прочность является функцией угла трения вдоль плоскости контакта стенок трещин, а следовательно и действующих на трещину нормальных напряжений  $\sigma_n$ . Однако, этот фактор не является единственным и, как показывают исследования, существует ещё ряд причин существенно влияющих на предельное сдвиговое сопротивление по трещине. К факторам, контролирующим этот прочностной параметр, относятся также:

- прочность материал стенок трещины;
- шероховатость поверхности стенок трещины;
- заполнитель трещины;
- наличие воды в трещине;
- дилатансия (способность трещины расширяться в условиях сдвига).

*Прочность породы стенок трещины.* Анализируя сопротивление сдвигу по трещинам, необходимо учитывать влияние на этот параметр прочности на сдвиг материала стенок трещины. Очевидно, что в этом случае может быть использована формула, по которой определяется предельное сопротивление сдвигу для образцов ненарушенных горных пород:

$$\tau_{np} = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi$$

Исследования показывают, что в массиве ненарушенных горных пород величина  $c$  изменяется в пределах от 10 до 30 МПа

*Шероховатость поверхности стенок трещин.* В работах Patton и Гольдштейна было установлено, что наличие шероховатости поверхности стенок трещины может привести к увеличению её сопротивлению сдвигу. Проведённые исследования рельефа поверхностей напластования в известняках показали, что чем грубее шероховатость и крупнее неровности этих поверхностей, тем устойчивее откосы и склоны имеют более крутые углы заложения.

Оба автора рассмотрели простую модель, показанную на рис. 6.1 и провели ряд испытаний подобных моделей. При этом были установлены две возможные схемы сдвига.

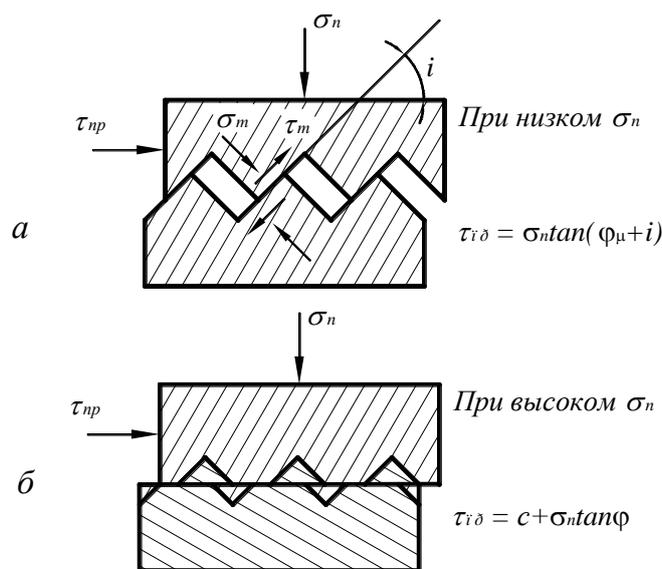


Рис. 6.1.

Для возникновения сдвига по схеме, представленной на рис. 6.1а, сдвигающее напряжение вдоль поверхности зубца, наклонённой под углом  $i$  к плоскости трещины, должно иметь значение, которое можно определить по формуле .

$$\tau_m = \sigma_m \operatorname{tg} \varphi_\mu \quad (6,1)$$

Спроецировав все действующие напряжения на плоскость поверхности зубца, получим:

$$\tau_m = \tau_{np} \cos i - \sigma_n \sin i \quad (6,2)$$

Затем, проецируя те же напряжения на нормаль к поверхности зубца, получим выражение для определения  $\sigma_m$  :

$$\sigma_m = \sigma_n \cos i + \tau_{np} \sin i \quad (6,3)$$

Подставляя выражения (6.1) и (6.2) в уравнение (6.3) окончательно получим:

$$\tau_{np} = \sigma_n \operatorname{tg}(\varphi_\mu + i) \quad (6.4)$$

Это уравнение позволяет определять предельное сопротивление сдвигу по трещине до тех пор, пока нормальные напряжения возрастут до значения, при котором сдвиг по поверхности выступов станет невозможным и начнётся сдвиговое разрушение шероховатости. Этот процесс обычно происходит с частичным срезом зубцов и формированием поверхности скольжения.

В запредельном состоянии (рис. 6.1б), после разрушения всех зубцов, происходит резкое снижение сдвиговой прочности до остаточного значения.

На рис.6.2 изображена огибающая предельной прочности на сдвиг для рассмотренной выше модели, которая хорошо иллюстрирует влияние шероховатости на сопротивление сдвигу по трещине.

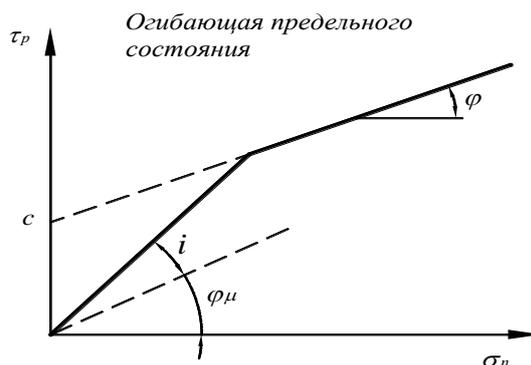


Рис. 6.2. Предельная огибающая для шероховатых трещин.

Для определения предельных сдвигающих напряжений предлагались различные эмпирические зависимости. Наиболее известной из них, нашедшей широкое практическое применение, является формула, приведённая в работе Barton, a.:

$$\tau_{np} = \sigma_n \operatorname{tg} \left[ \operatorname{JRC} \operatorname{Ig} \frac{\operatorname{JCS}}{\sigma_n} + \varphi_{ост} \right] \quad (6,5)$$

где JRC – коэффициент шероховатости трещины, JCS – прочность на сжатие материала стенки трещины,  $\sigma_n$  – действующее нормальное напряжение,  $\varphi_{ост}$  – остаточный угол трения.

Прочность на сжатие материала стенки трещины определяется экспериментально, а коэффициент шероховатости трещины – методом сравнения профиля трещины, полученного опытным путём, со стандартными профилями.

Поскольку в формуле (6.5) первое слагаемое в квадратной скобке характеризует угол наклона неровности  $i$ , она отличается от приведённых выше тем, что в ней учитывается изменение  $i$  в зависимости от значений действующих нормальных напряжений, т.е. позволяет проследить, как зависит форма разрушения выступов шероховатости от напряжённого состояния при сдвиге.

*Заполнитель трещины.* Заполнителем называется материал, частично или полностью заполняющий полость между поверхностями стенок трещины. При мощности заполнителя, превышающей высоту выступов шероховатости, сдвиговая прочность трещины равна сдвиговой прочности заполнителя. Материал заполнителя может быть самым разнообразным – от глинки трения и отложений фильтрующей воды до продуктов выветривания коренных пород.

Сопротивление сдвигу материала заполнителя можно определить из литературы, посвящённой исследованиям сдвиговой прочности грунтов.

*Наличие воды в трещине.* Сопротивление сдвигу по трещине в значительной мере зависит от величины, действующего в её плоскости нормального напряжения. Вода, заполняющая полость трещины, воспринимает часть этих напряжений и, таким образом, снижает прочность на сдвиг.

Влияние давления воды в трещинах в различных случаях проявляется неодинаково. Так при строительстве плотин его обязательно нужно учитывать при сборе нагрузок как противодействие. При проходке подземных выработок давление в трещинах, как правило, снижается вследствие разгрузки скального массива вокруг выработок. Часто, поэтому, отпадает необходимость в разработке специальных мероприятий по его принудительному понижению. Наиболее неблагоприятно давление воды в трещинах проявляется при обеспечении устойчивости откосов скальных массивов. Здесь ситуация осложняется ещё и тем, что при выходе фильтрующей воды на поверхность скального массива появляется гидродинамическая составляющая давления, которая может существенно понизить устойчивость откоса. В этом случае, практически всегда, для снижения давления воды в трещинах, требуется проведение специальных работ по дренированию откосов.

*Дилатансия.* Как уже указывалось выше, под дилатансией понимается способность трещины расширяться при сдвиге. Однако, эта способность зависит от нескольких факторов: величины действующего в плоскости трещины нормального напряжения, формы и размеров выступов шероховатости и условий на границе исследуемой области скального массива. При рассмотрении влияния шероховатости стенок трещины на её сопротивление сдвигу было показано, что при ограничении дилатансии прочность трещины на сдвиг существенно повышается.

*Испытание трещин.* При изменении природного напряжённого состояния скального массива, вызванного строительством наземных или подземных сооружений, трещины могут иметь деформации сжатия, растяжения или сдвига. Для количественной оценки этих деформаций, а также для оценки их влияния на сопротивление трещин действующим нагрузкам, необходимо знать расчётные механические характеристики, определяющие эти деформации. Частично составить представление о характеристиках трещин можно, основываясь на детальном их описании, сделанном изыскателями на основании исследований скальных обнажений или, выбуренных из породных массивов, кернов. Однако полное представление о механических характеристиках трещин можно получить только на основании их экспериментального определения в натуральных условиях или в лаборатории.

Опыты в натуральных условиях проводятся на целиках породы методами прямого сдвига, т.е. когда сдвигающая сила ориентируется параллельно направлению плоскости трещины. При этом, прикладываемая к целику, нормальная плоскости сдвига сила, остаётся в течение опыта постоянной, а сдвигающая сила возрастает.

Следует отметить, что целик необходимо выделять в массиве таким образом, чтобы плоскость трещины являлась плоскостью контакта между целиком и основанием,

Испытания образцов с трещинами проводятся либо на приборах прямого сдвига, либо на приборах трёхосного сжатия.

В опытах на приборах прямого сдвига образец помещают в обойме таким образом, чтобы, как и в полевых испытаниях, плоскость трещины имела направление параллельное направлению сдвига. Нижняя, неподвижная часть обоймы жёстко закрепляется на горизонтальной поверхности, а к верхней, подвижной, прикладывается нормальная сила, величина которой остаётся постоянной в течение опыта. Сдвигающее усилие прикладывается горизонтально, как можно ближе к плоскости сдвига, с целью максимального уменьшения возможности поворота верхней обоймы

Другим видом испытаний трещин на сдвиг являются испытания на трёхосное сжатие. При этом образец помещается таким образом, что трещина ориентирована к

направлению максимального сжатия под углом от  $25^\circ$  до  $40^\circ$ . Существует также многоступенчатый метод испытаний на трёхосное сжатие, заключающийся в том, что эксперимент начинают при малых боковых давлениях, которые быстро увеличивают после того, как осевое сжатие достигает предельного значения. Подобным образом можно построить семейство кругов Мора, испытывая один образец с трещиной.

**Тема 7. Скальные массивы. Основные понятия. Трещиноватость, анизотропия и неоднородность скальных массивов.**

При исследовании взаимодействия инженерных сооружений со скальными массивами проблеме строения скального массива, исследованию его свойств, природного напряжённого состояния, гидрологического режима и т.д. всегда уделяется особое внимание. Чем это вызвано? Ответ на этот вопрос можно найти в определениях скального массива, принятых у геологов и инженеров-строителей:

С точки зрения геолога *скальный массив* представляет собой объект природного образования, сложенный скальными грунтами и подвергающийся видоизменению, как в течение всей истории существования, так и в результате строительства наземных и подземных сооружений. Он является сложной физической средой, обладающей целым рядом специфических особенностей, которые в значительной степени определяют его механическое состояние. К причинам, порождающим указанные особенности, относятся: трещиноватость массива, неоднородность вещественного состава (слоистость, сланцеватость и т.п.), а также его напряжённое состояние. Всё это в совокупности приводит к тому, что в самом общем случае скальный массив является физически дискретной, неоднородной, анизотропной средой, механические процессы деформирования которой носят нелинейный, временной характер.

С инженерной точки зрения при возведении наземных и подземных сооружений под *скальным массивом* часто понимается выделяемая из породного массива скальных грунтов область, вовлекаемая в работу сооружением. В то же время при расчёте устойчивости естественных склонов, откосов бортов водохранилищ и т.п. подобную область невозможно выделить однозначно и её границы, как правило, назначаются исходя из анализа структурных особенностей породного массива и методов решения поставленной задачи. Учитывая это, более точным и в большей степени отражающим смысл понятия *скальный массив* при решении инженерных задач является определение, приведённое ранее в разделе «Введение». В более простой форме оно сформулировано в терминологическом справочнике Международного общества по механике скальных пород, в соответствии с которым: *скальный массив* это образовавшийся естественным путём массив скальных грунтов, включая все нарушения и изменения структуры, сформировавшиеся в течение всего времени его существования. При этом под *скальным грунтом* понимается материал скального массива между структурными нарушениями.

В отличие от скальных грунтов, механические свойства и поведение которых хорошо изучены, скальные массивы, вследствие специфики их строения, требуют дальнейших исследований. Сложенные зачастую прочными и массивными породами, скальные массивы, рассечённые различными трещинами, содержащие зоны дробления могут иметь неудовлетворительные, с точки зрения инженера, механические свойства, которые определяются условиями залегания скальных грунтов в массиве, степенью их

нарушенности, неоднородности, анизотропии. Кроме того, существенно влияют на поведение массива гидрологический режим и естественное напряжённое состояние, формирующееся под влиянием многих факторов и развивающееся в течение длительного времени его происхождения и существования.

Скальные массивы характеризуются *структурой* и *состоянием*.

Под структурой скального массива понимаются элементы строения массива, т.е. форма, условия залегания и взаимного положения скальных пород, образующих те или иные геологические тела, а также нарушения сплошности и трещины, выделяющие в массиве отдельные различия размеров.

В то же время, скальные массивы отличаются не только сложностью внутреннего строения, но и особенностью состояния. К основным показателям состояния массива относятся: характер и степень его трещиноватости, степень выветрелости пород, закарстованность, водонасыщенность, природное напряжённое состояние, геотермические условия и т.д.

Таким образом, рассматривая скальный массив как специфическую в механическом отношении среду, необходимо выделить факторы, обусловленные его составом, строением и состоянием, которые оказывают основное влияние на поведение массива при взаимодействии с сооружением. Важнейшими из этих факторов являются: *трещиноватость* и, при наличии трещин различного направления, *блочность* скального массива, его *неоднородность*, *анизотропия*, а также природные напряжения и масштабный фактор.

**6.2. Трещиноватость.** Трещиноватость массива скальных грунтов, основная причина нарушений его сплошности, является качественной характеристикой состояния породы, свидетельствующей о наличии трещин в исследуемом объёме.

Большое разнообразие трещин в скальных массивах вызвало необходимость их классифицировать.

Трещины классифицируются по различным признакам.

*По происхождению* они подразделяются на *первичные* трещины, возникшие в кристаллизующемся расплаве при образовании скальной породы; на *тектонические* трещины, появившиеся под воздействием внешних сил, связанные с относительным перемещением масс в земной коре; на *гипергенные* трещины, образовавшиеся на контакте скальных пород с атмосферой и гидросферой.

*По степени их открытия* трещины делятся на скрытые, закрытые и открытые

В геологии используется *деление трещин по абсолютной ширине*.

Степень раскрытия трещин определяет пустотелость скального массива, которая характеризуется *коэффициентом трещинной пустотности*  $k_{ТП}$ , определяемым отношением объёма пустот (трещин) в единице объёма скального массива:

$$k_{ТП} = \frac{V_{тр}}{V_{с.м.}}$$

По этому признаку, а также по коэффициенту выветрелости скальных грунтов и по ширине раскрытия трещин характеризуется степень выветрелости скальных массивов, классификация которых по этому показателю представлена в таблице.

Таблица Классификация скальных массивов по степени выветрелости.

Степень выветрелости	Коэффициент выветрелости $K_w$	Коэффициент трещинной пустотности $k_{ТП}$ , %	Раскрытие трещин $\Delta a$ , мм
Сильновыветрелые	< 0,8	> 3	> 5

Выветрелые	0,8 – 0,9	3 – 1	5 – 1
Слабовыветрелые	0,9 – 1,0	1 – 0,5	1 – 0,5
Невыветрелые	1,0	< 0,5	0,5 – 0,1
$K_w$ – отношение плотности выветрелого образца грунта к плотности невыветрелого образца того же грунта.			

Степень выветрелости позволяет оценить разгрузку скального массива по мере заглубления от его поверхности.

Рекомендуется по степени выветривания выделять четыре зоны разгрузки скального массива:

- зона сильной разгрузки и выветривания, которая обычно сложена скальными блоками, имеющими низкую прочность и характеризуются значительно изменённым химико-минералогическим составом. Зона имеет большое число разноориентированных трещин, как правило, заполненных рыхлыми продуктами выветривания материнской породы или привнесённым мелкозёмом;

- зона средней степени разгрузки и выветривания, имеющая заметно изменённую окраску, но малоизменённый минеральный и химический состав скальных блоков. Зона характеризуется частыми и расширенными трещинами с заполнителем из мелкозёма и местное интенсивное избирательное выветривание;

- зона слабой разгрузки и выветривания, характеризуемая несколько большим, чем в неизменном массиве, количеством трещин и наличием вдоль некоторых трещин слабого избирательного выветривания;

- зона, не затронутая разгрузкой и выветриванием.

*Протяжённость* трещин при решении инженерных задач определяются соотношением длины трещины к размеру области массива, на которую распространяется влияние сооружения.

При этом влияние трещин на поведение вмещающей их области породного массива оценивается следующим образом

- в исследуемой области имеется множество хаотически распределённых трещин, размеры которых много меньше размеров области. В этом случае её принято рассматривать как квазиоднородную, квазиизотропную и квазисплошную;

- размеры трещин соизмеримы с размерами области, но их не превышают. В этом случае область не может рассматриваться квазиоднородной, квазиизотропной, квазисплошной и для моделирования её поведения требуется использование специального математического аппарата;

- размеры трещин превышают размеры области. Обычно к этой категории относятся разрывы и крупные тектонические трещины, обладающие близкой к нулю прочностью на растяжение и чрезвычайно низким сопротивлением сдвигу.

В инженерной практике классификация нарушений сплошности скального массива выполняется одновременно как по длине трещины, так и по её раскрытию (см. таблицу).

Таблица Классификация по характеру нарушения сплошности скальных массивов (СНиП, Основания гидротехнических сооружений, первая редакция, 1999)..

Характер нарушения сплошности массива	Мощность зоны дробления разломов или ширина трещин	Протяженность нарушения
Разломы I порядка – глубинные, сейсмогенные	сотни и тысячи метров	сотни и тысячи километров
Разломы II порядка – глубинные, несейсмогенные и частично сейсмогенные	десятки и сотни метров	десятки и сотни километров
Разломы III порядка	метры и десятки метров	километры и десятки километров
Разломы IV порядка	десятки и сотни сантиметров	сотни и тысячи метров
Трещины V порядка (крупные)	2 – 10 см	10 – 100 м
Трещины VI порядка (средние)	10 – 20 мм	1 – 10 м
Трещины VII порядка (мелкие)	2 – 10 мм	0,1 – 1 м
Трещины VIII порядка (тонкие)	1 – 2 мм	< 0,1 м
Трещины IX порядка (локальные внутри пластов, слоев, породных блоков)	< 1 мм	< 1 м
Примечания: 1. мощность зоны влияния нарушения оценивается на порядок больше мощности зоны дробления или ширины трещины; 2. амплитуда смещения разломов на 1-1,5 порядка меньше протяженности нарушения		

Множество трещин, ориентированных приблизительно в одном направлении, называется системой трещин. Системы трещин, простираясь в массиве и пересекаясь, образуют пространственные сети, выделяющие скальные отдельныености различной величины и формы, называемые структурными формами массивов горных пород.

-

В общем случае геометрические параметры структурных форм зависят от вида скального грунта. Так осадочные породы характеризуются блоками прямоугольного, кубического, ромбического и плитчатого типа; магматические – шарового, глыбового и матрацевидного; метаморфические – плитчатого, пластинчатого, ребристого и остроугольного; лавовые – призматического, столбчатого и шарового типа. В то же время, какие бы формы и размеры структурные формы не имели, они всегда образованы сетями трещин.

В книге (Чернышев, 1983) предлагается классификация сетей трещин, основанная на анализе природного напряжённого состояния скального массива. В соответствии с этой классификацией в массиве, в зависимости от сочетания главных напряжений, выделяются сфероидальные, полигональные осесимметричные, системные равноугольные и хаотические асимметричные сети трещин

В общем случае геометрические параметры структурных форм зависят от вида скального грунта. Так осадочные породы характеризуются блоками прямоугольного, кубического, ромбического и плитчатого типа; магматические – шарового, глыбового и матрацевидного; метаморфические – плитчатого, пластинчатого, ребристого и остроугольного; лавовые – призматического, столбчатого и шарового типа. В то же время, какие бы формы и размеры структурные формы не имели, они всегда образованы сетями трещин.

С.Н. Чернышев предложил классификация сетей трещин, основанная на анализе природного напряжённого состояния скального массива. В соответствии с этой классификацией в массиве, в зависимости от сочетания главных напряжений, выделяются сфероидальные, полигональные осесимметричные, системные равноугольные и хаотические асимметричные сети трещин

Рассмотрим подробнее перечисленные типы сетей трещин.

- Сфероидальная сеть трещин. Все главные напряжения равны ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ). При таком сочетании напряжений образуются трещины отрыва в форме концентрических вложенных сфер и радиально секущих плоскостей. Массив в этом случае может рассматриваться, как изотропный;

- Полигональная осесимметричная сеть трещин. Соотношение напряжений следующее: два напряжения равны, а третье имеет либо большее, либо меньшее значение ( $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ ,  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ). Взаимное расположение трещин при этом зависит от знака напряжений. В случае растягивающих напряжений трещины располагаются по образующей цилиндра, осью которого является напряжение. По изменению свойств в различных направлениях такой массив может рассматриваться как трансверсально-изотропный.

- Системная равноугольная сеть трещин. Все главные напряжения не равны друг другу ( $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ ). В этом случае массив может быть представлен как анизотропный. Разрушение породы при напряжённом состоянии такого типа приводит к образованию систем трещин отрыва и скола, которые ограничивают блоки призматической формы. Подобные сети трещин наиболее часто встречаются в скальных массивах.

- Хаотическая асимметричная сеть трещин. Напряжённое состояние

характеризуется изменением во времени, в результате чего блоки и отдельности имеют асимметричную форму, а весь массив имеет изотропное распределение свойств.

Помимо выделения форм сетей трещин в классификации учитывается прерывистость трещин, что даёт дополнительную важную информацию о состоянии массив

Преимущество приведённой классификации заключается в том, что, обобщая геологические представления о трещиноватости и отражая в абстрактной форме, природные особенности трещин, она может служить исходной базой для составления расчётных моделей и схем скального массива.

Очень важным показателем является степень трещиноватости массива, для оценки которой одним из самых распространённых критериев используется модуль трещиноватости  $M$ , представляющий собой количество трещин на 1 пог. м измерения.

Существует также большое количество классификаций трещиноватости за рубежом, которые основаны на различных показателях: расстоянии между трещинами, количестве систем трещин, на шероховатости стенок трещин, мощности заполнителя трещин. Из них можно отметить один метод количественного учёта структурного ослабления скального массива, получивший широкое распространение в практике инженерно-геологических изысканий – метод определения показателя качества породы RQD (rock quality designation). Этот показатель определяется по выходу керна при колонковом бурении с помощью формулы:

$$RQD = \frac{\sum l_i}{L} \cdot 100\%$$

где  $\sum l_i$  – суммарная длина кусков керна  $> 10$  см,  $L$  – глубина скважины.

6.3. *Неоднородность, анизотропия.* Неоднородность массива скальных грунтов оказывает также значительное влияние на его поведение. Она обуславливается рядом причин.:

- неоднородностью состава и физического состояния, вызываемой литологической изменчивостью пород в массиве, характером напластования, складчатостью, трещиноватостью, включая отдельные крупные нарушения и зоны дробления, а также процессы выветривания, гидрологический режим и др.;

- неоднородностью напряженного состояния массива, связанной с действием природных и техногенных факторов;

- масштабной неоднородностью, обусловленной качественными и количественными различиями свойств горных пород в вычленяемых из массива объёмах разной величины.

Взаимодействие указанных факторов приводит к неоднородности механических свойств скального массива.

Неоднородность скальных массивов систематизируется следующей классификацией, выделяющей неоднородности четырёх уровней:

- Неоднородность 4 порядка – неоднородность кристаллов, к которой относятся: дефекты кристаллической решётки, дислокации (размеры элемента неоднородности  $10^{-6} - 10^{-3}$  см).

- Неоднородность 3 порядка – неоднородность состава и структуры скального грунта, под которой понимаются различие в химическом и минеральном составе, форме и размере зёрен, распределение цемента и пор, наличие микротрещин и т.д. (размеры элемента неоднородности  $10^{-3} - 10$  см).

- Неоднородность 2 порядка – неоднородность структуры и состава скального массива в пределах одной пачки, слоя: переслаивание пород, наличие макротрещиноватости и т.п. (размеры элемента неоднородности  $10-10^3$  см).

- Неоднородность 1 порядка – неоднородность скального массива в пределах одной формации: наличие литологических разностей, зон выветривания, разгрузки, тектонических разрывов (размеры элементов неоднородности  $10^3$  см и более). Неоднородности 1 порядка определяют геологическое строение массива.

В практической деятельности с неоднородностями 3 порядка обычно имеют дело при лабораторных исследованиях образцов. Натурные исследования свойств массива проводят, как правило, на неоднородностях 2 порядка.

Скальные массивы относят к категории неоднородных, если в пределах одной литологической разности коэффициент вариации их свойств превышает 25%.

Неоднородность скальных массивов является причиной анизотропии его свойств, которая также оказывает существенное влияние, как на поведение самого массива, так и на работу сооружения, с которым он взаимодействует. По аналогии с неоднородностью выделяется также четыре порядка анизотропии. Анизотропия 4 порядка – обусловленная анизотропией кристаллов;

- Анизотропия 3 порядка, определяемая ориентировкой зёрен минералов, слагающих породу, а также её мелкой внутренней слоистостью;

- Анизотропия 2 порядка, связанная с макротрещиноватостью и внешней слоистостью;

- Анизотропия 1 порядка, обусловленная упорядоченным залеганием пород в виде серии блоков, разделённых тектоническими разрывами.

Как уже указывалось, на поведение скального массива, а, следовательно, и на взаимодействующее с ним инженерное сооружение, значительное влияние оказывает структура скального массива, т.е. залегание слагающих его пород как геологических тел (неоднородность 1 порядка). При этом существенную роль играют такие факторы, как мощность, характер и форма залегания, их слоистость, напластование, чередуемость; характер пород, окружающих рассматриваемое породное тело и т.д.

Сочетание указанных факторов определяет особенности механического поведения скального массива. Так сооружения, размещаемые в массиве моноклиального типа, для которого характерны горизонтальная слоистость и напластование, будут находиться в иных условиях по сравнению со случаем, когда слои имеют различные углы падения. Например, при горизонтальном расположении слоёв пролёт выработки будет определяться прочностью слоя в своде (рис. 7.1а), а при вертикальном и наклонном расположении относительный сдвиг слоёв породы по контактам может повлиять на устойчивость, как свода выработки, так и её стенок (рис. 7.1б).

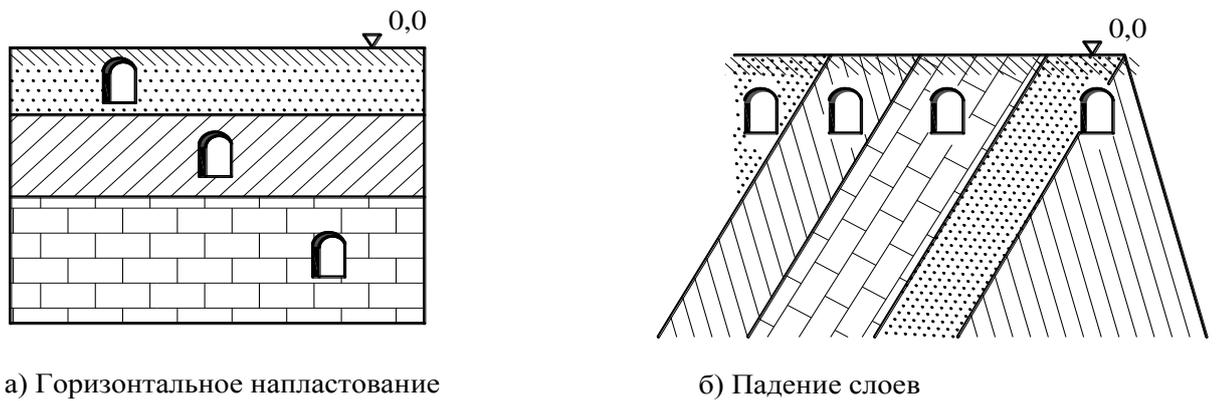


Рис.7.1. Размещение туннелей в скальном массиве при различной ориентации слоев.

При складчатом строении следует учитывать, что туннель, проложенный через синклиналь, будет работать в совершенно иных условиях, чем туннель, проложенный через антиклиналь, поскольку различные его участки будут воспринимать в том и другом случае разное горное давление. Так горное давление, передаваемое на туннель в синклинали, может значительно увеличить его стоимость и усложнить конструкцию. Кроме того, при наличии грунтовых вод возможно увеличение притока воды, что потребует устройства дренажной системы.

Породы верхних слоёв массива обычно бывают в большей степени подвержены воздействиям внешней среды, в результате чего значительно нарушается монолитность породы, повышается степень её трещиноватости, на контактах трещин часто образуются продукты выветривания в виде глинистых заполнителей, что существенно снижает прочность и устойчивость горных пород в приповерхностной зоне.

Изменчивость формы залегания и чередование пород с различными механическими и плотностными свойствами вызывают неравномерность природного напряжённого состояния в массиве, что требует проведения дополнительных исследований и может в значительной мере усложнить конструкцию возводимого инженерного сооружения и повлиять на стоимость.

**Тема 8. Классификация скальных массивов. Масштабный эффект. Геомеханические скальных массивов.**

*Классификация скальных массивов.* Как указывалось выше, различные классификации трещин очень важны для описания скального массива. Однако, для инженеров важно знать его механическое поведение, т.е. реакцию на различные силовые воздействия, которая зависит не только от нарушений сплошности, но и от свойств слагающих массив горных пород. Учитывая это, классификация скального массива должна основываться по крайней мере на двух параметрах: один должен характеризовать нарушение сплошности, а

другой – сохранную породу.

Для учёта влияния трещиноватости на прочностные свойства пород в отечественной практике часто используют коэффициенты структурного ослабления, характеризующие соотношения прочностных показателей трещиноватой и ненарушенной скальной породы. В качестве прочностных показателей принимается либо сцепление по трещине и сцепление породы,

Одна из первых классификаций скального массива была предложена Мюллером. В ней в качестве параметров использовались прочность на одноосное сжатие породы и расстояние между трещинами. По качеству массивы делятся в этой классификации на четыре категории.

Подобные классификации предлагались различными авторами, однако, как показали исследования, кроме указанных выше параметров на качество массива в значительной мере влияют и другие его характеристики. Принимая это во внимание, в работах Бенявского и Бартон были предложены многопараметрические классификационные системы.

Rock Mass Rating (RMR) – система оценки скального массива (Bieniawski, 1973). Система основана на шести параметрах:

- прочность на одноосное сжатие ненарушенной горной породы;
- показатель качества скального грунта (RQD);
- расстояние между трещинами;
- степень шероховатости стенок трещин;
- состояние грунтовых вод;
- ориентация трещин по отношению к инженерному сооружению.

Параметры объединяются в пять групп, каждая из которых включает диапазон значений, соответствующий этому параметру. После анализа параметров массива определяется, к какой группе он принадлежит, и баллы по всем параметрам этой группы суммируются. В секции Б, также по бальной системе, оцениваются характеристики нарушений сплошности. В секциях В и Г – ориентация трещин по отношению к сооружению. В соответствии с суммарной оценкой по всем параметрам в таблице Д устанавливается класс массива и его характеристика. В таблице Е для этого класса массива указывается время стояния выработки, а также угол внутреннего трения и сцепление.

Суммарная оценка в баллах подсчитывается по формуле:

$$R = R_{RC} + R_{RQD} + R_{dj} + R_{sj} + R_{oj} + R_w$$

где  $R_{RC}$  – параметр, характеризующий прочность скального грунта на одноосное сжатие;  $R_{RQD}$  – параметр, характеризующий качество скального грунта;  $R_{dj}$  – параметр, характеризующий расстояние между трещинами,  $R_{sj}$  – параметр, характеризующий состояние трещин;  $R_{oj}$  – параметр, характеризующий ориентацию трещин;  $R_w$  – параметр, характеризующий водонасыщенность трещин.

Аналогично классификационной системе RMR классификационная система Q

(Barton et al., 1974) также базируется на шести параметрах. Значение  $Q$  определяется по следующей формуле:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_R}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

где  $RQD$  – показатель качества скального грунта,  $J_n$  – число систем трещин,  $J_R$  – показатель шероховатости стенок трещин,  $J_a$  – показатель выветрелости трещин,  $J_w$  – показатель обводненности трещин,  $SRF$  – коэффициент учёта природного напряжённого состояния.

Параметры, входящие в формулу (7.2) определяются из предлагаемых авторами таблиц.

Приведённые выше многопараметрические классификационные системы позволяют сделать предварительные выводы о качестве скального массива, которыми инженеры руководствуются на начальных стадиях проектирования. Обе классификации используются как для оценки периода устойчивости кровли выработки, так и для выбора необходимой крепи. Авторы подчёркивают, что инженеры должны быть осторожны, используя их при строительстве других сооружений.

Поскольку обе классификации имеют общие параметры, между ними существует корреляция. Наиболее известной формулой, позволяющей связать две системы, является формула:

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

В отечественной практике при классификации скальных массивов как оснований гидротехнических сооружений могут быть использованы таблицы из новой редакции строительных норм и правил на основании гидротехнических сооружений.

Сравнивая различные классификации скальных массивов и оценивая ту роль, которую они играют при решении инженерных задач, можно отметить их несомненную практическую пользу. Вместе с тем, как отмечают Хадсон и Харрисон, полученные на основе классификаций критерии качества массива, позволяющие дать предварительную оценку его состояния, должны использоваться с известной осторожностью, поскольку они подсчитываются с помощью эмпирических формул и поэтому требуют постоянной проверки дополнительными расчётами и натурными исследованиями.

*Масштабный эффект.* Как уже отмечалось, трещиноватость в скальных массивах наблюдается на всех уровнях, начиная с микродефектов и заканчивая макротрещинами различных порядков. То же можно сказать и о неоднородности, которая является следствием не только литологических изменений в породном массиве, но и результатом процессов воздействия окружающей среды. Именно по этой причине увеличение размеров рассматриваемого фрагмента скального массива, приводит к изменению его структуры, поскольку в объём включаются всё новые трещины и неоднородности более крупного порядка. Возрастание объёма фрагмента приводит к изменению его механических свойств. Экспериментально установлено, что геометрически подобные области одного и того же скального массива, исследуемые в одних и тех же условиях, демонстрируют различные механические характеристики, являющиеся функцией размеров области.

Влияние трещиноватости на механические свойства скального грунта хорошо иллюстрируется результатами испытаний составных гипсопесчаных образцов на одноосное сжатие (рис. 8.1). Из рисунка видно, что при определённом соотношении между дли-

нами составного образца и составляющего его элемента механические характеристики составного образца не изменяются, а его поведение может моделироваться эквивалентным, т.е. обладающим теми же механическими характеристиками, сплошным образцом. Аналогичные результаты были получены и для случаев, когда составляющие элементы изготавливались из различных материалов, т.е. моделировалась неоднородность.

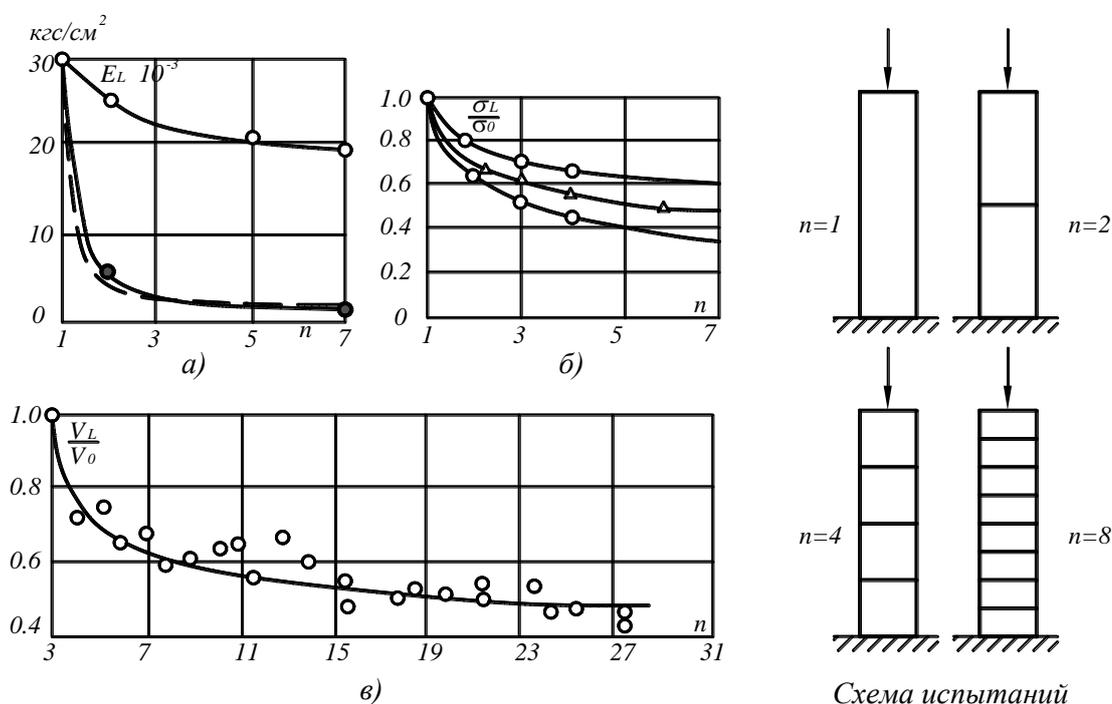


Рис. 8.1. Результаты испытаний составных образцов (Ухов, 1975):

$n$  – число образцов; а – модуль деформации; б – прочность на сжатие;  
в – скорость продольной волны.

Большое число подобных исследований, проведённых также и для различных типов горных пород, позволило сделать вывод о том, что в рассматриваемой области скального массива, как правило, возможно выделение объёма, дальнейшее уменьшение размеров которого приведёт к изменениям его механических свойств. Такой объём называется *представительным элементарным объёмом* и характеризуется тем, что, несмотря на свои малые размеры, он ещё обладает всеми свойствами области породного массива, из которой выделяется. Отсюда следует вывод, что существует критерий, при удовлетворении которого рассматриваемая область массива может рассматриваться как квазисплошная и квазиоднородная среда.

При анализе работы скального массива следует помнить о наличии в нём различных структурных уровней от минеральных зёрен до трещин различных порядков, включая разломы. Поэтому для выделения областей в скальном массиве, которые соответствуют критерию квазисплошности и квазиоднородности, наряду с понятием представительного элементарного объёма необходимо ввести понятия *структурного блока*, элемента и, определяющего его величину, *характерного размера*.

Предположим скальный массив рассечён тремя системами трещин различного порядка (рис. 8.2), тогда блок, выделенный трещинами 1 порядка, можно рассматривать состоящим из блоков, выделенных трещинами 2 порядка, и в этом случае эти блоки являются структурными по отношению к блоку 1 порядка. Принимая, что размер блока 1 порядка достаточно велик, блочную систему 2 порядка можно рассматривать как эквивалентную ей сплошную однородную (квазисплошную, квазиоднородную) среду. При этом блок

блочной системы 2 порядка является *структурным*, а его размер – *характерным*.

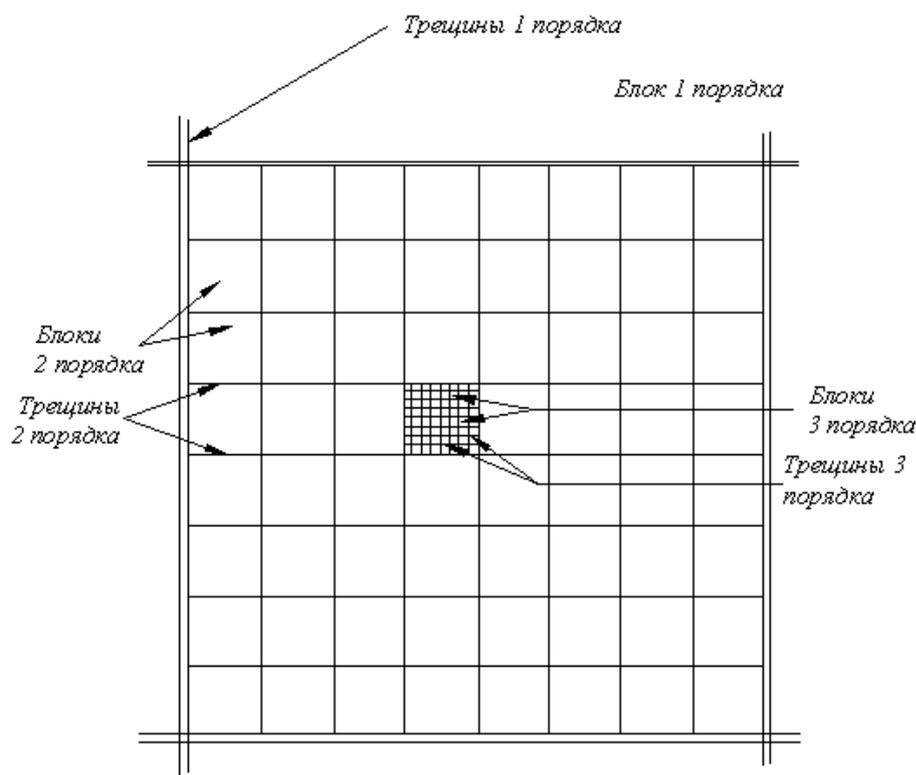


Рис. 8.2. Схема фрагмента скального массива, рассеченного тремя системами трещин различного порядка.

Точно такие же рассуждения можно провести в отношении блоков 2 порядка, для которых структурными будут блоки 3 порядка, а характерным размером – размер блока 3 порядка. Если блок 3 порядка является скальной отдельностью ненарушенной горной породы, то его характерным размером соответственно будет размер зёрен минералов или различных микродефектов.

Таким образом, под характерным размером понимается размер наименьшей структурной неоднородности, являющейся, структурным блоком или элементом, которая, относительно выбранного масштаба, может быть выделена в квазисплошном и квазиоднородном скальном массиве. Отсюда следует, что представительный элементарный объём, чтобы сохранить все особенности массива, должен содержать в себе достаточное число структурных блоков, элементов. Принимая во внимание изложенное, критерий квазисплошности и квазиоднородности можно определить как отношение размера элементарного представительного объёма  $l_0$  к характерному размеру, входящего в него структурного блока  $h$ :

$$n = \frac{l_0}{h}$$

Анализ показал, что, если принять точность расчётов 10%, обычно принимаемую в инженерных расчётах, значение  $n$  никогда не превысит 11. Многочисленные экспериментальные исследования, выполненные различными авторами, позволяют предположить, что в реальных случаях *критерий квазисплошности* и *квазиоднородности* находится в пределах 6-10. Следовательно, размер представительного элементарного объёма должен быть примерно на порядок больше размера структурного блока.

Рассмотренная выше зависимость свойств скального массива от размеров выде-

ляемой из него области получила название *масштабного эффекта* и её исследование является одной из основных проблем в механике скальных грунтов.

В заключение следует отметить, что масштабный фактор проявляется не только при рассмотрении механических характеристик скального массива. Приведённые выше рассуждения справедливы также в отношении его природного напряжённого состояния и водопроницаемости, а, следовательно, и в этих случаях при анализе поведения скального массива, выделяя из него расчётные фрагменты, необходимо принимать во внимание представительный элементарный объём и характерный размер рассматриваемых областей.

Сложность геологического строения горных массивов вынуждает исследователей при изучении их взаимодействия с сооружениями рассматривать не собственно скальный массив, а некоторое его идеализированное отображение. Это приводит к необходимости схематизации его строения, состава, физико-механических характеристик, а также особенностей поведения массива при различных на него воздействиях. Подобная схематизация требует, в свою очередь, разработки моделей массива достаточно адекватно отображающих его поведение, как в процессе строительства сооружения, так и при его эксплуатации. Для решения подобной задачи необходим комплекс инженерных исследований, состоящих в следующем.:

- построение *инженерно-геологической модели* массива, отражающей его строение, состав и состояние;
- создание на этой основе *геомеханической модели* массива, которая содержит информацию о механических и фильтрационных свойствах пород всех составляющих его структурных элементов;
- выбор на базе геомеханической модели *расчётной схемы* или *физической модели*, позволяющих произвести количественную оценку поведения массива.

Все перечисленные операции тесно взаимосвязаны друг с другом и являются элементами единого процесса.

*Инженерно-геологическая модель* массива, как правило, состоит из нескольких моделей. Помимо основной модели, отображающей особенности строения, состава и состояния массива, создаётся ещё ряд вспомогательных моделей (схем), характеризующих литологическое строение, структурные особенности, изменчивость состава пород, наличие грунтовых вод. Очень часто уже с помощью инженерно-геологической модели можно прогнозировать возникновение различных процессов: обвалов, оползней, разгрузки, выветривания и т.п. В настоящее время основные положения построения инженерно-геологических моделей разработаны достаточно подробно.

Построение геомеханической модели осуществляется на базе инженерно-геологической модели. Под геомеханической моделью в общем случае понимается модель с какой-то степенью приближения отображающая механические свойства реального массива скальных пород и закономерности их изменения в пространстве.

Переход от инженерно-геологической модели к геомеханической осуществляется также с помощью вспомогательных моделей, воспроизводящих физико-механические свойства структурных элементов массива. При этом следует иметь в виду, что при переходе к геомеханической модели очень часто ряд структурных элементов массива и их механические свойства учитываются не в явном виде, а косвенно. Так массив, имеющий слоистое строение может быть представлен моделью квазисплошной анизотропной среды, имеющей эквивалентные механические характеристики. Кроме того в конкретной инженерно-геологической обстановке степень проявления отдельных структурно-механических особенностей массива будет незначительной и не окажет существен-

ного влияния на изучаемые механические процессы. Принимая это во внимание, окончательно можно сформулировать, что под *геомеханической моделью* следует понимать пространственную или плоскую схему массива горных пород, на которой для различных участков и элементов массива в общем случае определены интегральные показатели прочностных, деформационных и фильтрационных свойств, а также показано изменение естественного напряжённого состояния скального массива.

Построенная геомеханическая модель используется для выбора и составления *расчётной схемы*. Под расчётной схемой или физической моделью понимается геомеханическая модель, для которой заданы начальные и граничные условия, выбран размер исследуемой области, а также определён метод, который будет использоваться при анализе происходящих в массиве физических и механических процессов. При этом метод анализа определяет вид геомеханической модели

При назначении расчётной схемы очень важно также правильно установить размеры исследуемой области так, чтобы на её границах выполнялись условия, соответствующие природным напряжениям и деформациям.

Взаимодействующие со скальным массивом инженерные сооружения вовлекают в работу область, в которой реализуется до 80-90% всех, вызванных приложением нагрузки деформаций. Учитывая размеры сооружений (высокие плотины, выработки под машзалы ГЭС, камеры для хранения радиоактивных отходов и т.д.), а также то, что за пределами границ области скальный массив остается незатронутым влиянием сооружения, размеры области могут измеряться сотнями, а в отдельных случаях, многими сотнями метров. При построении геомеханической модели, в этом случае, возникает необходимость установления физико-механических характеристик отдельных ее зон и элементов. Их определение на образцах в лабораторных условиях справедливо только в том случае, когда вся исследуемая область скального массива является однородной, что в инженерной практике встречается крайне редко. В подавляющем большинстве случаев наличие трещиноватости, неоднородности, анизотропии приводит к тому, что механические свойства скального массива существенно отличаются от свойств, полученных при испытании образцов. Именно поэтому при исследовании взаимодействия сооружения со скальным массивом определение его механических характеристик является одной из главнейших задач, от решения которой в значительной степени зависит безопасность и надёжность системы сооружение – скальный массив.

## ***Тема 9. Деформирование и разрушение скальных массивов.***

*Деформирование скальных массивов.* Наличие трещиноватости, анизотропии и неоднородности скальных массивов, а также необходимость учёта масштабного фактора при определении его механических характеристик приводят к тому, что описание процессов деформирования скального массива становится более сложным и трудоёмким, чем у ненарушенных скальных грунтов. Задача усложняется ещё и тем, что в подавляющем большинстве случаев использование методов исследований, основанных на теории сплошной изотропной среды, в силу указанных обстоятельств не представляется возможным. Это заставляет уделять много внимания разработке и развитию аналитических и численных методов для изучения процессов деформирования скальных массивов и определения их деформационных свойств.

В настоящее время сложилось три подхода к решению указанных задач и к исследованию

дованию поведения трещиноватых скальных массивов под нагрузкой.

*Первый подход* заключается в том, что скальный массив рассматривается как слоистая среда, механические свойства которой определяют исходя из знания свойств составляющих её слоёв. При этом принимается допущение о том, что между слоистыми и трещиноватыми средами имеется внутренняя аналогия, позволяющая рассматривать заполненные и незаполненные трещины как слои с особыми механическими свойствами

Предложенные К.В.Руппенейтом на основании этого подхода формулы позволяют определять упругие характеристики трещиноватого скального массива, ослабленного системой параллельных трещин:

а) для трещин без заполнителя:

$$\begin{cases} E_q = \frac{E_1}{1 + \eta} \\ G_q = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \eta + \nu_1)} \\ G_1 = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \nu_1)} \\ \nu_{pq} = \nu_{crp} \cdot (1 + \eta) \end{cases}$$

б) для трещин с заполнителем:

$$\frac{E_1}{E_q} = 1 - \eta \cdot (1 + \sin^4 \varphi) + \frac{2\nu_1}{1 - \nu_2} \cdot \eta \cdot \cos^2 \varphi (\sin^2 \varphi - \nu_2)$$

В формулах 8.1 – 8.2:  $E_1$  и  $G_1$  – модули упругости ненарушенной породы,  $E_q$  и  $G_q$  – модули упругости массива в направлении нормальном напластованию,  $z$  – относительная площадь контакта стенок трещины, определяемая по формуле (5.2),  $\nu_{pq}$  и  $\nu_{crp}$  – коэффициенты Пуассона, характеризующие деформацию вдоль плоскости трещины от напряжений, действующих нормально и параллельно напластованию,  $\nu_1$  и  $\nu_2$  – коэффициенты Пуассона соответственно слоя породы и трещины,  $\varphi$  – угол внутреннего трения материала заполнителя.

*Второй подход* для определения эффективных упругих характеристик скального массива, рассечённого системой параллельных трещин, впервые предложен Р.Гудманом. Значения характеристик подсчитываются по формулам:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{E_q} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{k_n S} \\ E_p = E_1 \\ \frac{1}{G_q} = \frac{1}{G_1} + \frac{1}{k_s S} \\ G_1 = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \nu)} \\ \nu_{1q} = \nu_{q1} = \nu \end{array} \right.$$

где  $E_1$  и  $G_1$  – модули упругости и сдвига слоёв породы,  $E_q$  и  $G_q$  – модули упругости и сдвига массива в направлении нормальном напластованию,  $\nu_{1q} = \nu_{q1} = \nu$  – коэффициент Пуассона трещиноватого массива,  $S$  – толщина породных слоёв, определяемая расстоянием между трещинами,  $k_s$  и  $k_n$  – касательная и нормальная жёсткости трещин, значения которых определяются опытным путём.

*Третий подход* предполагает исследование механических свойств трещиноватых скальных массивов, в которых трещиноватость имеет хаотичный характер. В рамках этого подхода исследуется тело, содержащее большое количество произвольно ориентированных трещин. Из него выделяется элементарный объём, содержащий единичную полость или разрез конечной длины с заданной величиной раскрытия. Вычисляется его эффективный модуль упругости, после чего, путем интегрирования, определяется эффективный модуль упругости всего тела. Исследования, положившие начало этому направлению, представлены в работе WalshММа, из которой взята соответствующая формула:

$$\frac{1}{E_{\text{эфф}}} = \frac{1}{E} \cdot \left( 1 + \frac{4\pi c^3}{3\nu} \right)$$

где  $E$  – модуль упругости ненарушенного материала,  $\nu$  – коэффициент Пуассона,  $c$  – средняя длина трещины.

Более строгий подход к решению рассматриваемой задачи использован в работах В.П.Мерзлякова и А.Н.Власова, где авторами была предложена методика вычисления эффективных упругих характеристик трещиноватого скального массива, основанная на понятии тензора плотности трещин (ТПТ). Тензор плотности трещин учитывает пустотность, обусловленную трещинами, их ориентацию, а также объём рассматриваемой области, выделенной из скального массива, и определяется следующим выражением:

$$T = \sum_{q=1}^n \frac{V_q n_q b_q}{V}$$

Где  $n_q$  – нормаль к срединной поверхности трещины,  $b_q$  – вектор раскрытия трещины в этой же точке,  $V_q$  – объём единичной трещины,  $V$  – осреднённый объём рассматриваемой области.

В работе В.П.Мерзлякова показано, что в случае выполнения условия квазиоднородности рассматриваемого объёма ТПТ в любой его точке имеет одно и то же значение. Это позволяет провести осреднение напряжений и деформаций по объёму, который в этом случае является *представительным* объёмом.

Указанная методика предложена В.П.Мерзляковым использовалась для определения упругих характеристик слоистых трещиноватых массивов

$$\frac{1}{E_i} = \frac{1}{E_0} + \frac{\alpha_i}{C}$$

$$\frac{1}{G_{ij}} = \frac{1}{G_0} + \frac{\alpha_i + \alpha_j}{2D}$$

$$\frac{\nu_{ij}}{E_j} = \frac{1}{E_0} + \frac{1}{G_0} + \frac{(\alpha_i + \alpha_j)(2D - C)}{4CD}$$

Где  $E_i$  и  $G_{ij}$  – эффективные модуль упругости и модуль сдвига эквивалентной среды в плоскостях упругой симметрии;  $\nu_{ij}$  – соответствующие коэффициенты Пуассона;  $E_0$  – модуль упругости среды без трещин;  $\square_{ij}$  – собственные значения ТПТ;  $C$  и  $D$  – деформационные характеристики выделяемых трещинами скальных отдельностей.

Дальнейшее развитие методики позволило А.Н.Власову и В.П.Мерзлякову использовать её для определения эффективных характеристик среды, ослабленной полигональной сетью трещин.

К настоящему времени разработано достаточно большое количество методик для определения эффективных упругих характеристик трещиноватых сред. Их использование позволяет во многих случаях с большой достоверностью представлять в инженерных расчётах трещиноватые скальные массивы и отдельные их области эквивалентной квазисплошной, квазиоднородной, упруго-линейной средой. В то же время многочисленные исследования показывают, что в большинстве случаев поведение трещиноватых массивов характеризуется существенной нелинейностью. Это вытекает уже из того, что большинство ненарушенных скальных грунтов при деформировании проявляют нелинейные свойства. Деформирование же трещин при их закрытии и взаимном сдвиге стенок во всех случаях характеризуется существенной нелинейностью. На диаграммах деформирования фрагмента, сложенного из гипсопесчаных блоков, при двухосном сжатии  $y_i=f(e_i)$  чётко прослеживаются три участка деформирования (рис. 9.1).

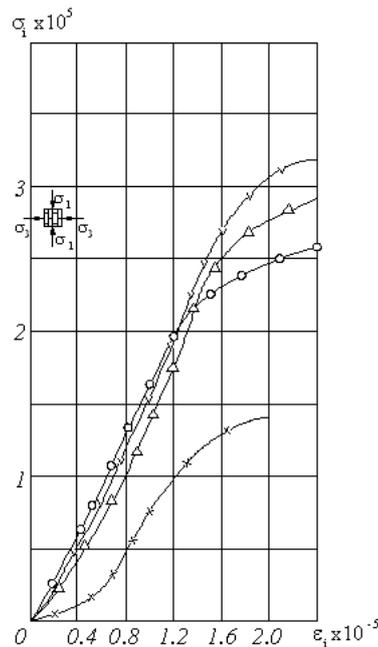


Рис. 9.1. Результаты исследований блочного фрагмента (Ширяев и др., 1976).

Графики зависимости  $y_i=f(e_i)$ ,

эксперимент: -x-x- –  $y_3/y_1=0$ ; -v-v- –  $y_3/y_1=1/6$ ; -o-o- –  $y_3/y_1=1/8$ ; -Д-Д- –  $y_3/y_1=1/12$ .

Нелинейность первого участка обусловлена деформациями межблочных швов, их смыканием и относительным сдвигом блоков. Исследования показывают, что, как правило, верхняя граница этого участка равна приблизительно  $1/3$  величины пиковых напряжений.

Второй участок характеризуется увеличением модуля деформации исследуемого фрагмента. Практически можно говорить о линейности графика  $y_1=f(e_1)$  на этом участке, деформирование блочного фрагмента, в пределах которого, определяется в основном деформированием самих блоков, а имеющая место слабая нелинейность, может быть объяснена небольшими их подвижками и продолжающимся закрытием трещин.

Что касается третьего участка, то нелинейность деформирования в этом случае определяется, как процессами сдвига по межблочным швам, так и микротрещинообразованием в блоках, развивающимся на этом участке нагружения.

Нелинейность деформирования скального массива, особенно при высоком уровне нагрузок, т.е. в диапазоне, представляющем особый интерес для инженеров, ставит перед исследователями проблему разработки методик построения кривой  $y_1=f(e_1)$  в пределах всех трёх участков деформирования.

Одним из путей решения указанных задач является моделирование процессов деформирования скальных массивов с помощью адекватного алгоритма вычислений на ЭВМ. Учитывая всё возрастающее использование в исследованиях численных методов, такой путь является очень перспективным, поскольку он позволяет получить комплексное

решение проблемы изучения деформирования и разрушения скальных массивов.

Подобный подход был использован для разработки методики определения деформационных характеристик блочных скальных фрагментов на различных участках их деформирования в условиях одноосного сжатия при произвольном угле наклона сжимающей силы к направлению трещин. В процессе исследований, выполненных на базе метода конечных элементов с использованием планирования экспериментов, строились факторные зависимости, в которых в качестве функций отклика принимались модули упругости блочного фрагмента в пределах каждого из трёх участков кривой деформирования  $y_1 = \dot{r}(e_1)$ . Значения модулей упругости ( $E_1, E_2, E_3$ ) определялись, как тангенсы угла наклона секущих, соединявших соответственно начало и конец каждого участка (рис. 8.2). Кроме того, строились также зависимости, в которых в качестве функций отклика принимались значения напряжений  $\sigma_1^*$  и  $\sigma_1^{mp}$ , соответствующие началу второго и третьего участков кривой деформирования  $y_1 = \dot{r}(e_1)$ .

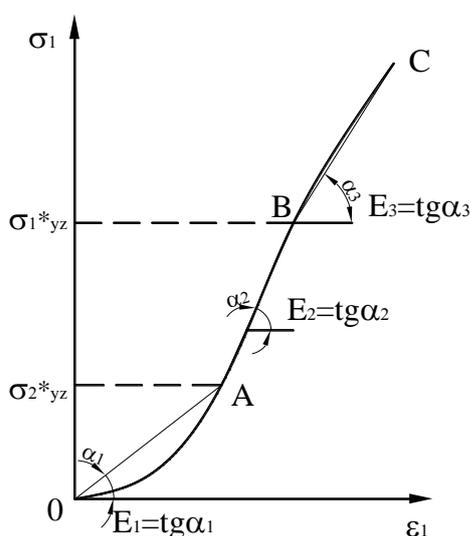


Рис. 8.2. Параметры, характеризующие кривую деформирования блочных фрагментов на одноосное сжатие.

На основании результатов экспериментов были получены следующие факторные зависимости, позволяющие определять выбранные функции отклика для *участков 1 и 2* в условиях одноосного сжатия при любой комбинации заданных факторов в пределах их варьирования:

Участок 1

$$\frac{1}{E_1} = \frac{1}{E_{\delta l}} + \frac{\left(0,88 \frac{b}{a} + 0,74 \frac{b}{a} \frac{\Delta l}{l}\right)}{E_{mp}}$$

Участок 2

$$E_2 = \left(0,574 + 470 \frac{E_{mp}}{E_{\delta l}} - 50 \frac{b}{a} + 0,211 \frac{\Delta l}{l} - 151 \frac{E_{mp}}{E_{\delta l}}\right) E_{\delta l} \quad (8.8)$$

$$\sigma^*_{1} = \left(1 + 2 \frac{\Delta l}{l}\right) E_{mp}$$

При определении модуля деформации на *участке 3* учитывалось, что при схеме нагружения блочного фрагмента, принятой в первой серии опытов, все межблочные швы закрываются в пределах *участков 1* и *2*. Далее деформирование фрагмента определяется только поведением составляющих фрагмент ненарушенных скальных блоков. Учитывая этот факт, напряжение, соответствующее началу этого участка (начало микротрещинообразования), и модуль деформации на *участке 3* могут быть подсчитаны соответственно с помощью формул, используемых при исследовании деформирования ненарушенных скальных грунтов.

$$\sigma_1^{mp} = \frac{-4R_p}{\sqrt{1 + \mu^2} - \mu}$$

$$\frac{1}{E_3} = \frac{1}{E_2} + \frac{2\rho_{mp}}{\pi V} \left\{ \left[ -5,42 \times 10^{-4} - 2,7610^{-6} R_p + 3,26 \times 10^{-3} \left( \frac{1}{\sigma_1^{mp}} \right)^2 + 6,48 \times 10^{-8} R_p^2 \right] \times \right. \\ \left. \times (\beta_{макс} - \beta_{мин}) \left[ 6,55 \times 10^{-5} + 4,05 \times 10^{-7} R_p + 3,95 \times 10^{-4} \left( \frac{1}{\sigma_1^{mp}} \right)^2 \right] \right\} \times \left( \frac{\beta_{макс} - \beta_{мин}}{2} \right)$$

При определении механических характеристик трещиноватых блочных скальных массивов основная сложность заключается, как указывалось выше, в решении проблемы масштабного фактора. Использование для этих целей численных методов, в частности метода конечных элементов, даёт возможность развить одно из направлений в решении этой задачи.

В работе С.Б.Ухова, В.В.Семёнова, Е.В.Щербины и А.В.Конвиза, положившей

начало исследованиям в данном направлении, сформулирован подход к изучению свойств масштабно-неоднородных горных массивов, позволяющий получать более объективные и обоснованные результаты. Суть его заключается в следующем:

1. По данным инженерно-геологических исследований конкретного массива горных пород выделяют типовые структуры, характерные для различных объёмов массива. Они должны отражать особенности строения этих объёмов и удовлетворить условию включения типовых структур меньших объёмов составляющими в типовые структуры больших. Наименьшими являются те структуры, чьи характеристики могут быть определены непосредственно из эксперимента.

2. Определение эффективных характеристик наименьших объёмов должно происходить при условии, что они отвечают условиям квазисплошности и квазиоднородности.

3. Методами математического моделирования выполняется численный эксперимент по определению эффективных характеристик представительного объёма. Он должен, как можно точнее, повторить физический эксперимент. Совпадение результатов опыта и расчёта свидетельствует о правильности схематизации при выделении типовых структур наименьших объёмов и возможности расчёта эффективных характеристик типовых структур следующего уровня неоднородности.

4. Такой подход, при котором типовая структура каждого следующего уровня состоит из конечного числа типовых структур предыдущего, позволяет распространять расчёты эффективных характеристик на основе математического моделирования на сколь угодно крупные массивы скальных пород. При этом требование квазиоднородности и квазисплошности должно выполняться при расчётах на каждом уровне, что позволяет избежать влияния масштабного эффекта на достоверность получаемых результатов.

Поскольку механические свойства определяются состоянием скального массива и являются функциями свойств, как ненарушенного скального грунта, так и трещин, то представляется возможным оценить его деформационные и прочностные характеристики, используя рассмотренные выше классификационные системы скальных массивов. Различными исследователями были предложены эмпирические зависимости, полученные с использованием как системы RMR, так и системы Q.

Например, Бенявский предложил формулу:

$$E_M = 2RMR - 100, \text{ GPa (для } RMR > 50)$$

Другое выражение на базе системы RMR предложено в работе Серафима и Ппереры:

$$E_M = 10^{(RMR-10)/40}, \text{ GPa}$$

На основе системы Q в работе Бартон с сотрудниками рекомендовал выражение:

$$10 \log Q < E_M < 40 \log Q \text{ при } E_M^{CP} = 25 \log Q$$

Методика оценки деформационных свойств скального массива, основанная на многолетнем анализе большого количества экспериментальных данных, приведена в работе Хоека. В соответствии с этой методикой сначала определяются обычным путём, в лаборатории прочность на сжатие образцов скального грунта, отобранных из скального массива. Далее осуществляется переход от полученных значений к значениям, характеризующим массив. Данная операция является основной в методике и осуществляется с помощью геологического индекса прочности (GSI). Геологический индекс прочности позволяет количественно в баллах оценить состояние скального массива. Зная значение GSI и величину прочности ненарушенного скального грунта на одноосное сжатие по графикам, можно определить значение модуля деформации скального массива.

То же самое можно сделать с помощью формул:

$$E_M = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{R_c}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad \text{при} \quad R_c \leq 100 \text{ МПа} \quad (8.15)$$

$$E_M = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad \text{при} \quad R_c > 100 \text{ МПа}$$

где  $D$  – параметр, характеризующий ухудшение свойств массива, вызванное техногенным воздействием (ведение взрывных работ, разгрузка при разработке котлованов и т.д.). Значение параметра для оснований плотин и других ответственных сооружений может быть принято равным  $D=0,3$ .

*Разрушение скальных массивов.* Выше были рассмотрены теории прочности, используемые при анализе разрушения ненарушенных скальных грунтов. Однако, применять их к оценке прочности и устойчивости скальных массивов следует с большой осторожностью. Это связано, с тем, что указанные теории, прежде всего, предназначены для анализа процессов разрушения сплошных тел. Скальный массив представляет собой тело, имеющее нарушения сплошности в виде трещин, поверхностей напластования, различных повреждений и т.д. Эти нарушения, как правило, определяют место и направление возможного разрыва или взаимного смещения частей массива и нарушают условия его работы как единого целого, основополагающего принципа механики твёрдого сплошного деформируемого тела. Учитывая это, при решении инженерных задач, часто, скальный массив приходится рассматривать как квазисплошную среду. Подобный подход приводит к тому, что в ряде случаев не представляется возможным оценить точность получаемых результатов, что, в свою очередь, может привести к неадекватному описанию поведения массива

Выше уже говорилось о том, что при решении инженерных задач эмпирические критерии прочности ненарушенных скальных грунтов играют очень важную роль. Поэтому, естественно, что для оценки возможности разрушения скальных массивов также

предпринимались попытки использовать подобные критерии.

Выше уже говорилось о том, что при решении инженерных задач эмпирические критерии прочности ненарушенных скальных грунтов играют очень важную роль. Поэтому, естественно, что для оценки возможности разрушения скальных массивов также предпринимались попытки использовать подобные критерии.

Одним из наиболее используемых при расчёте взаимодействия инженерных сооружений со скальным массивом критериев является широко известный критерий Кулона-Мора. Вместе с тем в последнее время широкое распространение получил критерий Хоека и Брауна (Хоек, Brown, 1988), применяемый как для ненарушенных скальных грунтов, так и для скальных массивов. Использование критерия для ненарушенных скальных грунтов уже обсуждалось. В случае скальных массивов критерий имеет тот же вид, меняются лишь значения коэффициентов  $m$  и  $s$ , которые могут быть определены с помощью таблиц либо по формулам:

$$m = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right); S = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

где  $m_i$  находится также с помощью специальной таблицы.

Зная значение коэффициента  $m_i$  можно также с помощью графиков определить для скального массива коэффициент сцепления  $c$  и угол внутреннего трения  $\varphi$ .

### ***Тема 10. Экспериментальные исследования скальных массивов.***

*Исследования деформационных свойств.* На способность скального массива деформироваться при приложении нагрузки наиболее существенное влияние оказывают следующие два фактора:

- *геологический*, к которому относится, например, литологический состав пород, тип минералов, входящих в состав скального грунта, однородность массива пород и её изменчивость по различным направлениям;
- *структурный*, такой, как слоистость, трещиноватость, неоднородность, различного рода тектонические трещины, сформировавшиеся в процессе исторического развития массива.
- В общем случае при нагружении скального массива его деформации определяются не столько деформированием слагающих его пород, сколько закрытием пустот и трещин различного порядка, а также сдвигом по трещинам.

Все методы определения показателей деформируемости скальных массивов в полевых условиях можно разделить на две группы: опыты при статическом и динамическом приложениях нагрузки.

При статических исследованиях, достаточно большие статические нагрузки прикладываются к поверхности скального массива. При динамических – измеряется скорость распространения внутри массива упругих продольных и поперечных волн.

*К первой группе* относятся: штамповые опыты; нагружение породы по стенкам выработок различного диаметра (методы напорных камер, цилиндрических

гидравлических штампов, испытания прессиометром); испытания целиков породы (одноосные и трёхосные); испытания плоскими домкратами в щелях.

Сущность опытов первой группы заключается в измерении, возникающих при нагружении, перемещений точек поверхности скального массива. После чего, используя зависимости теории упругости изотропного тела, рассчитываются модули деформации исследуемого объёма породы.

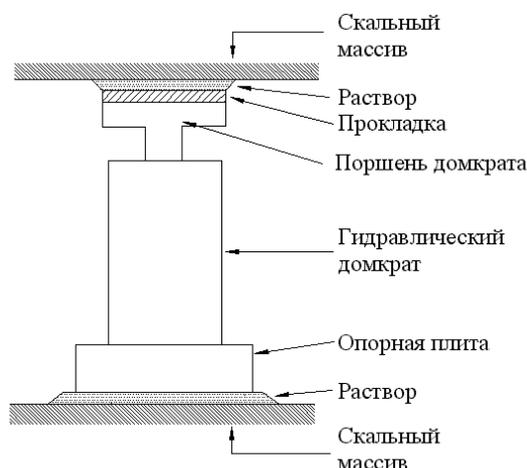


Рис. 10.1. Штамповый опыт в тоннельной выработке.

*Штамповые опыты.* Испытания заключаются в нагружении выровненной скальной поверхности и измерении перемещений различных точек массива (рис.10.1). Их можно проводить в траншеях на открытой поверхности и в специальных опытных подземных камерах. Обычно предпочитают проводить испытания в подземных камерах, так как в них имеется естественный упор для домкратов в кровле или в стенке, противоположной испытываемой. Опыты могут проводиться как в вертикальном, так и в горизонтальном направлении. Нагрузка осуществляется, как правило, гидравлическими домкратами и передаётся на массив через жёсткие или гибкие штампы. Модуль деформации рассчитывается для упругого полупространства, нагруженного распределённой нагрузкой  $p$ , полученной путём деления передаваемой домкратом на стенки выработки силы  $N$  на площадь штампа:

$$E = \frac{m \cdot (1 - \nu^2) \cdot N}{\omega_o \sqrt{F}}$$

где  $E$  – модуль упругости;

$\omega_o$  – перемещения точек поверхности массива под штампом;

$\nu$  – коэффициент Пуассона;

$m$  – коэффициент, учитывающий форму штампа;

$F$  – площадь штампа;

$N$  – приложенная к штампу сосредоточенная сила.

Значения коэффициента  $m$ , учитывающие форму штампа, приведены в таблице

Значения коэффициента  $m$

Форма штампа	Отношение сторон $a/b$	Значения $m$
--------------	------------------------	--------------

1	2	3
Круглая	-	0.96
Квадратная	1:1	0.95
Прямоугольная	1:2	0.92
	1:5	0.82
	1:10	0.71
	1:100	0.37

Осадки скальной породы измеряются непосредственно под штампом и по вертикальной оси на различных расстояниях от него. Кроме того, они рассчитываются аналитически по формулам, вид которых зависит от формы и гибкости штампа.

Каждый опыт обычно состоит из нескольких циклов нагрузки и разгрузки, после чего строится диаграмма  $\omega = f(\sigma)$ . Модуль деформации массива, как правило, определяется по 2 или 3 циклу. Типичная диаграмма циклического деформирования скального массива показана на рис.

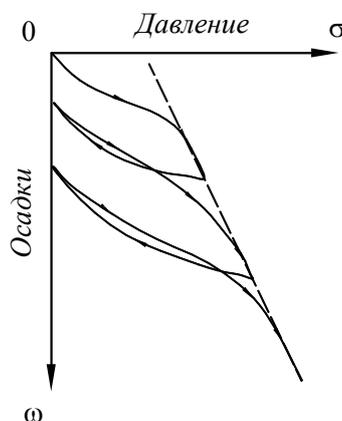


Рис. 10.2 Зависимость осадок поверхности скального массива от давления (циклическое нагружение).

При проведении штамповых опытов необходимо контролировать скорость нагрузки и разгрузки, которая существенно влияет на полученные результаты.

К недостаткам этого способа можно отнести то, что при штамповых опытах в работу вовлекается относительно небольшой объём скального массива, а это, в свою очередь, уменьшает представительность получаемых результатов исследований. Кроме того, как бы тщательно не проводилась разработка камеры, галереи, шурфа и т.д., окружающий

выработку скальный массив всегда, в той или иной мере, будет на какую-то глубину нарушен, что повлияет на корректность полученных результатов.

*Испытания по стенкам выработок кругового очертания.* При строительстве подземных сооружений, особенно напорных гидротехнических тоннелей, в отдельных случаях используется метод проведения испытаний путём передачи нагрузки на стенки выработки кругового очертания, который называется методом напорных камер

В соответствие с этим методом часть тоннеля изолируется бетонными пробками. Для того, чтобы избежать потерь воды из камеры, изготавливается бетонная обделка, на которую наносится гидроизоляционный материал, после чего устанавливается аппаратура для измерения перемещений точек массива. Испытания проводятся после закачивания в камеру воды до создания в ней необходимого напора, при этом выполняются измерения перемещений различных точек обделки. Гидростатическое давление в тоннеле кругового очертания вызывает равномерное распределение радиальных напряжений в граничащих с обделкой точках скального массива, что приводит к суммарному перемещению  $d$  каждой пары диаметрально расположенных точек. По этим диаметрально перемещениям можно подсчитать модуль деформации массива по разным направлениям по формуле:

$$E = \frac{(1+\nu)}{\Delta d} \cdot d \cdot p$$

где:  $\Delta d$  – диаметрально перемещения точек породы за обделкой;

$\nu$  – коэффициент Пуассона, обычно определяемый из лабораторных испытаний образцов или динамических испытаний;

$d$  – наружный диаметр тоннеля;

$p$  – интенсивность равномерно распределённого внутреннего гидростатического давления.

Подобные опыты, максимально приближая схему испытаний к условиям работы реального сооружения, дают следующие преимущества:

- перемещения скального массива, а, следовательно, и модули деформации, могут быть измерены в любом радиальном направлении, что позволяет оценить анизотропию деформационных свойств массива;
- гидростатическое давление в тоннеле может поддерживаться в течение достаточно долгого времени;
- путем проведения испытаний в необлицованной камере и в камере с обделкой можно предварительно оценить взаимодействие обделки со скальным массивом.

Следует, однако, иметь в виду, что испытания в камерах очень трудоёмки и дороги, Учитывая это, во многих случаях проведение более простых штамповых опытов при различных направлениях нагрузки более экономично и могут дать более разностороннюю информацию о свойствах скального массива.

Недостатком опытов первой группы является то, что они позволяют исследовать относительно небольшие объёмы породы скального массива. Принимая во внимание масштабный эффект, в подавляющем большинстве случаев результаты опытов, полученные при статическом нагружении, не могут быть использованы для определения упругих характеристик крупных объёмов скального массива. Именно поэтому опыты *второй группы*, основанные на динамическом приложении нагрузок, широко



Рис. 10.3. Полевые опыты на сдвиг в подземной камере.

Через вертикальный домкрат передаётся нормальная плоскости сдвига сила  $N$ , которая поддерживается постоянной в течение всего опыта, в то время как горизонтальная, сдвигающая блок сила  $T$ , увеличивается ступенями до тех пор, пока она не достигнет предельного разрушающего значения.

В процессе испытаний при нагрузке и разгрузке выполняются измерения горизонтальных перемещений блока. По результатам опытов строятся графики зависимости горизонтальных перемещений  $u$  от изменения касательных напряжений  $\tau$ .

Проводится по крайней мере три опыта при различных нормальных напряжениях  $\sigma$ , после чего строятся, характеризующие предельную огибающую кривую графики зависимости разрушающих сдвигающих напряжений  $\tau_{пр}$  от нормальных напряжений  $\sigma$ . Параметры сдвига  $c$  и  $\varphi$  определяются либо из этого графика, либо вычисляются аналитически.

Существует также альтернативный метод определения указанных параметров с помощью метода полевых трёхосных испытаний скального целика. Схематически он представлен на рис. 10.4. Боковая нагрузка при этом осуществляется плоскими домкратами, упирающимися в специально сооружаемую металлическую раму. Вертикальная нагрузка к целику прикладывается так же, как и в случае испытаний на сдвиг. Проводится несколько опытов при различных постоянных значениях боковой нагрузки и по разрушающим вертикальным нагрузкам строятся круги Мора в осях  $\sigma$  и  $\tau$ , после чего проводится предельная огибающая кривая (рис.9.10). Как и в предыдущем случае, параметры сдвига определяются либо графически, либо подсчитываются аналитическим путём.

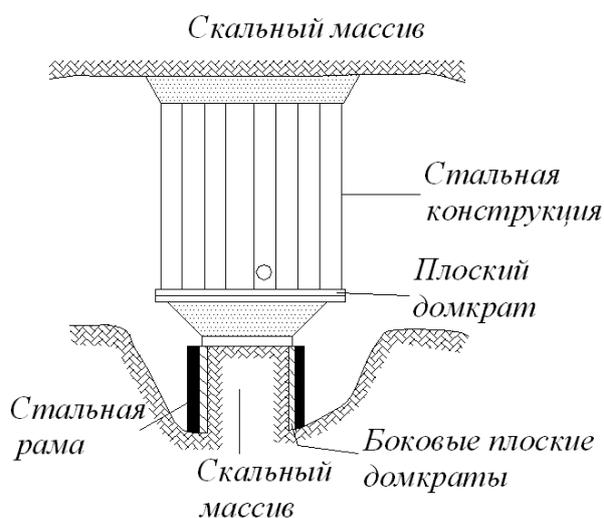


Рис. 10.4. Испытание скального целика на трёхосное сжатие (Джегер, 1975).

При исследованиях скальных массивов и их классификации необходимо уметь определять механические характеристики скальных грунтов в полевых условиях, проводя опыты непосредственно на поверхности массива, либо используя получаемые при бурении керны. В практике инженерных изысканий для этих целей используются два метода: первый базируется на применении *склерометров*, второй — на способе *точечного приложения нагрузки*. На основе этих методов скальный грунт характеризуется определённым индексом, который позволяет, применяя специальные таблицы, установить механические

свойства исследуемой породы.

. *Исследование природного напряжённого состояния скальных массивов.* Напряжённое состояние, характерное для скального массива до возведения надземного сооружения или до нарушения его выработками, является естественным, развившимся в течение всей истории формирования массива.

Задача о распределении напряжений в породном массиве в поле гравитационных сил была рассмотрена и решена в работе (Динник, 1925). Принимая скальный массив однородной, изотропной, сплошной средой и используя закономерности теории упругости, автор показал, что в рассматриваемом случае вертикальная составляющая природных напряжений связана с горизонтальной составляющей следующим выражением:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_z$$

где член  $\frac{\nu}{1-\nu}$ , являясь функцией коэффициента Пуассона, называется коэффициентом бокового давления (бокового отпора) и обозначается как  $\lambda$ .

Указанной теорией пользовались для решения задач, как механики дисперсных (нескальных) грунтов, так и механики скальных грунтов. Однако, исследования, выполненные при возведении высоконапорных плотин и крупных подземных сооружений, показали, что в скальных массивах во многих случаях горизонтальные составляющие природных напряжений превышают вертикальные. Это означает, что естественное напряжённое состояние точек массива во многом зависит не только от собственного веса вышележащих слоёв, но также и от других факторов. К ним относятся рельеф местности, тектонические процессы, общие литологические и структурно-геологические характеристики

Было установлено, что породы кристаллического фундамента древних платформ и деформированные породы складчатых поясов обычно обнаруживают горизонтальные напряжения, превышающие теоретические значения равные весу вышележащих отложений, а в породах осадочного чехла, наоборот, наблюдаются горизонтальные напряжения, величины которых меньше величин вертикальных.

Необходимость знания природного напряжённого состояния скальных массивов для решения инженерных задач потребовала проведения многочисленных полевых исследований по его измерению. Эти исследования проводились по различным программам. В одних измерялись лишь отдельные компоненты тензора напряжений, в других, определялся полный тензор напряжений.

В настоящее время имеются карты различных регионов земли, на которых показано распределение природных напряжений литосферы земного шара.

Естественно, эти карты представляют больший интерес для геологов, чем для инженеров, которых интересует природное напряжённое состояние зон, расположенных в верхней части земной коры. Однако, несмотря на глобальный масштаб, они и для инженеров весьма полезны, поскольку дают предварительную информацию об ориентации напряжений и позволяют получить общее представление об их величине.

При проектировании высоконапорных плотин, крупных тоннелей и камерных выработок больших пролётов на предварительных стадиях проектирования компоненты природных напряжений массива пород могут быть определены по формулам:

$$\sigma_z = \gamma H_p; \sigma_x = \sigma_y = l\sigma_z$$

где  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  – соответственно компоненты вертикальных и горизонтальных главных напряжений;  $\gamma$  – удельный вес породы;  $H_p = \kappa H$ ;  $H$  – расстояние от поверхности до точки, в которой определяются напряжения;  $\kappa$  – коэффициент, учитывающий влияние на напряжённое состояние скального массива тектонических и структурно-геологических факторов;  $l$  – расчётный коэффициент бокового давления

На окончательных стадиях проектирования необходимо пользоваться результатами экспериментальных исследований природного напряжённого состояния скального массива, проведённых по специально разработанным программам.

При натуральных экспериментальных исследованиях напряжённого состояния скального массива используются следующие методы:

1. Статические методы определения напряжённо-деформированного состояния породного массива, которые подразделяются на методы разгрузки и методы восстановления (компенсационные методы).

*Методы разгрузки* заключаются в измерении упругих деформаций элемента (керна) скального массива, который выбуривается в скважине из породы, разгружаясь таким образом от природных напряжений. По измеренным упругим деформациям разгрузки с помощью установленных заранее упругих характеристик керна определяются действующие в скальном массиве напряжения.

*Компенсационные методы* заключаются в измерении давления, которое необходимо создать в скважине или прорези в скальном грунте, чтобы полностью компенсировать деформации разгрузки, возникшие при создании этих полостей в массиве пород.

Наряду со статическими методами определения природного напряжённого состояния скального массива используются также геофизические или сейсмоакустические. Основанием применения этих методов служит наличие корр. Следует отметить, что при сравнении результатов, полученных с помощью статического и сейсмоакустического методов, необходимо учитывать масштабный фактор. Полученные при их использовании результаты могут существенно отличаться, так как при сейсмоакустическом методе исследуется гораздо больший объём скального массива. В этом случае учитывается разгрузка породы, происшедшая в окрестностях выработки. При статическом же методе исследований учитывается разгрузка породы, происшедшая в пределах контура выработки, при этом на полученные результаты испытаний оказывают влияние даже самые мелкие неоднородности структуры скального массива.

Связи между параметрами, распространяющихся в нём упругих волн, с действующими в массиве напряжениями. Зная скорость распространения упругих волн, инициированных ультразвуковым или сейсмическим методом, можно аналитическим путём по специальным формулам подсчитать величины компонент тензора напряжений в различных точках массива.

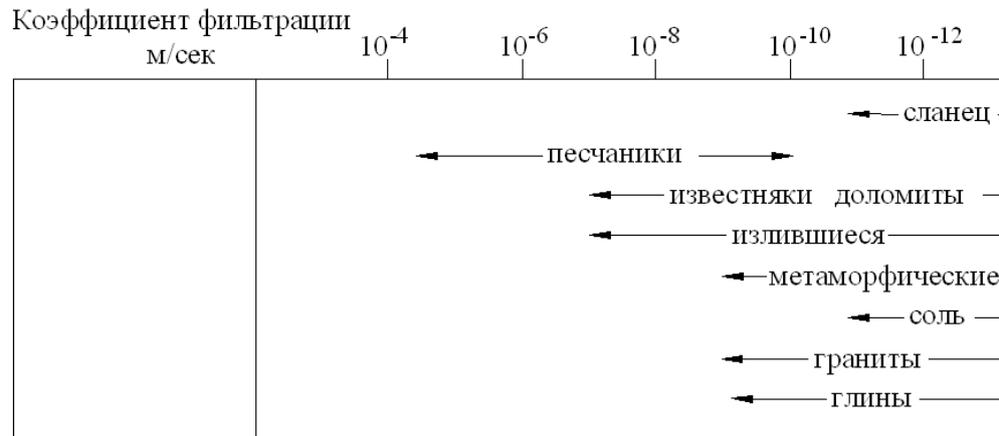
## ***Тема 11. Фильтрация в скальных массивах.***

Как уже отмечалось выше, фильтрация в скальных массивах относится к вторичной фильтрации, т.е. к случаю, когда движение воды в основном происходит через трещины и нарушения сплошности в массиве. Исследования показали, что основным фактором, влияющим на вторичную фильтрацию, является величина раскрытия трещин, которая, в свою очередь, существенно зависит от величины действующих в массиве напряжений. Благодаря этому, на большой глубине, где высокое давление приводит к практически полному закрытию всех трещин, может иметь место только первичная

фильтрация.

В таблице приведены пределы изменения величин первичной и вторичной фильтрации для различных скальных грунтов, как ненарушенных, так и имеющих различную степень трещиноватости и пустотности. Можно отметить значительный разброс величин коэффициента фильтрации: для ненарушенных скальных грунтов (первичная фильтрация) он на несколько порядков меньше, чем для скальных массивов (вторичная фильтрация).

Таблица Первичная и вторичная фильтрации в ненарушенных скальных грунтах и скальных массивах (Isherwood, 1979).



Коэффициент фильтрации, м/сек

Типы пород	очень высокий		средний		низкий		очень низкий	
	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>
Грунты	гравий	песок	очень мелкозернистый песок, ил, слоистые глины		однородные глины			
Горные породы	с наличием пустот		← нарушенные известняки и доломиты		← глинистые сланцы		← песчаники	
	← нарушенные		← базальты		← плотные		← известняки и доломиты - ненарушенные	
			← нарушен./выветр. - излившиеся искл. базальты		← выветрелые		← метаморфические	
			← выветрелые		← граниты		← напласт. соли	

Теория фильтрации в трещиноватых скальных массивах основана на исследованиях течения потока между двумя параллельными гладкими поверхностями. При этом расстояние между ними принимается равным усреднённому расстоянию между шероховатыми стенками трещины. Учёт шероховатости возможен по методикам, предложенным, например, в работах Ломизе и Луиса. Однако, как показывают исследования Чернышева, поскольку вклад шероховатости в общую ошибку при расчётах коэффициента фильтрации для реальных массивов, очень мал по сравнению с ошибками, связанными, например, с определением ширины трещины и влиянием заполнителя, учётом шероховатости трещин можно пренебречь.

Обычно используют для подсчёта расходов воды, протекающих по трещине следующие уравнения.

При ламинарном движении – поток типа Пуазейля:

$$q = \frac{ge^3}{12\eta} I$$

При турбулентном движении – поток типа Блазиуса:

$$q = \left\{ \frac{g}{0.079} \left( \frac{2}{\eta} \right)^{\frac{1}{4}} e^3 \right\}^{\frac{4}{7}} I^{\frac{4}{7}} \quad (10.2)$$

Здесь:  $q$  – расход воды в трещине,  $g$  – ускорение силы тяжести,  $z$  – кинематическая вязкость,  $e$  – ширина раскрытия трещины,  $I = \frac{\Delta H}{L}$  – гидравлический градиент потока,  $\Delta H$  – потеря напора по трещине,  $L$  – длина трещины в направлении потока.

В приведённых уравнениях рассматривается поток, ширина которого равна единице, т.е. удельный расход фильтрации.

Как следует из уравнений, расход фильтрации вдоль трещины пропорционален ширине её раскрытия в кубе. Иными словами расход весьма чувствителен к самым малым изменениям в раскрытии трещины. Увеличение раскрытия вдвое приводит к увеличению удельного расхода в восемь раз. Отсюда ясно, что вторичная фильтрация является доминирующей при анализе движения грунтовых вод в скальном массиве.

При исследовании фильтрации используются различные методы, однако, с развитием численных методов расчёта и производством мощных компьютеров, наибольшие возможности при решении фильтрационных задач даёт метод конечных элементов (МКЭ), широко используемый при решении инженерных задач.

Преимущество данного метода заключается в том, что он позволяет исследовать совместную задачу фильтрации, как по трещинам, так и по скальным блокам. Метод основан на том, что исследуемая область разбивается на конечные элементы и представляет собой сетку, в которой элементы соединены друг с другом в, называемых *узлами*, угловых точках. При этом трещины моделируются одномерными элементами, а, выделяемые трещинами, скальные отдельности – плоскими. Если водопроницаемость скальных отдельностей сопоставима с проницаемостью трещин, скальные отдельности также могут быть включены в расчётную схему в виде плоских треугольных или четырёхугольных фильтрующих элементов.

Решение задачи сводится к отысканию неизвестной напорной функции  $H(x,y)$ , удовлетворяющей дифференциальному уравнению стационарной фильтрации – уравнению Лапласа при следующих возможных граничных условиях:

$$\begin{aligned} H_i &= \text{const} \\ Q_j &= \text{const} \end{aligned}$$

где  $H_i$  – напор в граничном узле  $i$ ,  $Q_j$  – расход в граничном узле  $j$ .

В пределах элементов используется линейное распределение напора.

Для одномерных элементов:

$$H_{(x)} = b_1 + b_2 x$$

Для плоских, например, треугольных элементов:

$$H_{(x,y)} = b_1 + b_2 x + b_3 y$$

где  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $b_3$  – постоянные коэффициенты.

Решение сводится к решению системы линейных алгебраических уравнений, которая выводится обычным для МКЭ способом и имеет в матричной записи следующий вид:

$$[P] \{H\} = \{Q\}$$

где  $[P]$  – общая для  $N$  стержневых и  $M \times N$  плоских элементов матрица водопроницаемости размерностью  $L \times L$  ( $L$  – число узлов конечноэлементной сетки),  
 $\{H\}$  – вектор-столбец напоров в узлах размерностью  $L \times 1$ ,  
 $\{Q\}$  – вектор столбец расходов в узлах размерностью  $L \times 1$ .

На основании решения системы уравнений находят значения неизвестных напоров и расходов в каждом узле сетки, содержащей стержневые и плоские элементы.

В качестве примера использования МКЭ для решения задач фильтрации рассмотрим построение круговой диаграммы коэффициентов фильтрации для двух участков скального массива, схемы систем трещин которых представлены на рис. 11.1.

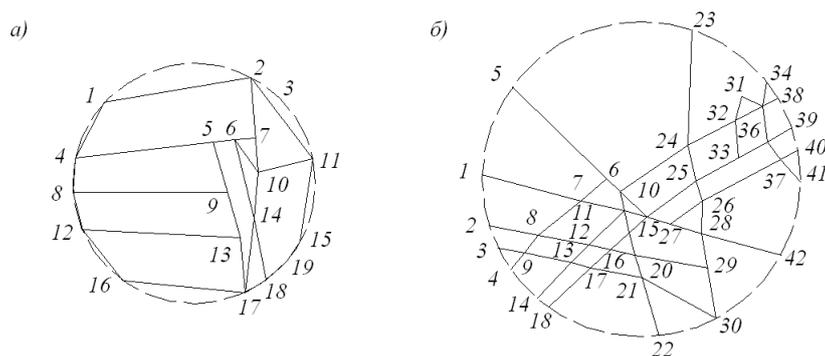


Рис.11.1. Схемы к расчёту направленных коэффициентов фильтрации:  
 а) схема 1; б) схема 2; 1,2,3,... – номера узлов.

Результаты расчётов показали (рис.11.2), что для схемы 1 значения коэффициентов фильтрации практически не зависят от направления, т.е. фильтрация в массиве при данной системе трещин является практически изотропной. Совсем другая картина наблюдается во втором случае. Для схемы 2 была выявлена существенная анизотропия коэффициентов фильтрации массива, изменение величин которых, в зависимости от направления, графически на рисунке показано в виде эллипса.

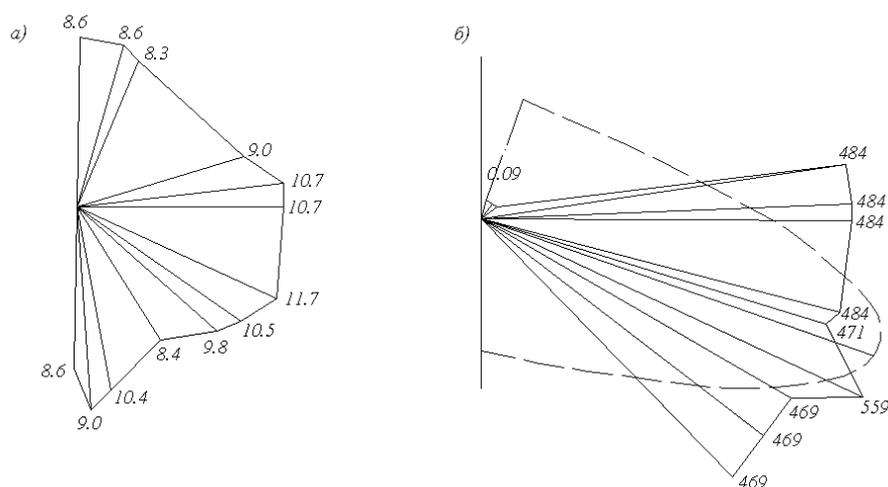


Рис.11.2. Диаграммы направленных коэффициентов фильтрации  $K_{\Phi}$  м/сутки:  
 а) схема 1; б) схема 2.

Выше уже указывалось, что напряжённое состояние массива существенно влияет на фильтрационный поток в скальном массиве. Метод конечных элементов в этом смысле также имеет преимущества, поскольку решением совместной статико-фильтрационной

задачи можно подробно исследовать зависимость режима фильтрации от изменения напряжений в массиве.

Следует отметить, что все рассмотренные выше методы исследования фильтрации в скальных трещиноватых массивах исследуют двухмерные случаи движения потока фильтрующей воды и их нельзя механически переносить на трёхмерную задачу, поскольку в этом случае пересечение плоскостей трещин представляет собой линию, вдоль которой гидравлические напоры также могут изменяться.

Кроме того, фильтрация вдоль трещины, как было показано выше, в значительной мере зависит от её протяжённости, точность определения которой на практике сопряжена с большими трудностями. Поэтому результаты расчётов носят предварительный характер и их необходимо постоянно проверять и уточнять посредством полевых исследований.

Благодаря тому, что трещины и другие нарушения сплошности скального массива неравномерно распределяются по объёму, распределение водопроницаемости по объёму также неравномерно. Помимо этого на неравномерность распределения водопроницаемости в скальном массиве существенное влияние оказывают увеличение и уменьшение ширины раскрытия трещин.

По этим причинам определение опытным путём водопроницаемости скального массива гораздо сложнее и более трудоёмко по сравнению с определением водонепроницаемости дисперсных (нескальных) грунтов и ненарушенных скальных грунтов.

В то же время фактор водопроницаемости является одним из важнейших, который должен учитываться при исследовании взаимодействия инженерных сооружений со скальным массивом. Как уже указывалось, фильтрация через скальный массив в основном происходит через трещины и другие дефекты его строения. Наличие фильтрующих потоков очень часто вызывает явления порового давления и противодействия, которые могут в значительной мере перераспределить природное напряжённое состояние массива и существенно повлиять на устойчивость как наземных, так и подземных сооружений. Знание фильтрации также необходимо при проведении укрепительных и цементационных работ участков массива не обладающих достаточной прочностью и имеющих высокую водопроницаемость.

Исследования водопроницаемости скальных массивов доступных для гидравлических исследований, т.е. достаточно проницаемых, проводятся различными методами: *откачками* воды из скважин, *наливами* воды в шурфы, *нагнетанием* воды в скважины и, в отдельных случаях, с использованием *напорных галерей*.

Водопроницаемость скальных массивов в большинстве инженерных задач характеризуется коэффициентом фильтрации, при этом массив рассматривается как проницаемая квазисплошная квазигомогенная среда.

Коэффициент фильтрации скального массива наиболее точно оценивается методом кустовой откачки, который является сложным и дорогостоящим экспериментом.

Он заключается в следующем. В пределах опытной площадки бурится центральная скважина, из которой производится откачка воды насосом, а также ряд наблюдательных скважин, с помощью которых следят за изменением уровня воды во время откачки. Наблюдательные скважины располагаются крестообразно с пересечением в месте расположения центральной скважины, что позволяет определять гидравлический уклон в ходе опыта на разных направлениях. Центральная скважина имеет обсадную трубу с фильтром и погружённым насосом для откачки воды. Наблюдательные скважины также закреплены обсадными трубами, оборудованными фильтрами. Вода откачивается из центральной скважины, одновременно в наблюдательных скважинах фиксируется понижение уровня водоносного горизонта.

Изменение уровней воды в скважинах замеряется электроуровнемерами или хлопущками. Расход откачиваемой воды измеряется с помощью водомера,

установленного на выходном патрубке погружённого насоса или с помощью мерного бака и секундомера.

Расчёт коэффициента фильтрации проводится при установившемся режиме подземного потока по формуле:

$$K_{\phi} = \frac{Q(\ln x_1 - \ln x_2)}{\pi(y_2^2 - y_1^2)}$$

где  $Q$  – расход воды из центральной скважины при откачках, измеряется в  $m^3/сут$ ;  $x$  – расстояние от центральной скважины до наблюдательной и  $y$  – уровень воды в наблюдательной скважине.

Наличие большого количества скважин, пробуренных по разным направлениям, позволяет определить фильтрационную неоднородность и анизотропию трещиноватого массива, т.к. расчёты проводятся для каждого луча куста и для каждой пары скважин.

При отсутствии возможности выполнения кустовой откачки её проводят из одиночной скважины при отсутствии наблюдательных скважин. В подобных опытах коэффициент фильтрации определяется по формуле:

$$K_{\phi} = \frac{Q(\ln R - \ln r)}{\pi \cdot S \cdot (2H - S)} \quad (10.17)$$

где  $Q$  – расход воды из скважины при откачке,  $S$  – понижение воды в скважине,  $H$  – мощность водоносного горизонта,  $r$  – радиус скважины,  $R$  – радиус влияния откачки.

Для характеристики пространственной неоднородности и анизотропии, а также относительной величины водопроницаемости трещиноватых массивов производятся наливывы воды в шурфы и нагнетания воды в скважины.

Полевые исследования методом налива в шурфы проводятся в необводнённых скальных массивах. В дне шурфа устраивается приямок диаметром до 0,5 м и глубиной 0,3 м. Стенки приямка закрепляются металлическим кольцом, после чего в него заливается вода слоем 10 см. В течение всего опыта уровень воды поддерживается постоянным и через каждые 10-30 минут по водомерной трубке проводятся замеры расхода воды, фильтрующей через дно шурфа. Опыт проводится до стабилизации расхода воды. Принимается, что площадь поперечного сечения потока фильтрации равна площади обсадного кольца, а напорный градиент в условиях свободно фильтрующей через дно приямка воды близок к единице. При таких условиях коэффициент фильтрации можно определить по закону Дарси, пользуясь формулой:

$$K_{\phi} = \frac{Q}{F}$$

где  $Q$  – объём профильтрованной воды,  $F$  – площадь кольца.

При наличии грунтовых вод в трещиноватом скальном массиве проводятся нагнетания воды в скважины диаметром 110 мм по мере их углубления. Углубление скважин осуществляется последовательным бурением участков (интервалов) длиной 5-10 м. После прохождения каждого интервала он подвергается опробыванию нагнетанием. Для этого в скважине над забоем (дном) на высоте равной длине интервала устанавливается и затем разжимается тампон, изготовленный из прочного, эластичного и водонепроницаемого материала. Под тампон подаётся под давлением вода (рис.11.3). Водопроницаемость скального массива в этом случае характеризуется *удельным водопоглощением*, которое подсчитывается по формуле:

$$q = \frac{Q}{H \cdot l \cdot t}$$

где  $Q$  – расход воды при нагнетании,  $H$  – напор в метрах водяного столба, измеряемый по манометру,  $l$  – длина интервала скважины,  $t$  – длительность наблюдения за поглощением воды (от 30 до 120 мин.).

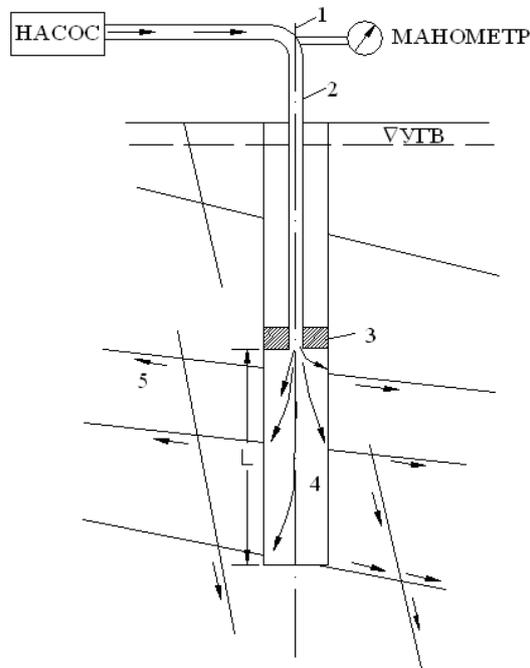


Рис.11.3. Схема нагнетания воды в скважину:

1 – ось буровой скважины; 2 – стальная труба, по которой под напором подаётся вода; 3 – резиновый тампон для изоляции интервала скважины, в который проводится нагнетание от остального створа скважины; 4 – интервал скважины длиной  $l$ , в который нагнетается вода; 5 – растекание воды по трещинам; УГВ – уровень грунтовых вод.

В отечественной практике водопоглощение при нагнетании измеряется в л/мин на 1 пог.метр скважины и на 1 м водяного столба.

В международной практике при измерении водопоглощения скальных массивов получил способ, предложенный профессором М.Люжоном. Поглощаемая вода при таком способе измеряется в единицах Люжона, которая соответствует расходу (л/мин), поглощённому на одном метре скважины диаметром 76мм при напоре 10м (1 атм.).

Между одной единицей Люжона и опытом по нагнетанию воды в пятиметровую скважину имеется следующая корреляция:

- 1 единица Люжона соответствует  $q = 5$  литров в минуту при  $e=0.1$ мм;
- 10 единиц Люжона соответствуют  $q = 50$  литров в минуту при  $e=0.2$ мм;
- 100 единиц Люжона соответствуют  $q = 500$  литров в минуту при  $e=0.5$ мм.

Здесь  $q$  – расход воды,  $e$  – ширина раскрытия трещины.

Порода, поглощающая менее одного Люжона, считается практически водонепроницаемой. Она не подлежит цементации и из неё не следует ожидать катастрофических и даже значительных притоков в выработку. Порода с удельным водопоглощением один Люжон имеет коэффициент фильтрации приблизительно равный  $K = 10^{-5}$  см/сек.

Классификация скальных массивов по водопроницаемости, принятая в нашей

стране, показана в таблице.

Таблица.. Классификация массивов горных пород по водонепроницаемости (по СНиП 2.02.02-85).

Степень водопроницаемости	Коэффициент фильтрации К, м/сут	Удельное водопоглощение q, л/мин · м <sup>2</sup>
Практически водонепроницаемые	Менее 0,005	Менее 0,01
Слабоводопроницаемые	От 0,005 до 0,3	От 0,01 до 0,1
Водопроницаемые	От 0,3 до 3	От 0,1 до 1
Сильноводопроницаемые	От 3 до 30	От 1 до 10
Очень сильноводопроницаемые	Свыше 30	Свыше 10

На геологических разрезах по каждой опробованной скважине в определённом масштабе изображается диаграмма поглощения воды (рис. 11.4).

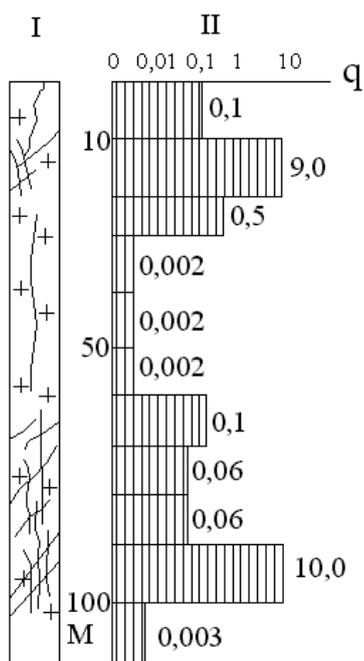


Рис.11.4. Изменение удельного водопоглощения по глубине скважины:  
I – зарисовка керна; II – график изменения q.

При строительстве крупных объектов для исследования водопроницаемости скальных массивов пробуриваются сотни скважин. Статистическая обработка этого материала позволяет выявить зоны с различной водопроницаемостью массива и получить пространственную изменчивость водопроницаемости (рис. 11.5). Эти данные служат исходным материалом для проектирования цементационных завес, дренажных скважин и других дренажных сооружений, а также используются для оценки трещиноватости при построении геомеханических и расчётных моделей скального массива.

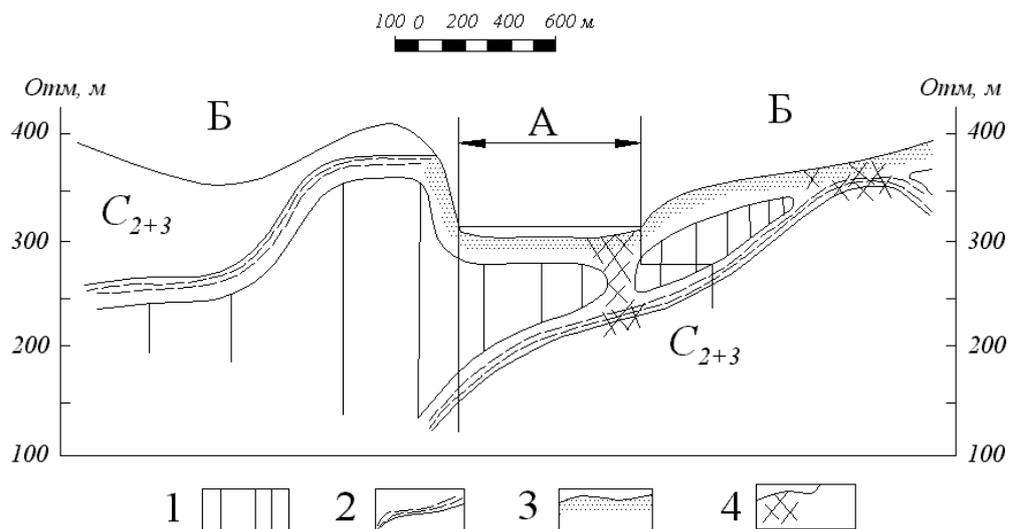


Рис. 11.5. Схема фильтрационной неоднородности интрузивного массива (силла) в основании Усть-Илимской ГЭС:

*А – участок русловой плотины; Б – участки береговых плотин; 1 – внутренняя очень слабопроницаемая часть силла, где трещины залечены кальцитом; 2 – зона повышенной водопроницаемости у контакта силла с вмещающими породами; 3 – зона высокой и неоднородной водопроницаемости, связанная с выветриванием массива у поверхности земли; 4 – зона очень высокой водопроницаемости, приуроченная к зоне повышенной трещиноватости и разрывных нарушений.*

Как уже указывалось выше, для определения фильтрационных характеристик скального массива в отдельных случаях проводят испытания в напорных галереях. Однако, учитывая высокую стоимость этих исследований, их проводят достаточно редко и стараются, как правило, совместить с исследованиями деформационных характеристик.

### Вопросы к зачёту по курсу «Механика скальных грунтов»

#### Вопросы по теме 1

1. В каком году механика скальных пород выделилась в самостоятельный раздел инженерной науки?
2. Какие причины обусловили появление этой дисциплины?
3. Дайте определение понятиям ненарушенная горная порода и скальный массив.

#### Вопросы по теме 2

1. Как различают породы по минералогическому составу? Назовите важнейшие группы породообразующих минералов и типы горных пород по характеру механических связей между минеральными частицами.
2. Для чего необходимы классификации горных пород? Дайте определение геологическому и геомеханическому (инженерному) видам классификаций.
3. Как классифицируются горные породы по происхождению, строению, взаимному расположению?
4. Какие характеристики относятся к физическим свойствам горных пород? Приведите основные из них расчётные формулы, необходимые для их

- определения.
5. Какие характеристики относятся к механическим свойствам горных пород? Приведите основные из них расчётные формулы, необходимые для их определения.
  6. Назовите примеры геомеханических классификаций горных пород.
  7. Классификация горных пород по М.М. Протоdjяконову.

### ***Вопросы по теме 3***

1. Как протекает процесс деформирования у горных пород при сжатии и растяжении? Чем это обусловлено? Дайте определение понятиям «касательного» и «секущего» модулей деформации.
2. Что такое тензор напряжений? Раскройте это понятие.
3. Опишите процессы гидростатического и девиаторного сжатия.
4. Что такое феноменологические и структурные модели деформирования и разрушения горных пород?
5. Опишите деформацию тела, содержащего тонкие эллиптические трещины.
6. Что такое «пиковая» и «остаточная» прочность?
7. Опишите процесс «запредельного» деформирования горных пород.
8. Как влияют на деформационные характеристики вид напряжённого состояния, скорость нагружения, температура, поровое давление?
9. Что такое «реологические свойства» горных пород (примеры), «кривая ползучести»? Приведите примеры реологических моделей горных пород.
10. Дайте определение и раскройте смысл понятий проницаемости и фильтрации.
11. Что такое ламинарное и турбулентное движение фильтрующей воды. Дайте определение критическому градиенту напора.

### ***Вопросы по теме 4***

1. Опишите испытания образцов на одноосное, двухосное и трёхосное сжатие. Как влияют форма и размер образца на результаты испытаний?
2. Дайте определение масштабного эффекта. Приведите различные точки зрения на причины, вызывающие масштабный эффект. Что такое жёсткость испытательной машины, и почему «жёсткая» испытательная машина позволяет исследовать запредельную стадию деформирования горных пород?
3. Опишите испытания образцов на растяжение.
4. Опишите испытания образцов на сдвиг.

### ***Вопросы по теме 5***

1. Что постулирует теория наибольших нормальных напряжений? Объясните недостаток данной теории.
2. Что постулирует теория наибольшей упругой деформации?
3. Что постулирует теория наибольших касательных напряжений? Суть модификации Кулона.
4. Объясните сущность теории прочности Мора.
5. В чём заключается теория разрушения Гриффитса?
6. На чём основан эмпирический критерий разрушения горных пород Хоека?

### ***Вопросы по теме 6***

1. Опишите, как осуществляется ориентирование трещины в пространстве.
2. Выделите основные положения, характеризующие нормальную деформацию трещины.
3. Выделите основные положения, характеризующие сдвиговую деформацию трещины.
4. Приведите факторы, влияющие на предельное касательное напряжение в плоскости трещины. Опишите влияние каждого фактора.
5. Что такое дилатансия и как она влияет на деформирование и прочность породного массива?
6. Приведите основные методы испытания трещин.

### ***Вопросы по теме 7***

- 1.. Раскройте суть понятия скального массива и массива горных пород  
Приведите факторы, оказывающие основное влияние на поведение массива при взаимодействии с сооружением.
2. Приведите известные классификации трещин.
3. Что такое неоднородность, анизотропия (основные понятия, классификации)
4. Опишите влияние характера залегания пород.

### ***Вопросы по теме 8:***

1. Что такое «коэффициента структурного ослабления» (обозначить диапазон его значений).
2. Опишите классификационную систему RMR.
3. Опишите классификационную систему Q.
4. В чём заключается корреляция между системами RMR и Q?
5. Достоинства и недостатки классификационных систем скального массива.
6. Понятие представительного элементарного объёма.
7. Понятие структурного блока и характерного размера.
8. Объясните, что такое критерий квазисплошности и квазиоднородности? Покажите на графиках испытания составных образцов.
9. Объясните причины, вызывающие масштабный эффект в скальном массиве. Поясните на примере кривой масштабного эффекта.
10. Назначение инженерно-геологической модели.
11. Принципы построения геомеханической модели.
12. Факторы, определяющие построение расчётной схемы.

### **Вопросы по теме 9**

1. Опишите три подхода к определению аналитическим путём деформационных свойств скального массива.
2. Приведите и поясните диаграмму деформирования фрагмента, сложенного из гипсопесчаных блоков, при двухосном сжатии  $y_i=f(e_i)$ .
3. Изложите методику изучения свойств масштабно-неоднородных горных массивов, основанную на способе математического моделирования.
4. Приведите эмпирические зависимости, полученные с использованием систем RMR и Q для оценки модуля деформации массива. Раскройте понятие геологического индекса прочности(GSI).
5. Расскажите о прочности трещиноватых скальных массивов (случай одиночной, двух и более трещин).
6. Критерий Кулона- Мора при расчёте взаимодействия инженерных сооружений со скальным массивом (значения, формулы).
7. Как трансформируется критерий Хоека для скальных массивов?

### **Вопросы по теме 10**

1. Факторы, влияющие на способность скального массива деформироваться при приложении нагрузки.
2. Как подразделяются методы определения деформационных свойств скального массива в полевых условиях?
3. Расскажите о методах статического определения показателей деформируемости скальных массивов в полевых условиях.
4. Расскажите о методах определения прочностных характеристик скальных массивов (суть методов, принципиальные схемы, основные закономерности).
5. Сущность определения деформационных характеристик скального массива динамическим методом. Корреляция между «статическими» и «динамическими» характеристиками.
6. В чём заключается определение природного напряженного состояния при использовании гипотезы Гейна?
7. Факторы, влияющие на формирование природного напряжённого состояния.
8. Как учитывается природное напряжённое состояние в отечественной практике?

### **Вопросы по теме 11**

1. Понятия «первичной» и «вторичной» фильтраций. Основные факторы влияния.
2. Уравнения, используемые для подсчёта расходов воды, протекающих по трещине (тип Пуазейля и тип Блазиуса).
3. Расчёт фильтрации через сеть параллельных трещин (основные уравнения и зависимости).
4. Численные методы, используемые при фильтрационных расчётах.
5. Методы исследования водопроницаемости скальных массивов, доступных для гидравлических исследований (суть методов принципиальные схемы, основные закономерности).

## **Выполнение Курсовой работы**

При выполнении курсовой работы студент может воспользоваться имеющейся в кафедральном вычислительном классе лицензионной программой Z\_Soil версий 6, 7 или скачать с сайта разработчика находящуюся в свободном доступе студенческую версию программы Z\_Soil (<http://student.zsoil.com/>).

**Целью выполнения курсовой работы** является обучение навыкам проектирования и расчета подземных сооружений, а также методам оценки влияния, оказываемого возведением сооружения, с учетом выбранной технологии и строением вмещающего массива.

Компьютерная программа Z\_SOIL.PC, основанная на методе конечных элементов и разрабатываемая с 1982 года фирмой ZACE Services Ltd. в г. Лозанне (Швейцария), является результатом длительного тесного творческого сотрудничества Швейцарского федерального технологического института, Краковского технологического университета, Калифорнийского технологического института и частных проектных и исследовательских фирм, работающих в области геотехнического строительства. Этот программный продукт является постоянно обновляющимся инженерным продуктом, направленным на решение большинства геотехнических задач. Он позволяет учитывать свойства грунтов и конструкционных материалов, последовательность возведения сооружений, решать гидростатические и реологические задачи и т.д. с реализацией расчета на персональных ЭВМ.

### **Исходные данные для проектирования, объем и состав курсовой работы**

Курсовая работа выполняется по индивидуальному заданию. Она включает компьютерное моделирование подземной части сооружения совместно с вмещающим массивом.

Результаты оформляются в виде расчетно-пояснительной записки (25-30 с. формата А4).

В записке приводятся текстовый материал и рисунки, включающие:

- исходные данные для проектирования;
- описание выбранного технологического решения и его обоснование;
- краткое описание применяемой методики и используемой модели;
- полученные результаты в графическом виде с их анализом и вывод, включающий оценку принятого технологического решения на основании сравнения полученных величин с нормативными.

Записка должна иметь правильно оформленный титульный лист и содержать список использованной студентом нормативно-технической литературы (СП, учебники, статьи и т.д.).

Выполнение курсовой работы можно разделить на несколько этапов.

## **1. ПОДГОТОВИТЕЛЬНЫЙ ЭТАП**

### **Описание возводимого сооружения**

В качестве примера рассмотрим возведение условного сооружения (25x50 м, шаг колонн – 5 метров), имеющего 2 подземных (высотой 2,5 м) и 14 надземных этажей, возводимого в черте городской застройки на расстоянии 10 метров от существующего 10-этажного жилого дома, относящегося ко II категории состояния. Решение рассматривается в разделе 2.

### **1.1. ВЫБОР КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ СХЕМЫ**

Исходя из того, что глубина котлована составляет 7,2 метра (с учетом толщин перекрытий и фундаментной плиты) и грунтовые воды отсутствуют, принимаем в качестве временных ограждающих конструкций ограждение из труб Ø325x10 с шагом 1 метр. Отрывку котлована проведем в два этапа с установкой одного яруса распорных конструкций из труб Ø426x10 с шагом 5 метров. Первый ярус котлована отрывается до отметки -3,2 метра, распорка устраивается на отметке -2,7 метра.

## 1.2. ВЫБОР РАСЧЕТНОЙ ОБЛАСТИ

Приступая к выполнению курсовой работы, необходимо ознакомиться со всеми разделами исходных данных, приведенных в задании, и проанализировать прилагаемые описание возводимого сооружения и инженерно-геологические условия.

Выбор расчетной области производится из условия отсутствия перемещений на границе. Для предварительной оценки величины возможной зоны влияния воспользуемся рекомендациями п. 9.36 СП 22.13330.2011.

В соответствии с рекомендациями СП 22.13330.2011 ориентировочные значения радиуса зоны влияния  $r_{зв}$  в зависимости от метода крепления котлована и его глубины принимаются:

- $5H_k$  при использовании для ограждения "стены в грунте" и креплением анкерными конструкциями;
- $4H_k$  при ограждении завинчивающимися сваями с распорками;
- $3H_k$  при использовании "стены в грунте" с креплением распорками;
- $2H_k$  при использовании "стены в грунте" под защитой верхнего перекрытия.

Исходя из возможности изменения предварительно выбранного технологического решения, принимаем максимальную величину зоны влияния, равную  $5H_k$ .

*Боковую границу расчетной области относим от сооружения на  $5H_k$ , что с учетом толщины перекрытий и фундаментной плиты составит*

$$r_{зв} = ((2,5 + 0,2) \cdot 2 + 0,8) \cdot 5 = 31 \text{ м.}$$

Для определения величины расчетной зоны ниже залегания фундаментной плиты воспользуемся рекомендациями СП 22.13330.2011.

Определение мощности сжимаемой толщи под подошвой плитного фундамента производится согласно прил. Г СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» по схеме линейно-деформируемого слоя. Толщина линейно-деформируемого слоя принимается до кровли грунта с модулем деформации  $E \geq 10 \text{ МПа}$  ( $100 \text{ кгс/см}^2$ ) и вычисляется по формуле:

$$H = (H_0 + \psi b) \cdot k_p, \quad (1.1)$$

где  $H_0$  и  $\psi$  принимаются, соответственно, равными для оснований, сложенных: пылеватоглинистыми грунтами – 9 м и 0,15; песчаными грунтами – 6 м и 0,1;

$k_p$  – коэффициент, равный 0,85 при среднем давлении под подошвой фундамента  $p = 150 \text{ кПа}$  ( $1 \text{ кгс/см}^2$ ); 1,2 при  $p = 500 \text{ кПа}$  ( $5 \text{ кгс/см}^2$ ), а при промежуточных значениях – по интерполяции.

Если основание сложено пылеватоглинистыми и песчаными грунтами, значение  $H$  определяется по формуле

$$H = H_s + h_{cl}/3, \quad (1.2)$$

где  $H_s$  – толщина слоя, вычисленная по формуле (1.1) в предположении, что осно-

вание сложено только песчаными грунтами;

$h_{cl}$  – суммарная толщина слоев пылевато-глинистых грунтов в пределах от подошвы фундамента до глубины, равной  $h_{cl}$  – значению  $H$ , вычисленному по формуле (1.1) в предположении, что основание сложено только пылевато-глинистыми грунтами.

Значение  $H$ , вычисленное по формулам, должно быть увеличено на толщину слоя грунта с модулем деформации  $E < 10$  МПа ( $100 \text{ кгс/см}^2$ ), если этот слой расположен ниже  $H$  и толщина его не превышает  $0,2H$ . При большей толщине слоя такого грунта, а также если вышележащие слои имеют модуль деформации  $E < 10$  МПа ( $100 \text{ кгс/см}^2$ ), расчет деформаций основания выполняется по расчетной схеме линейно деформируемого полупространства.

При давлении под подошвой фундамента  $p = (14 + 2) \cdot 1500 \text{ кгс/м}^2 = 2,4 \text{ кгс/см}^2$ .

$$H = (6 + 0,1 \cdot 50) \cdot 0,94 = 10,34 \text{ м};$$

$$H = 10,34 + 8,3/3 = 13,11 \text{ м}.$$

Таким образом, принимаем нижнюю границу расчетной области, выходящую за величину сжимаемой толщи, равной 13,5 метра.

### 1.3. ОПИСАНИЕ ПРИМЕНЯЕМЫХ МАТЕРИАЛОВ И МОДЕЛЕЙ

Ввод параметров используемых в проекте материалов осуществляется в диалоговом окне *Materials* (Материалы) (рис. 1).

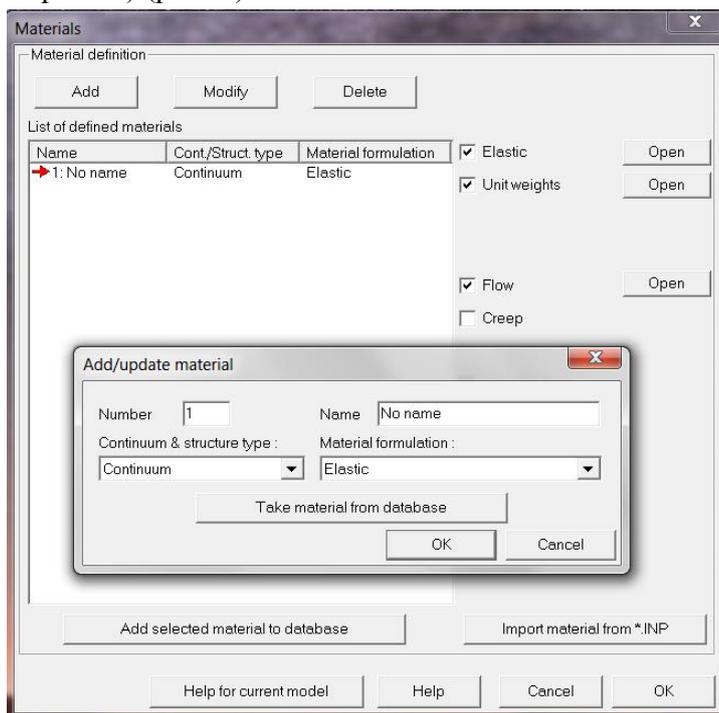


Рис. 1. Окно создания и изменения свойств материалов.

Верхняя часть окна *Materials* предназначена для добавления новых и изменения существующих материалов. Возможно выполнение следующих функций:

*Add material* - «Добавить материал» – добавляет новый материал в список

*Modify* - «Изменить» – изменяет свойства материала, включая возможность изменить тип материала и выбрать соответствующую модель

- *Continuum & Structure type* - Определяется тип материала. Задается сплошной материал, элементы конструкций, такие как балки, мембраны, контакты и др.

- *Material formulation* - Выбор модели материала для принятого типа элементов

*Delete* - «Удалить» – удаляет выбранный материал (помечен красной стрелкой)

Правая часть окна дает возможность назначать различные характеристики у выбранного материала. Список меняется в зависимости от типа материала и выбранной модели. В частности, для сплошных элементов (*Continuum*) доступен упругий расчет и расчет по критериям Друкера-Прагера и Мора-Кулона. Необходимые параметры материалов для них представлены ниже.

**Упругая модель (Elastic)**

- упругие характеристики (модуль деформации  $E$  [кН/м<sup>2</sup>], коэффициент Пуассона  $\nu$ );

- параметры веса (удельный вес материала  $\gamma$  [кН/м<sup>3</sup>], а также удельный вес воды  $\gamma_F$  [кН/м<sup>3</sup>] и коэффициент пористости  $e_0$ );

- фильтрация (коэффициенты фильтрации Дарси  $K_x, K_y$  [м/день]).

Для расчета, использующего упругопластическую модель с разрушением по критериям Друкера-Прагера (*Drucker-Prager*) и Мора-Кулона (*Mohr-Coulomb*), кроме перечисленных вводятся дополнительные параметры нелинейности – удельное сцепление  $c$  [кН/м<sup>2</sup>] и угол внутреннего трения  $\phi$  [°].

**Критерий Мора-Кулона (Mohr-Coulomb)**

Критерий прочности Мора-Кулона обычно используется для анализа несущей способности грунтовых массивов. При нагружении грунты работают преимущественно на сдвиг по поверхности с наименьшей несущей способностью. Поэтому сдвиговая прочность является определяющей прочностной характеристикой для грунтов. Разрушение реализуется в тот момент, когда величина сдвигового (касательного) напряжения достигает предела прочности грунта на сдвиг. Поэтому связь между нормальными напряжениями  $\sigma$  и касательными напряжениями  $\tau$  является критерием прочности для грунтов (рис. 2).

$$|\tau| = \sigma_n \tan \phi + c, \quad (1.3)$$

где  $c$  – сцепление,  $\phi$  – угол внутреннего трения.

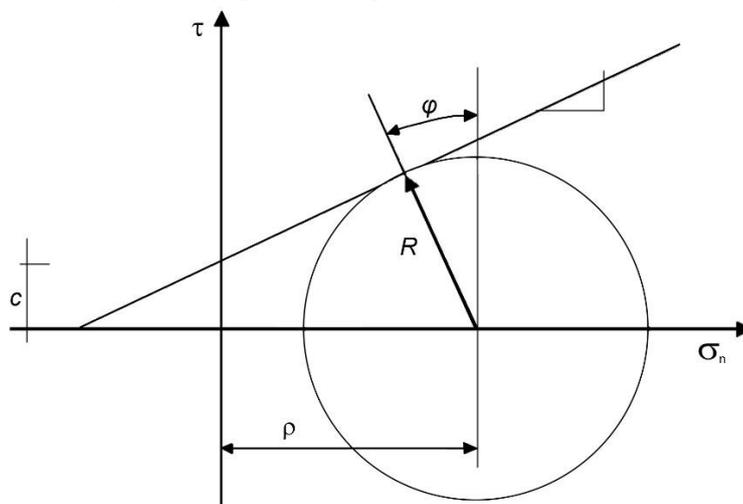


Рис. 2. Графическое изображение критерия Мора-Кулона.

### Критерий Друкера-Прагера (Drucker-Prager)

Для использования в расчетах численными методами наиболее удобным и часто используемым критерием является критерий Друкера-Прагера. Это объясняется тем, что в графической форме он представляет собой конус, то есть лишен линий перегиба, как, например, критерий Мора-Кулона (см. рис. 3). Математически критерий Друкера-Прагера записывается следующим выражением:

$$F(\sigma) = \alpha_{\phi} I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0, \quad (1.4)$$

где  $I_1, J_2$  – инварианты напряжений;

$\alpha_{\phi}, k$  – являются функциями двух параметров материала  $\phi$  и  $c$ , полученных экспериментальным путем.

Возможны три варианта расположения конуса, описывающего критерий, по отношению к пирамиде критерия Мора-Кулона. Наиболее часто, особенно в расчетах в условиях плоской деформации, рассматривается расположение конуса внутри пирамиды. Простота алгоритмизации обусловила широчайшее использование критерия Друкера-Прагера в задачах механики грунтов и механики скальных пород.

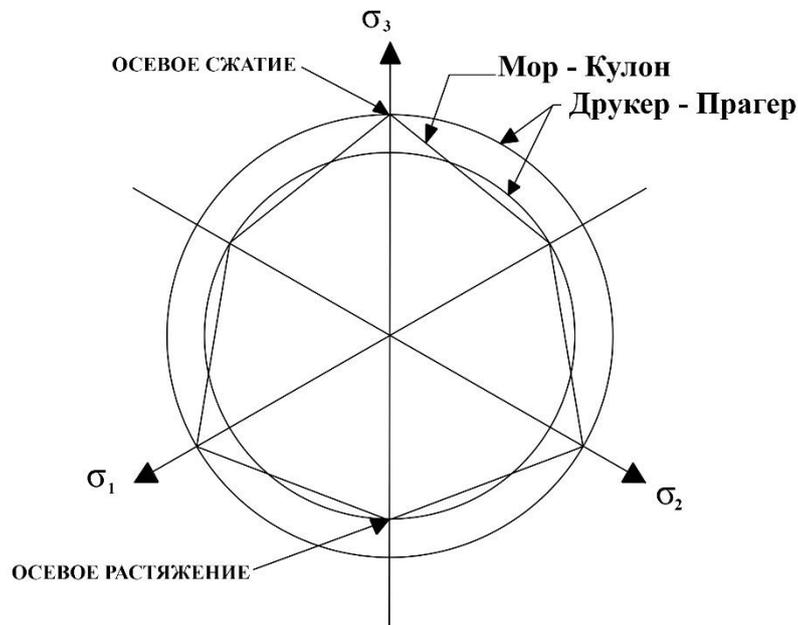


Рис. 3. Графическое изображение критериев Мора-Кулона и Друкера-Прагера.

### Критерий Хоека-Брауна (Hoek-Brown)

С помощью критерия Хоека-Брауна описывается поведение скальных пород и бетонов, т.е. хрупких материалов. Критерий основан на утверждении, что хрупкое разрушение происходит вследствие концентрации напряжений у вершин существующих в материале микродефектов. Применение его возможно как для ненарушенных пород, так и для пород, ослабленных трещинами.

Критерий Хоека-Брауна для ненарушенных горных пород представлен нелинейной зависимостью между максимальными осевыми напряжениями  $\sigma_1$ , которые способен выдержать образец, и величиной бокового обжатия  $\sigma_3$ . Зависимость может быть определена следующим параболическим законом:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1}, \quad (1.5)$$

где  $\sigma_{ci}$  – предел прочности на одноосное сжатие образца без приложения боковой нагрузки,  $m_i$  – параметр, определяемый по отношению  $\sigma_1$  к  $\sigma_3$  для каждой отдельной породы.

### **Балочный (стержневой) структурный элемент (Beams)**

Данный элемент при построении плоских сеток применяется для идеализации объемной модели здания и задания непосредственно балочных элементов. Примером может послужить моделирование с помощью стержневых элементов ограждающих конструкций котлованов (как сплошных – «стена в грунте»), так и дискретных (ограждение из металлических труб с забиркой), элементов распорной системы (расстрелы, подкосы), колонн и перекрытий здания. Создание элемента в расчетной схеме производится по двум узлам (Create → 2 nodes) либо на выбранных гранях (On edge(s)). Кроме положения в пространстве, балочный элемент характеризуется следующими параметрами:

- упругими характеристиками (Elastic) – модулем деформации  $E$  [кН/м<sup>2</sup>], коэффициентом Пуассона  $\nu$ );
- параметром веса (Unit Weights) – удельным весом материала  $\gamma$  [кН/м<sup>3</sup>];
- характеристиками сечения (Geometry) (возможны 3 варианта задания сечения – выбор из сортамента, задание линейных размеров для 8 предварительно заданных сечений и указание моментов инерции и площади вручную).

## 2. ПРИМЕР ВЫПОЛНЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ ЧАСТИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА Z\_SOIL V.6

При моделировании распорные и ограждающие конструкции, а также колонны здания будут задаваться при помощи стержневых элементов. Остальные конструкции будут задаваться элементами типа *Continuum*.

При запуске программы (рис. 4) выбирается тип задачи (*Analysis type*) плоская (*Plane Strain*).

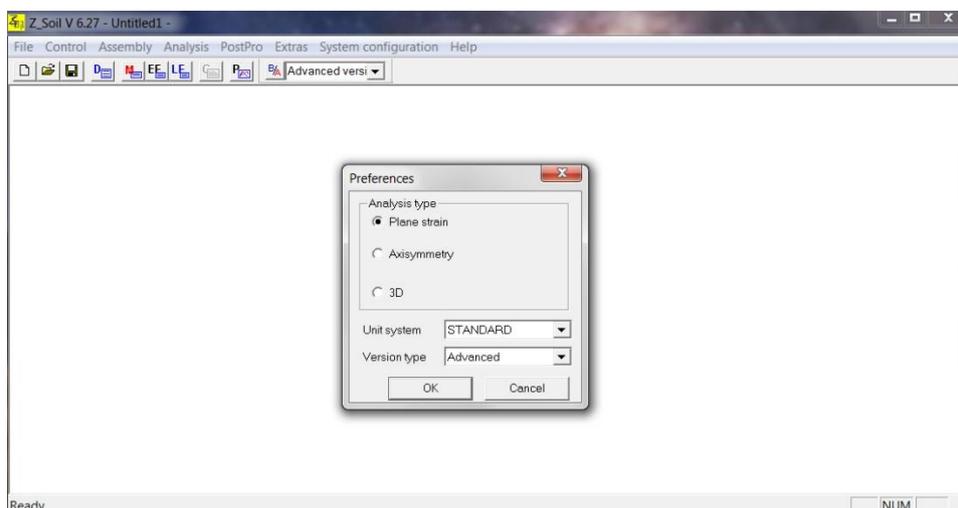


Рис. 4. Вид окна выбора режима работы программы.

Подготавливаем расчетную схему в программе AutoCAD. Вычерчиваем расчетную схему при помощи команды «*Отрезок*». Расчетная область и конструкции разделяются на укрупненные четырехугольники. При этом важно аккуратно вычерчивать пересечения с использованием привязок. При помощи команды *Boundary* создаем области, которые впоследствии станут основой последующей сетки (рис. 5).

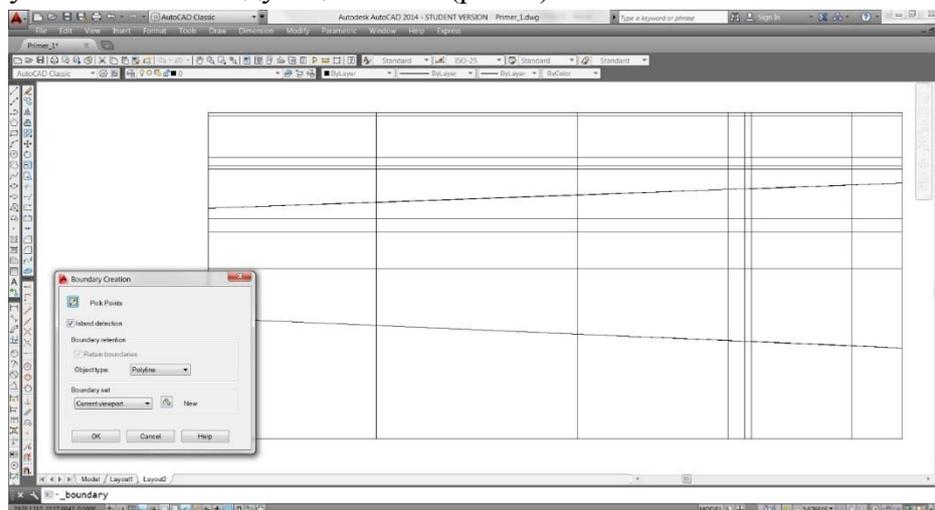


Рис. 5. Расчетная схема, подготовленная для переноса в программу Z\_Soil.

Присваиваем имя проекту, сохранив проект в выбранную папку. Для открытия окна предпроцессора и создания сетки конечных элементов выбираем *Assembly* → *Prepro 2D* (рис. 6).

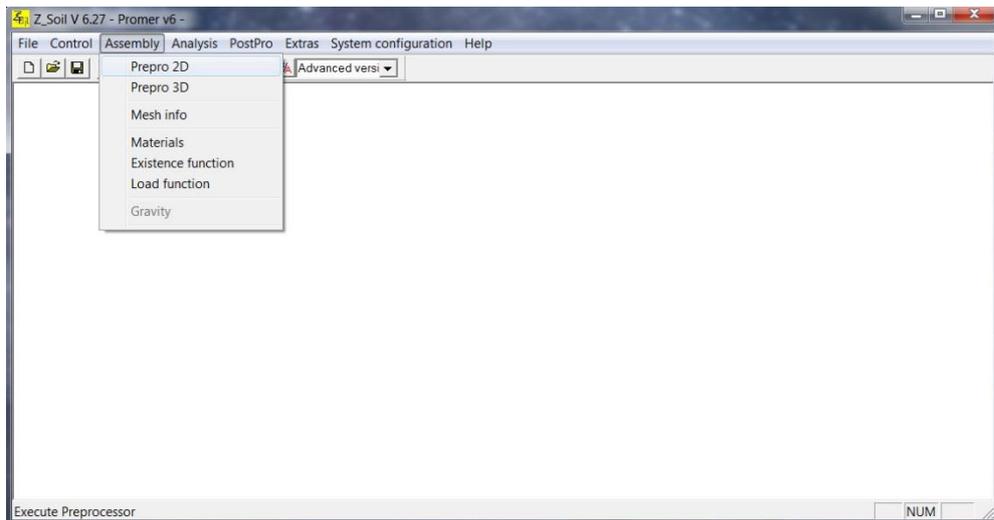


Рис. 6. Вид основного рабочего окна программы.

Для импорта заранее подготовленной расчетной схемы необходимо воспользоваться командой **Edit** → **Import \*.dxf** (рис. 7).

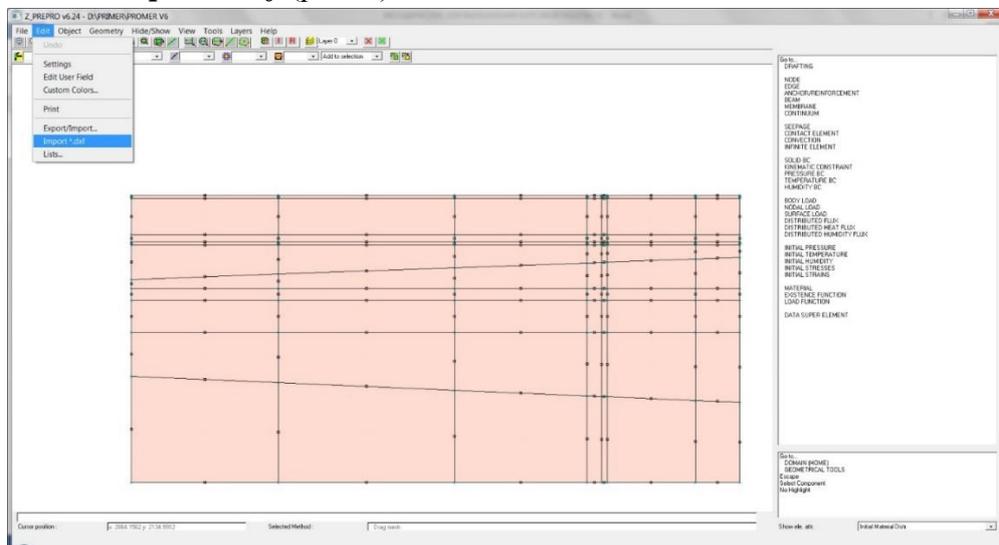


Рис. 7. Результат импорта начальной сетки из Автокада.

При помощи команды **CONTINUUM** → **Set highlighted Continuum's** → **Parameters** назначаем порядковые номера инженерно-геологических слоев (рис. 8) и последующие свободные номера присваиваем материалам для зон заменяемых элементов конструкции и обратной засыпки (рис. 9).

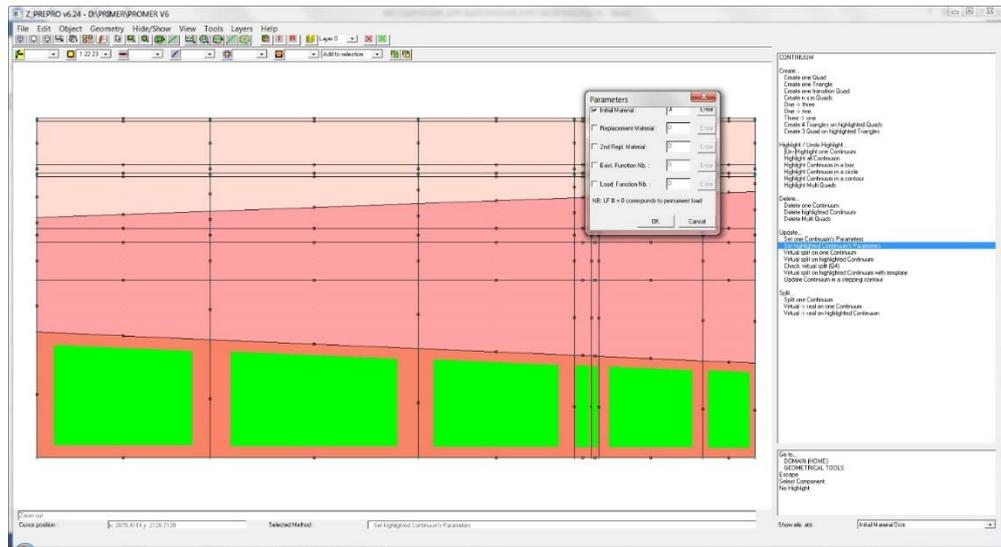


Рис. 8. Назначение инженерно-геологических элементов.

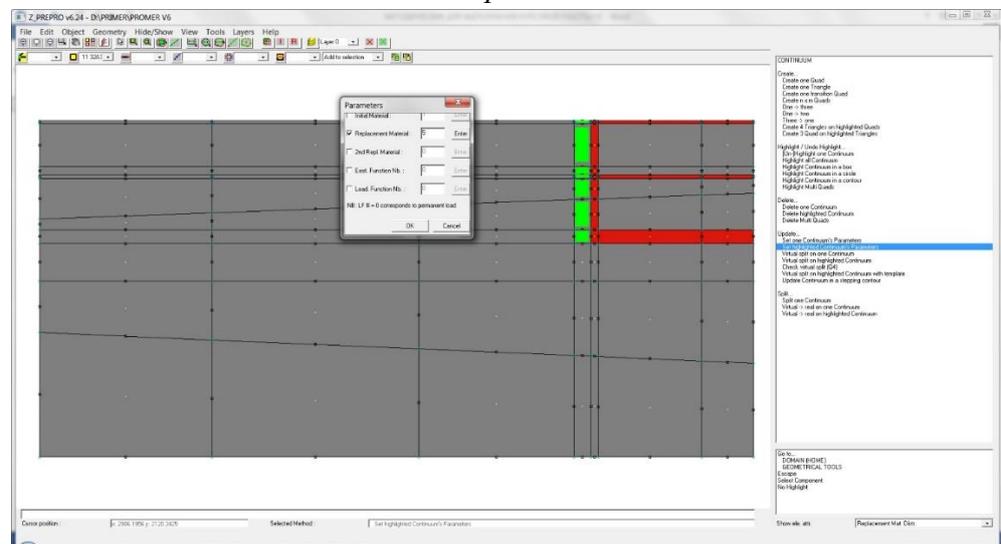


Рис. 9. Назначение свойств конструктивно-технологическим элементам.

Для задания очередности ведения работ присваиваем порядковые номера зонам сетки, для которых необходимы операции по удалению или замещению элементов. При этом номера присваиваются, начиная с «1» в свободном порядке с соблюдением правила, при котором каждой из зон элементов, над которой проводятся одновременно идентичные действия, присваивается единый номер. В случае совпадения «первой» операции и необходимости для части элементов задания другой последовательности ведения работ присваиваемые значения должны быть различны (рис. 10). Задание времени выполнения будет расписано далее.

Учитывая отсутствие информации о глубине и типе фундаментов прилегающего строения, принимаем его условно как превышающую глубину промерзания.

Далее необходимо провести дополнительное разбиение сетки, исходя из условия, что элементы, примыкающие к сооружению, должны быть меньше и увеличиваться по мере приближения к границам сетки. При «дроблении» базовой сетки необходимо учитывать, чтобы конструктивные элементы, такие как стены и перекрытия, по толщине состояли из нескольких (двух или более при необходимости) элементов.

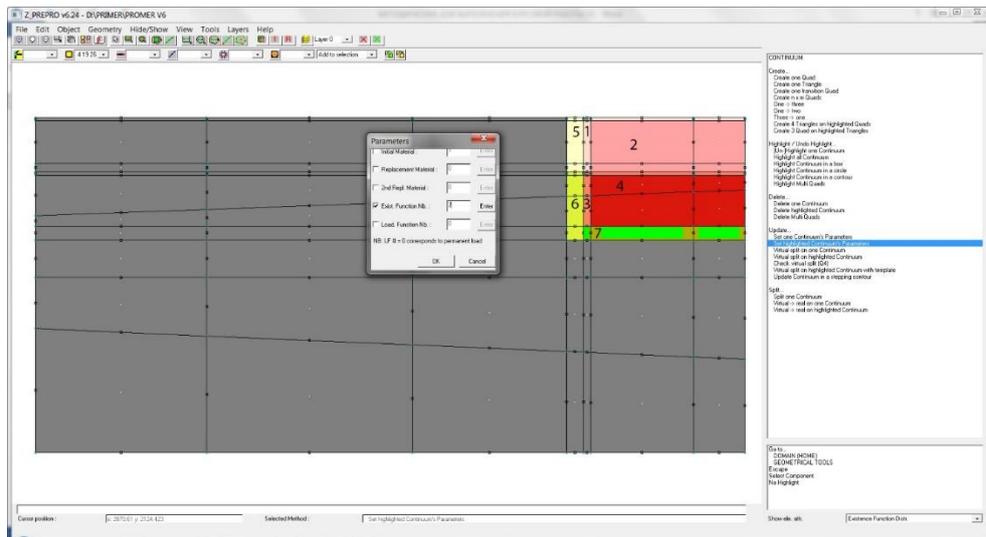


Рис. 10. Присвоение порядковых номеров по видам работ: 1 – зона конструкций 1-го подземного этажа; 2 – зона выемки грунта (1-й подземный этаж); 3 – зона конструкций 2-го подземного этажа; 4 – зона выемки грунта (2-й подземный этаж); 5 – зона обратной засыпки (верхний ярус); 6 – зона обратной засыпки (нижний ярус); 7 – зона фундаментной плиты.

Деление элементов можно проводить как поштучно, так и в соответствии с принятым алгоритмом для выделенных элементов. При выполнении данной операции для группы выделенных элементов первоначально создается виртуальная сетка **CONTINUUM** → **Virtual split on highlighted Continuum**. При этом сохраняется возможность изменения шага виртуальной сетки. В некоторых случаях возможна ситуация, когда на одном или нескольких элементах ориентация элемента не совпала с остальными. При этом их разбиение будет не совпадать с соседними. Для корректировки необходимо воспользоваться командой **Virtual split on one Continuum**, заменив значения по направлениям. При достижении желаемого результата необходимо перевести виртуальную сетку в реальную при помощи команды **Virtual** → **Real on highlighted Continuum** (рис. 11).

При возникновении необходимости дополнения уже созданного ранее фрагмента расчетной схемы можно воспользоваться инструментами, заложенными в оболочке предпроцессора программы Z\_Soil.

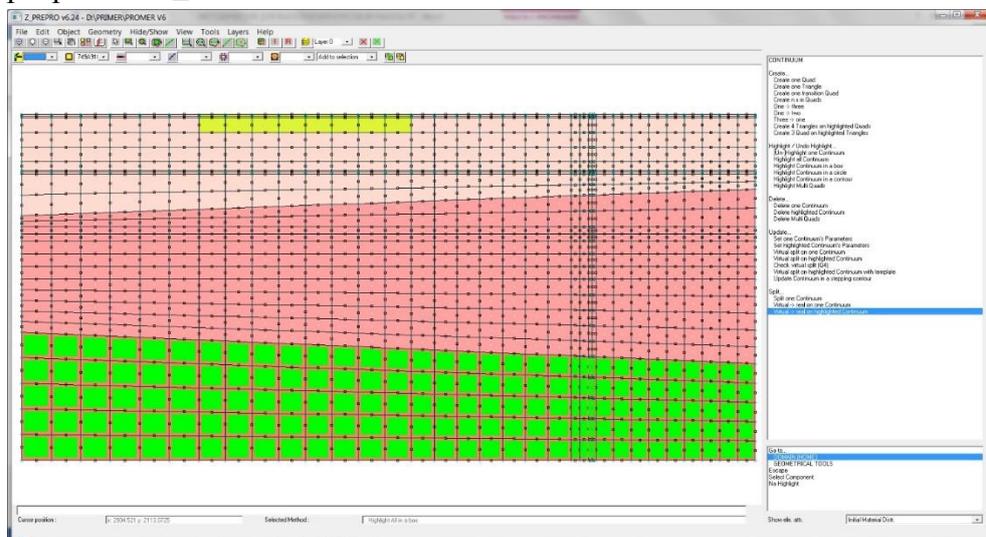


Рис. 11. Разбиение сетки до окончательного вида.

Одной из таких возможностей является создание сетки в выбранной области. При этом необходимо соблюдать правило равенства количества граней элементов на противоположных сторонах четырехугольника. В случае несоответствия количества граней на противоположных сторонах есть возможность использования переходных элементов, позволяющих разбивать элемент с соотношением сторон 1 к 3. Для создания сетки необходимо каким-либо образом выделить грань контура, в котором создается сетка, а также узлы по 4 вершинам и воспользоваться командой **GEOMETRICAL TOOLS** → **Mesh inside** (рис. 12).

Другим способом построения сетки может быть наращивание от выделенной грани. Для этого необходимо выделить какую-либо из граней и воспользоваться командой **GEOMETRICAL TOOLS** → **Extend Highlighted Edges**. В открывшемся окне необходимо указать вектор приращения, указав необходимые величины по осям X и Y с учетом направления (знака), а также требуемого количества элементов и шага регрессии. Использование шага регрессии  $> 1$  приводит к увеличению шага разбиения начиная от выделенной грани,  $< 1$  – соответственно, к уменьшению.

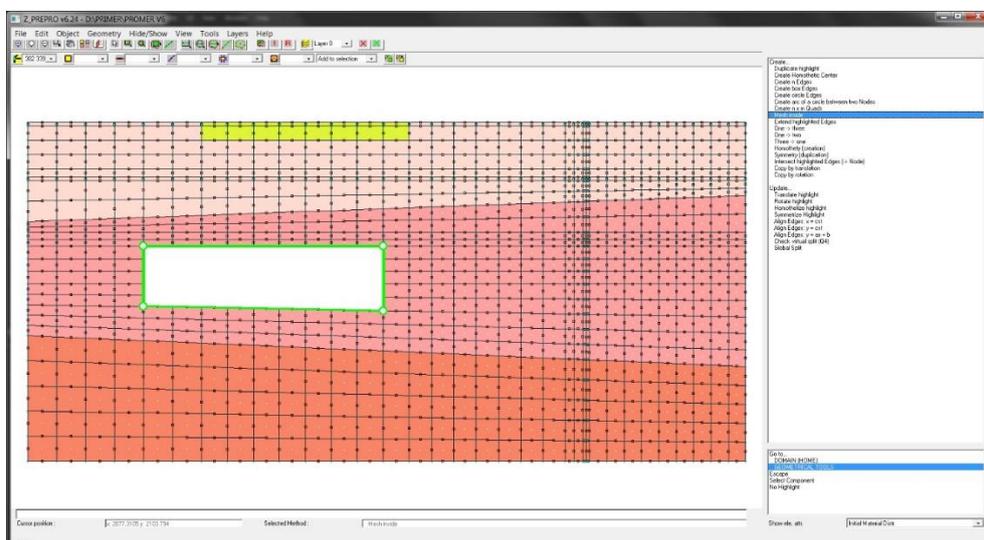


Рис. 12. Альтернативные варианты создания сетки.

После подготовки основной сетки необходимо создать стержневые элементы для ограждающих, распорных и конструктивных (колонны) элементов. Для этого необходимо воспользоваться командой **BEAM** → **Create one Beam** – для создания стержневого элемента между двумя узлами (в случае создания подкоса или распорки) или командой **BEAM** → **Create Beam on Highlighted Edges** – для создания стержневых элементов на выделенной грани (рис. 13). Далее при необходимости можно изменить характеристики стержневых элементов при помощи команды **BEAM** → **Set one Beam Parameters** или разделить стержневой элемент командой **BEAM** → **Split one Beam** на несколько частей.

Следующим шагом необходимо сформировать граничные условия. Для этого переходим в меню **SOLID BC** и при помощи команды **SOLID BC** → **Create box-Shaped Solid BC** создаём стандартное закрепление сетки (рис. 14).

В случае если у части боковой грани будут отсутствовать закрепления, необходимо проверить правильность задания координат граничных узлов. Отсутствие стандартного закрепления свидетельствует о том, что один или несколько узлов выступают за общую грань.

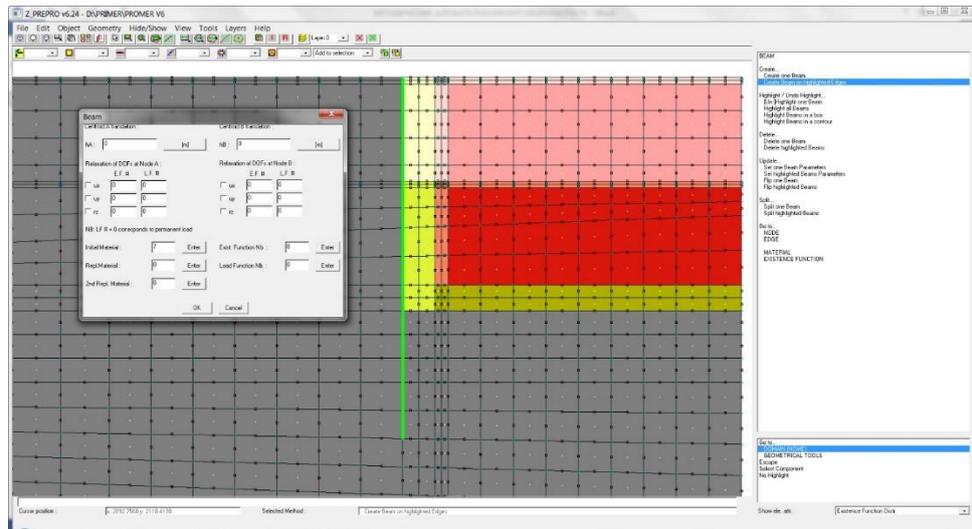


Рис. 13. Создание стержневых элементов.

В случае необходимости закрепления какого-либо узла или группы узлов могут быть изменены при помощи команды **SOLID BC** → **Update Solid BC on one Node**. Подобная операция может пригодиться в случае изменения закрепления в месте установки распорки.

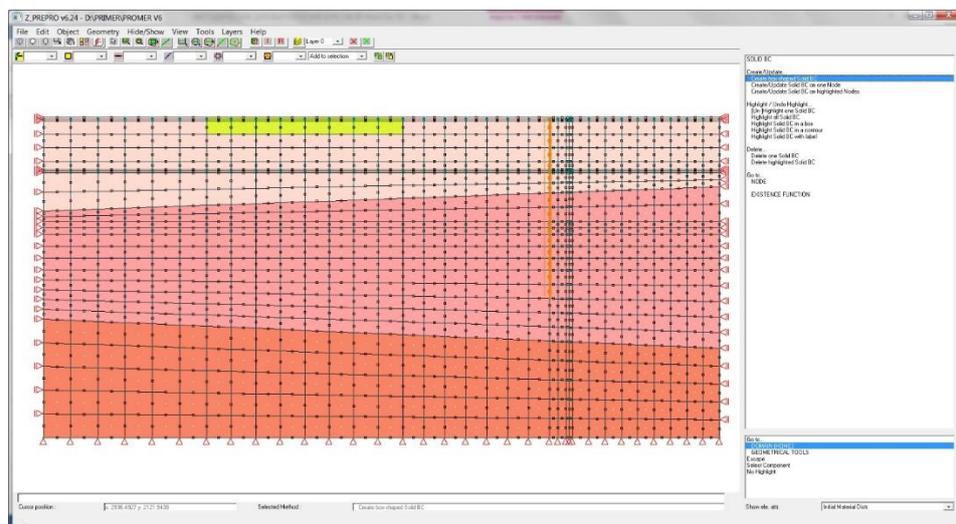


Рис. 14. Создание закрепления.

Далее прикладываем эквивалентные нагрузки от верхних частей строений:

- нагрузку к фундаменту существующего здания. Прикладывается из расчета на 1 пог. м из условия  $15 \text{ кН/м}^2$  с каждого этажа здания. Для приложения нагрузок необходимо воспользоваться командой **SURFACE LOAD** → **Create one SL (pressure)**.

- нагрузку к строящемуся сооружению необходимо задавать с использованием функции нагружения, позволяющий изменять величину нагрузки по времени (рис. 15). Нагрузка от не моделируемого верхнего строения передается на стены и колонны, с учетом их геометрических размеров.

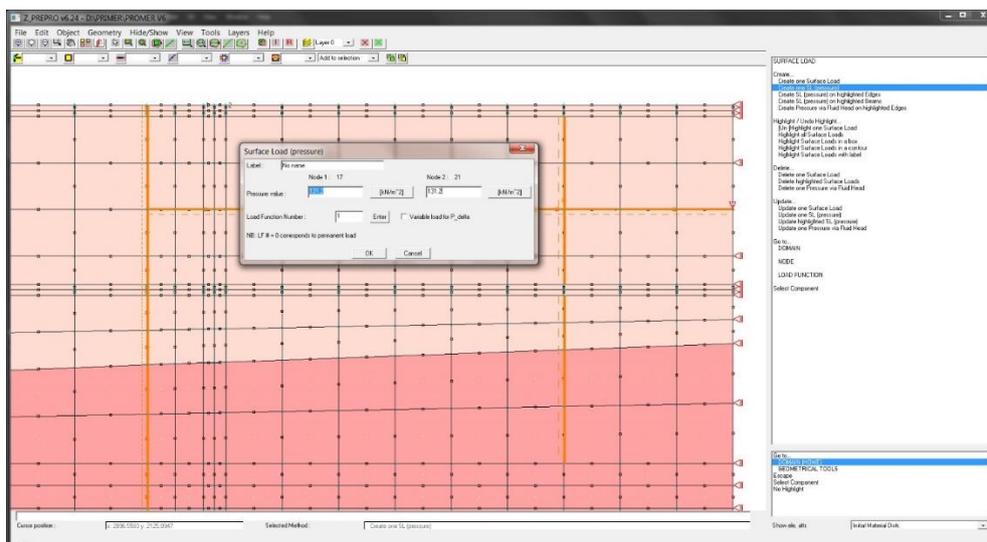


Рис. 15. Приложение нагрузки.

Следующим шагом в создании расчетной схемы будет задание прочностных и деформационных характеристик для всех задействованных материалов (рис. 16). Задание характеристик материалов возможно из основного окна программы по ссылке **Assembly** → **MATERIAL**, а также и в окне предпроцессора при помощи команды **MATERIAL** → **Edit Material**. Характеристики грунтового массива принимаются из задания, а материалов конструктивных элементов – из справочников.

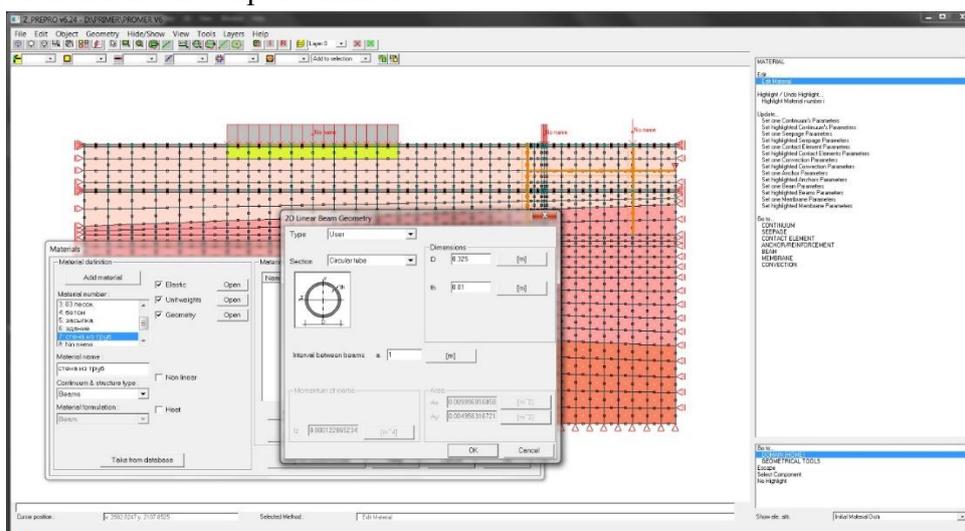


Рис. 16. Задание прочностных и деформационных свойств.

После присвоения характеристик всем материалам переходим к заданию последовательности выполнения «работ». Необходимо присвоить времена и функции существования для каждой из выделенных ранее зон и замоделированных элементов конструкции. Это возможно из основного окна программы: **Assembly** → **Existence function**, а также в окне предпроцессора: **EXISTENCE FUNCTION** → **Edit Existence function** (рис. 17).

Поскольку нагрузка от строящегося здания должна прикладываться после завершения возведения нулевого цикла и нами при задании этих нагрузок была принята функция загрузки **Load Function** = 1, необходимо задать график для данной функции. Задание возможно из основного окна программы по ссылке **Assembly** → **Load Function**, а также в окне предпроцессора **LOAD FUNCTION** → **Edit Load Function**. В качестве времени начала приложения нагрузки выбираем следующий шаг после завершения выполнения обрат-

ной засыпки (рис. 18). При этом вводимый параметр **LOAD** является коэффициентом к величине заданной нагрузки.

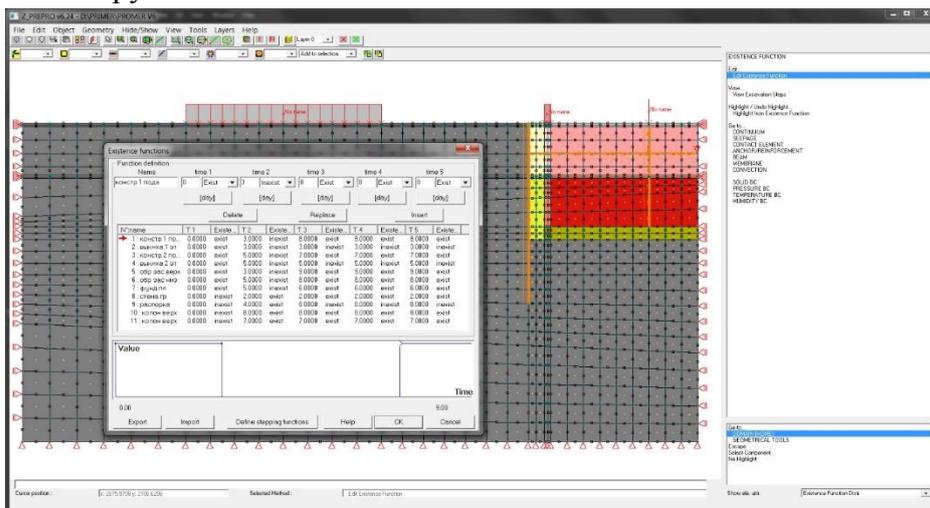


Рис. 17. Задание EXISTENCE FUNCTION.

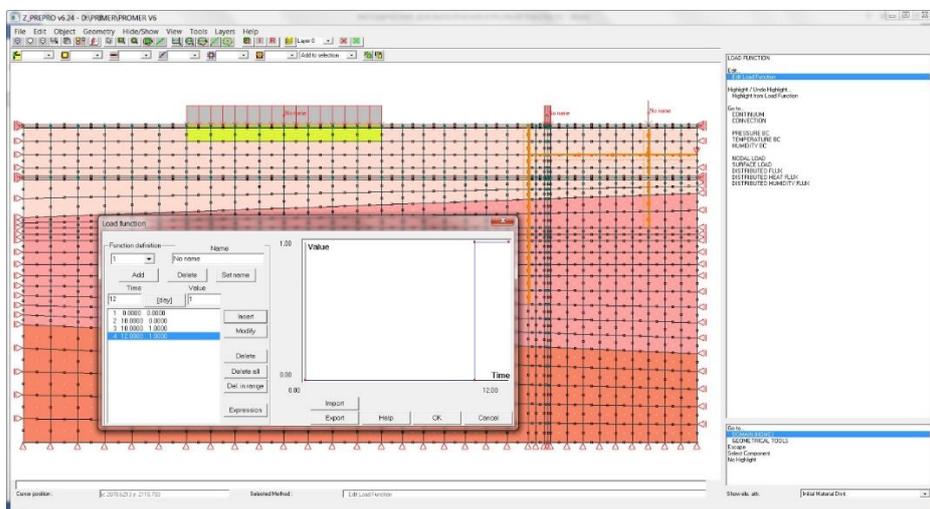


Рис. 18. Задание LOAD FUNCTION.

Для проведения расчета необходимо выбрать тип решаемой задачи, а также сформировать порядок расчета. При этом необходимо воспользоваться командой **Control** → **Analysis and Drivers** из главного окна программы **Control / Analysis and Drivers**.

В меню **Analysis** из списка можно выбрать одну из следующих постановок задачи:

- **3D** – Пространственная (доступно в студенческих версиях начиная с **Z\_SOIL.PC v.7**);
- **Plane Strain** – Плоская деформация;
- **Axisymmetry** – Осесимметричная.

Дополнительно среди типов решаемых задач (**Problem Type**) можно выбрать из:

- **Deformation** – Деформации для однофазного анализа;
- **Deformation+Flow** – Для двухфазного анализа;
- **Flow** – Однофазный анализ фильтрации;
- **Heat** – Анализ распространения температуры;
- **Humidity** – Анализ распространения влажности.

В меню **Driver** необходимо сформировать порядок расчета:

- **Initial State** – расчет начального напряженного состояния;

- **Time Dependent** – вычисление напряженно-деформированного состояния (НДС) в каждый шаг (реальный или условный) времени;

- **Stability** – добавляется при необходимости расчета коэффициента надежности в текущий момент (времени) путем последовательного уменьшения поверхности текучести либо пропорциональным возрастанием нагрузки до разрушения.

Для решения нашей задачи необходимо произвести расчет начального напряженного состояния массива **Initial State** и выполнить расчет заданной последовательности выполнения работ **Time Dependent**. Принимаем диапазон счета от 1 до 11, так как последнее действие выполнялось на времени 10 (рис. 19).

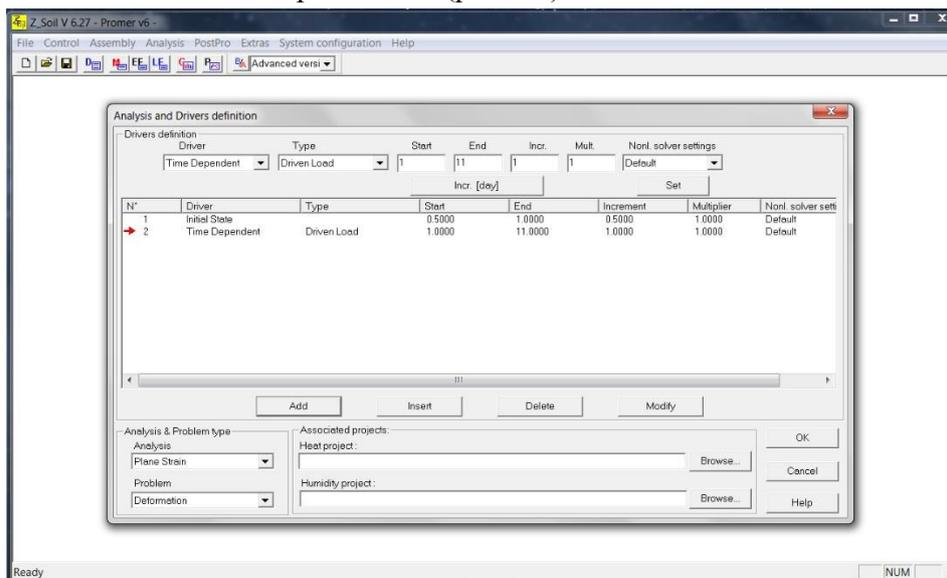


Рис. 19. Выбор типа задачи и формирование порядка расчета.

Проведя вычисление, выбрав **Analysis** → **Run Analysis** и проверив предварительную сетку, можно переходить к заданию контакт-элемента на границе ограждающей конструкции котлована и грунтового массива. Для создания контакт-элемента необходимо выделить лицевую грань элементов: **CONTACT ELEMENT** → **Highlight Element Face...** и при помощи команды **Create Contact Elem. on Highlighted Faces** создать контакт-элемент. Присваиваем ему тип материала 10 и функцию существования, аналогичную функции ограждающих конструкций (рис. 20).

Характеристики контакт-элемента можно принять в соответствии с табл. 9.1 п. 9.16 СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» (см. приложение 2).

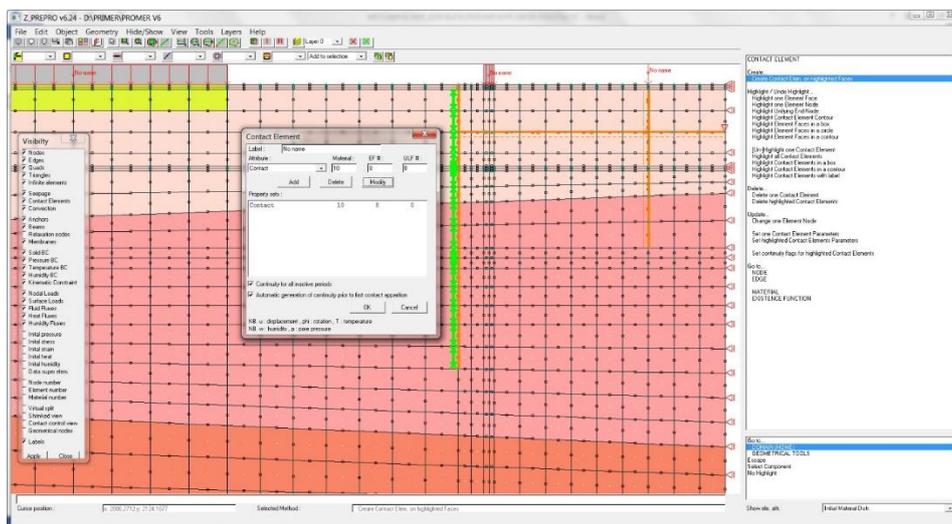


Рис. 20. Задание контакт-элемента.

Проведя вычисление, выбрав *Analysis* → *Run Analysis* в основном окне программы, можно приступить к анализу полученных результатов, запустив постпроцессор *PostPro*.

Необходимо оценить эффективность принятой ограждающей и распорной конструкции, а также правильность принятой схемы ведения работ.

Необходимо выписать величины максимальных горизонтальных перемещений ограждающей конструкции, величины дополнительных осадков и высчитать крены прилегающего строения на период отрывки котлована и завершения моделирования.

- величина максимальных горизонтальных перемещений ограждающей конструкции – 1,67 см.
- величина максимальных дополнительных осадков существующего строения на период отрывки котлована – 1,09 см.
- относительная разность осадков на период отрывки котлована  $\Delta s/L$  – 0.00042.
- величина максимальных дополнительных осадков существующего строения на период завершения моделирования – 1,84 см.
- относительная разность осадков на период завершения моделирования  $\Delta s/L$  – 0.00076.

На основании полученных результатов можно сделать вывод о том, что принятые распорная конструкция и конструкция ограждения котлована эффективны. Возведение сооружения по принятой технологической схеме возможно, и полученные величины прогнозных дополнительных осадков прилегающего строения на период завершения отрывки котлована и завершения строительства не превышает максимально допустимых значений, предусмотренных в Приложение Л СП 22.13330.2011 (приложение 1).

При оформлении отчета приводятся следующие графические материалы:

- расчетная схема (рис. 21);
- эпюра распределения перемещений на период отрывки котлована (рис. 22);
- распределение горизонтальных перемещений на период отрывки котлована (рис. 23);
- распределение вертикальных перемещений на период отрывки котлована (рис. 24);

- распределение вертикальных перемещений на период завершения моделирования (рис. 25).

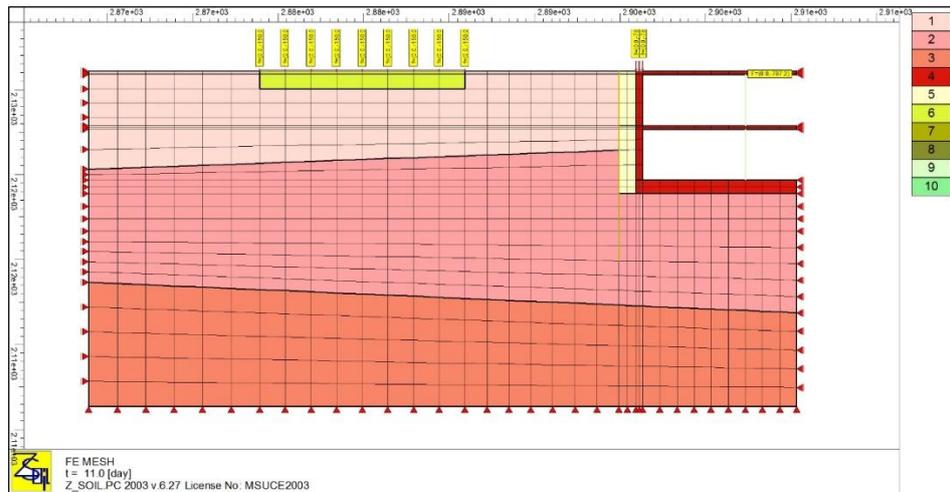


Рис. 21. Расчетная схема.

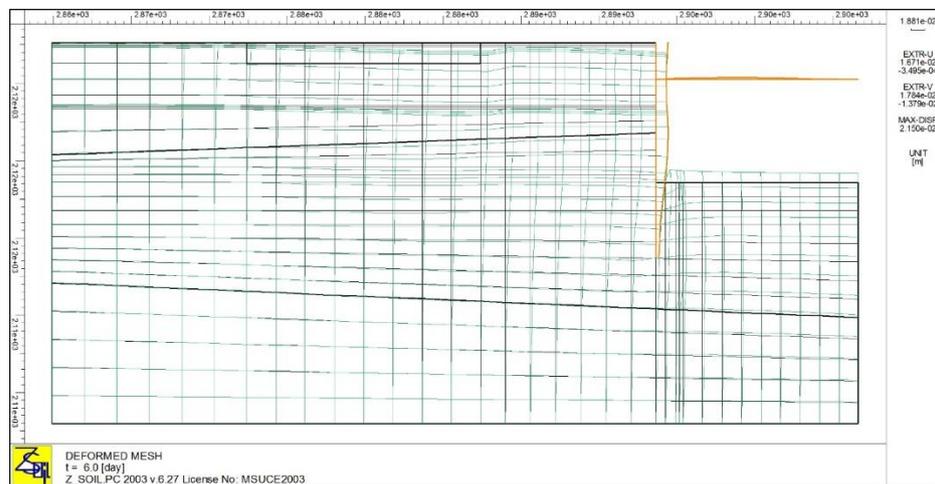


Рис. 22. Эпюра распределения перемещений на период отрывки котлована.

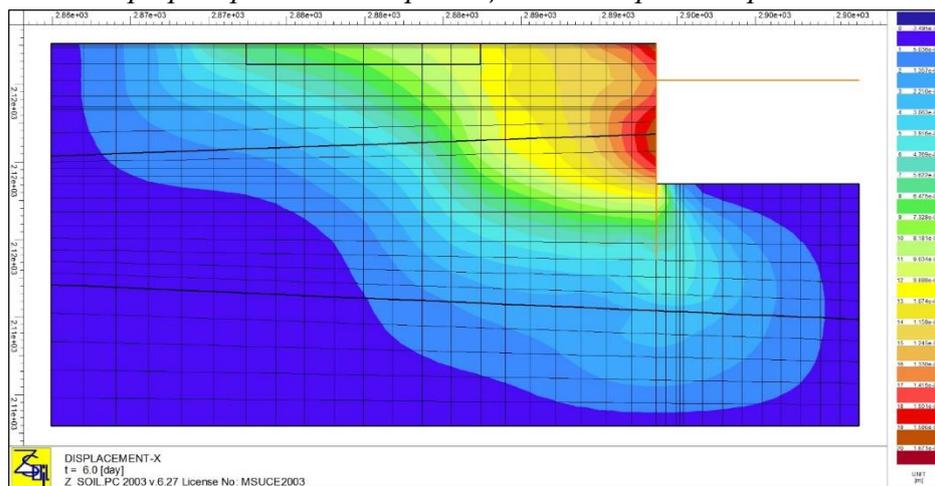


Рис. 23. Распределение горизонтальных перемещений на период отрывки котлована.

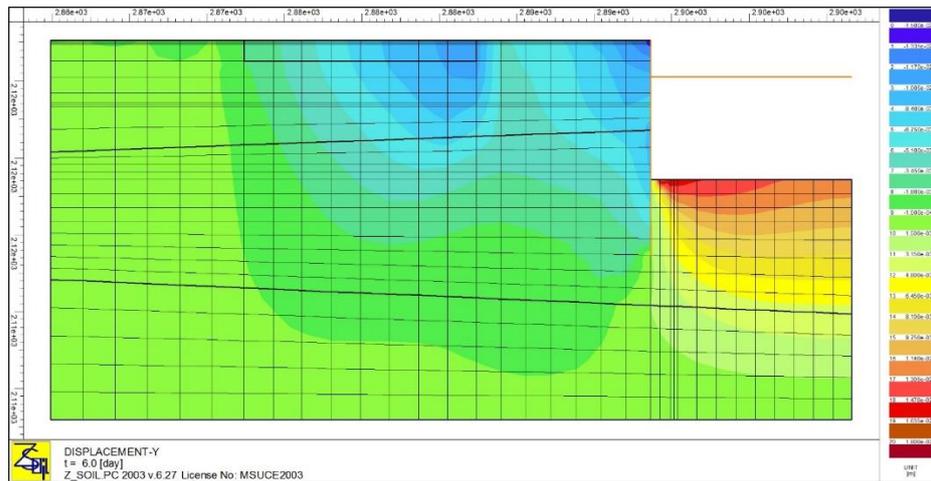


Рис. 24. Распределение вертикальных перемещений на период отрывки котлована.

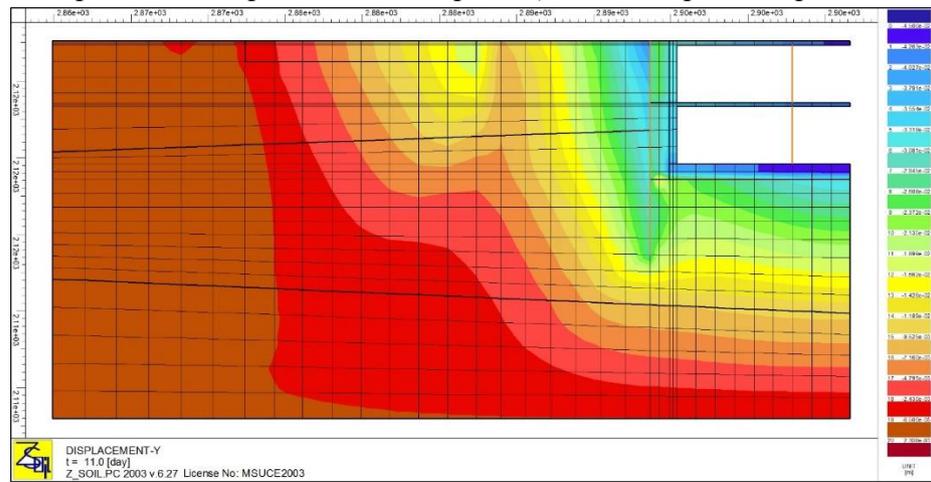


Рис. 25. Распределение вертикальных перемещений на период завершения моделирования.

### 3. ОСОБЕННОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ ЧАСТИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА Z\_SOIL V.7 – V.13

При создании иллюстраций рассмотрено использование Z\_Soil версии 13, при использовании более ранних версий возможны некоторые отклонения в интерфейсе программы при сохранении общей концепции.

При моделировании распорные и ограждающие конструкции, а также колонны здания будут задаваться при помощи стержневых элементов. Остальные конструкции будут задаваться элементами типа *Continuum*.

При запуске программы выбирается тип задачи (*Analysis type*) плоская (*Plane Strain*) (рис. 26).

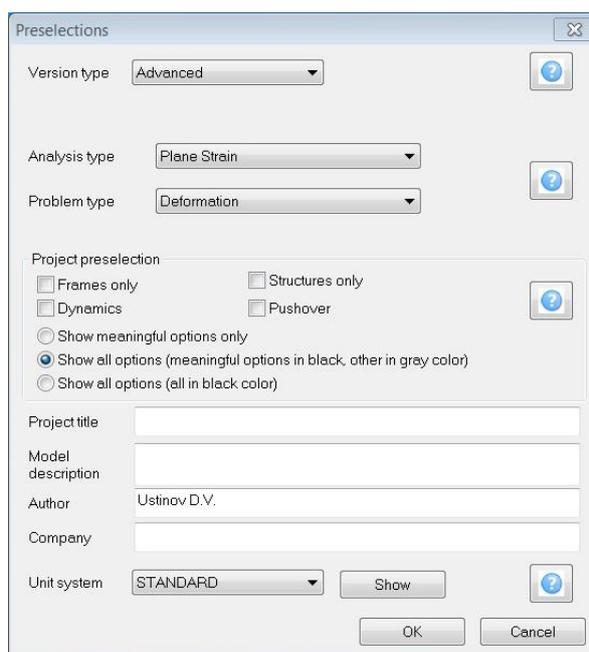


Рис. 26. Вид окна выбора режима работы программы.

В новом окне программы выбираем *Assembly* → *Preprocessing* для открытия окна предпроцессора (рис. 27).

Импортируем при помощи команды *Macro Model* → *Objects* → *Import from DXF* (рис. 29) заранее подготовленный файл из AutoCAD'a (рис. 28). Важным отличием от версии 6 является отсутствие необходимости использовать команду *Boundary* для подготовки исходного файла.

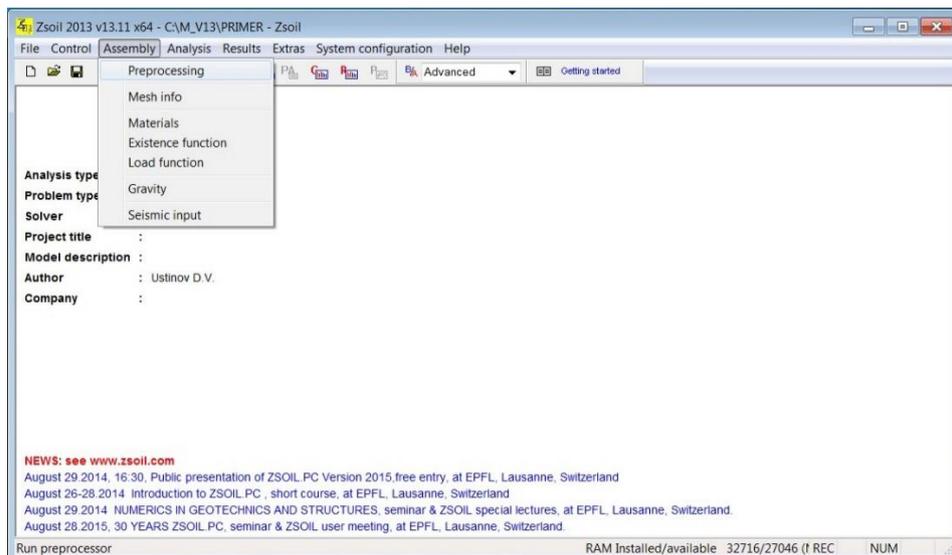


Рис. 27. Вид основного рабочего окна программы.

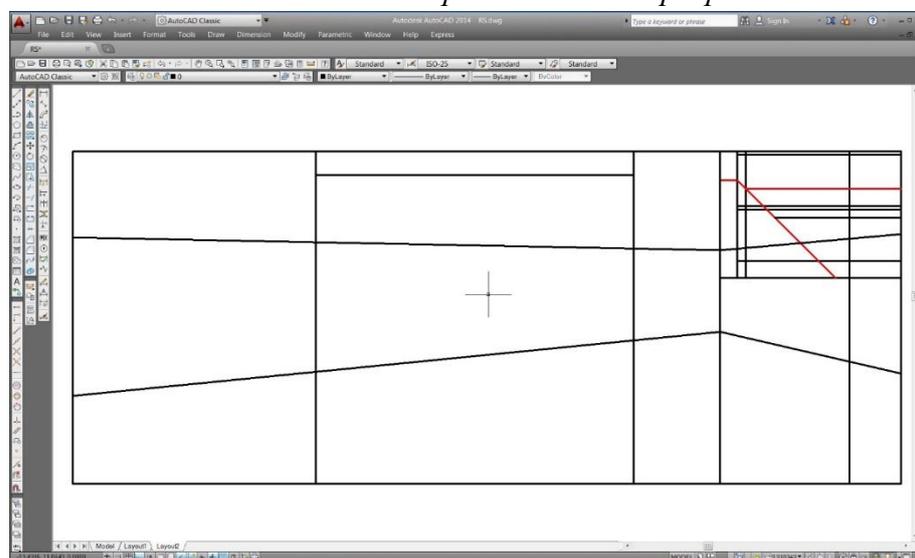


Рис. 28. Расчетная схема, подготовленная для переноса в программу Z\_Soil.

Геометрическая схема выполняется «в линиях», при этом разбивку линий в местах пересечения возможно выполнить с помощью специальной функции в Z\_Soil (см. ниже). При этом необходимо указать масштабный коэффициент, в результате применения которого необходимо получить размерность расчетной схемы «метр».

Следующим шагом в создании расчетной модели будет деление перенесенной геометрической схемы на цельные отрезки между точками пересечения линий геометрической схемы (рис. 30). Для этого необходимо выделить все элементы в модели и выполнить разбивку линий на отрезки в месте их пересечения с помощью команды **Macro Model** → **Objects** → **Intersection by object(s)**.

При этом необходимо не допускать лишних геометрических точек, образование которых возможно при неаккуратной подготовке геометрической схемы. В случае наличия лишних геометрических точек, образовавшихся в результате создания составных отрезков или при неточном пересечении нескольких отрезков в одной точке, желательно откорректировать схему в AutoCAD'е. Это позволит избежать проблем в дальнейшем.

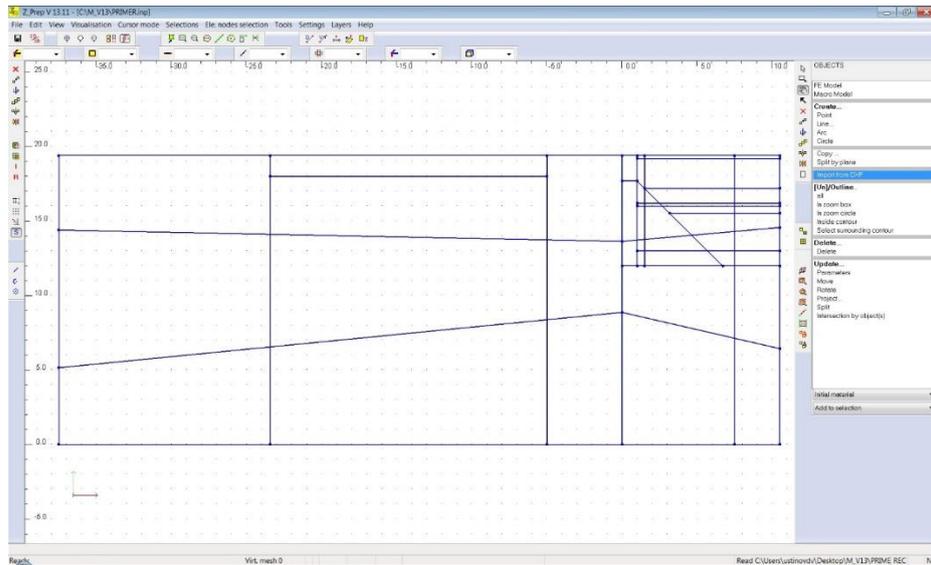


Рис. 29. Импорт начальной геометрической модели из Автокада.

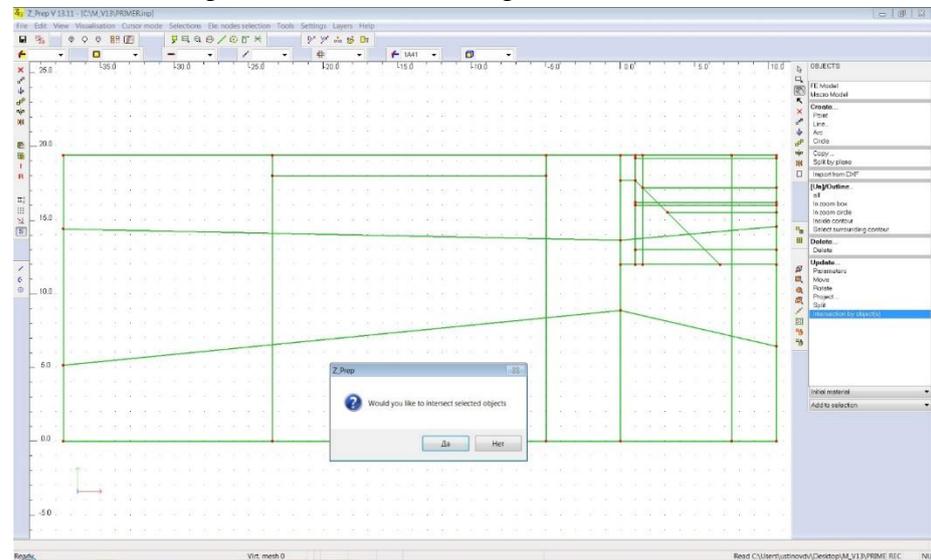


Рис. 30. Разбивка геометрической модели в местах взаимного пересечения.

После этого приступаем к созданию специальных областей – «субдоменов». Для этого с помощью команды *Macro Model* → *Subdomain* → *2D continuum inside contour* выделяем области внутри образованных отсеков (рис. 31).

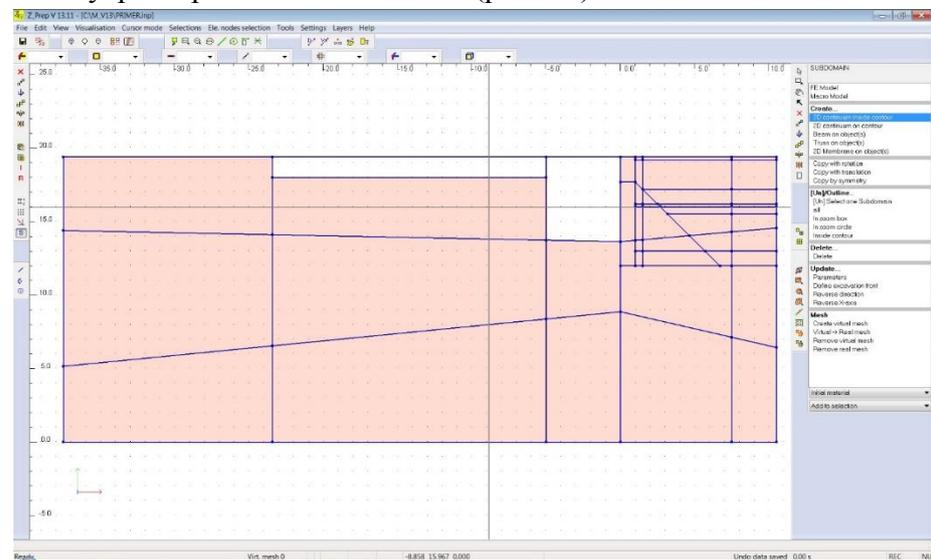


Рис. 31. Создание укрупненных элементов расчетной модели.

При помощи команды **Macro Model** → **Subdomain** → **Parameters** присваиваем порядковые номера инженерно-геологических слоев (рис. 32), последующие номера материалов элементам конструкции и обратной засыпки, а также порядковые номера зонам сетки функций существования для последующего присвоения им очередности работ (рис. 33). Выделение укрупненных элементов производится в меню **Macro Model** → **Subdomain** → **[Un]** → **Outline** различными способами, например секущей рамкой (In zoom box) или произвольным контуром (Inside contour). Одновременно с этим можно назначить время присвоенным функциям существования, добавив недостающие для будущих конструкций, или для них повторив эту операцию в дальнейшем (EXISTENCE FUNCTION). В программе Z\_Soil начиная с 12-й версии изменился интерфейс окна задания временных периодов функции существования (рис. 33). В отличие от описанной ранее методики задания, теперь необходимо задавать период активности элементов, и в случае существования элемента бессрочно ставится **INF**!

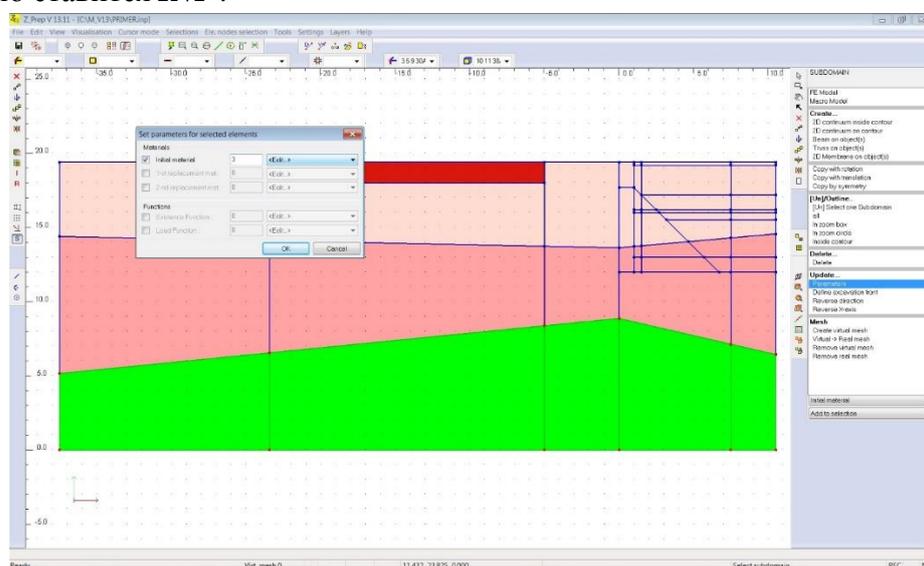


Рис. 32. Назначение инженерно-геологических элементов.

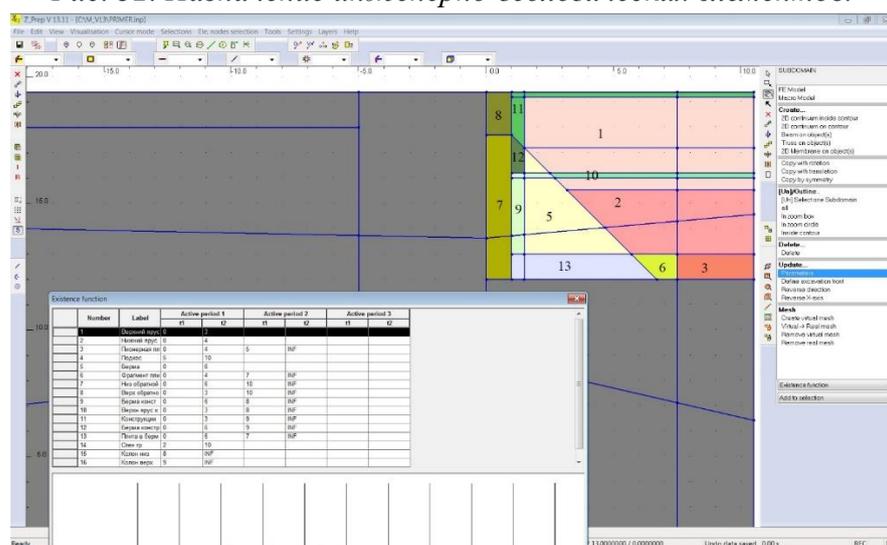


Рис. 33. Присвоение порядковых номеров по очередности работ: 1 – зона выемки грунта (1-й подземный этаж); 2 – зона выемки грунта (2-й подземный этаж); 3 – зона пионерной фундаментной плиты; 5 – зона грунта пригрузочной бермы; 6 – зона фраг-

мента фундаментной плиты; 7 – зона обратной засыпки (нижний ярус); 8 – зона обратной засыпки (верхний ярус); 9 – зона конструкций 2-го подземного этажа в зоне грунтовой бермы; 10 – зона конструкций 2-го подземного этажа; 11 – зона конструкций 1-го подземного этажа; 12 – зона конструкций 1-го подземного этажа в зоне грунтовой бермы; 13 – зона фундаментной плиты.

Далее необходимо провести разбиение предварительной «виртуальной» сетки с помощью команды **Macro Model** → **Subdomain** → **Create virtual mesh**. Если в процессе выделения области для назначения виртуальной сетки выбирается область с 4 точками, то назначение контуров происходит автоматически, и необходимо только назначить количество элементов, на которое предполагается выполнить разбиение (рис. 34). При этом необходимо помнить, что граничащие между собой элементы должны иметь общие узлы и общую грань. В некоторых случаях может понадобиться провести дополнительные действия по созданию переходных элементов типа 1 → 3. Кроме этого, существует возможность создания неструктурированной сетки (хаотичной). Данная опция значительно упрощает процесс построения сетки, но влечет сложности в обработке результатов и порой приводит к получению неадекватных результатов и возникновению проблем в процессе расчета за счет возможности создания элементов вырожденной геометрии в автоматическом режиме.

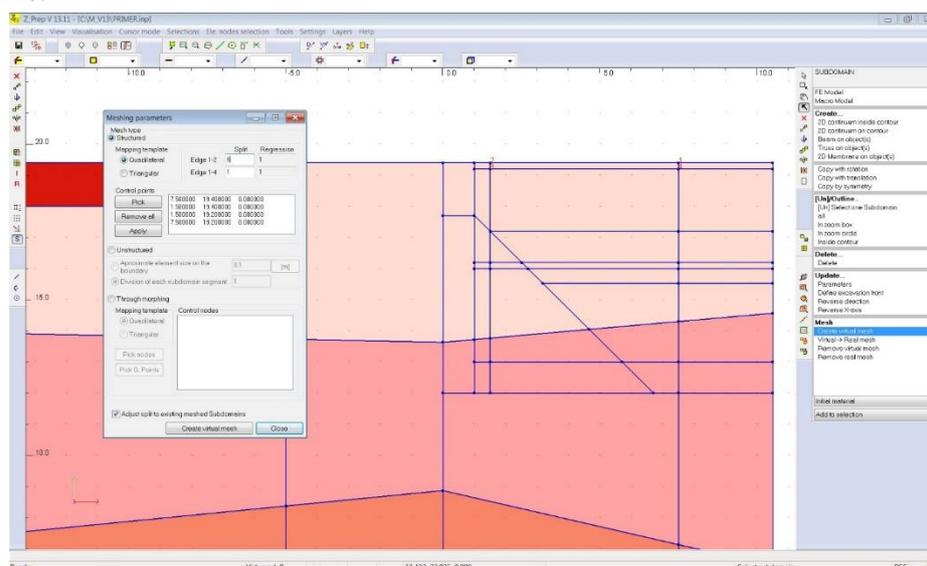


Рис. 34. Разбиение виртуальной сетки конечных элементов.

Необходимо отметить полезную особенность инструмента создания виртуальных сеток, позволяющую автоматически создавать разбиение виртуальной сетки в соответствии с уже выполненной сеткой на граничных участках при активном меню в нижней части рабочего окна «**Adjust split to existing meshed Subdomains**» (рис. 35, выделено красным).

Если выделенная область содержит в контуре более 4 точек, необходимо воспользоваться командой **Pick** и последовательно выделить «контрольные точки», являющиеся вершинами виртуального «четырёхугольника» и находящиеся в вершинах противоположных граней будущей виртуальной сетки (рис. 36).

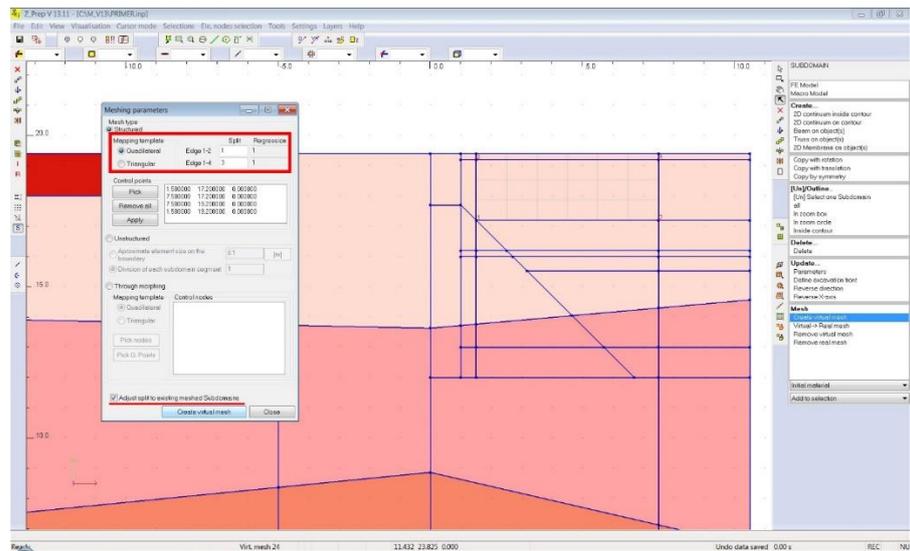


Рис. 35. Разбиение виртуальной сетки конечных элементов с подгонкой (adjust) сетки к ранее выполненной.

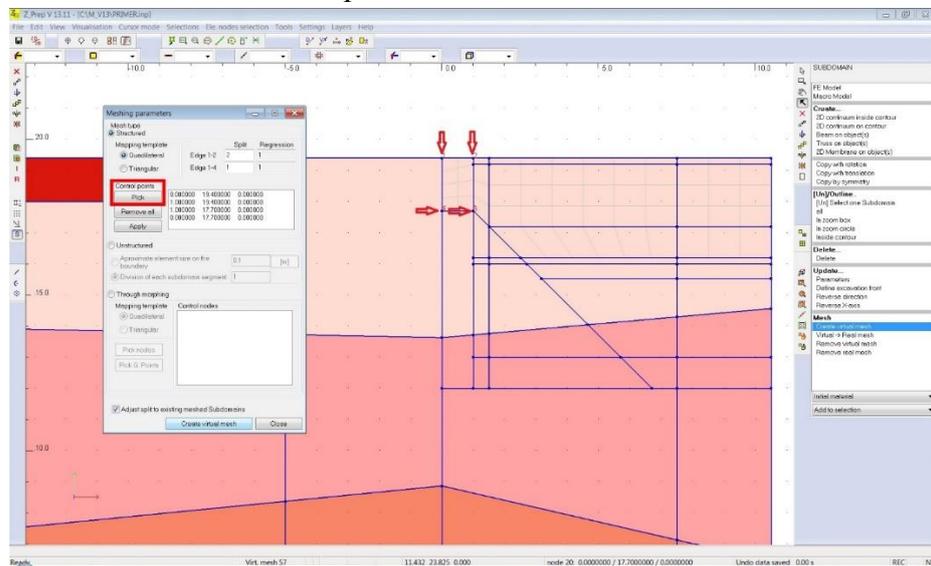


Рис. 36. Выбор контрольных точек.

По окончании создания виртуальной сетки и назначения параметров всем областям переводим виртуальную сетку в сетку конечных элементов с помощью команды **Macro Model** → **Subdomain** → **Virtual** → **Real mesh**, предварительно выделив все элементы нажатием клавиш **Ctrl – A**.

Создание переходных элементов рассмотрим на заранее подготовленном участке сетки, у которого примыкающие элементы разбиты в соотношении 1:3 (рис. 37). В качестве варианта разбиения сетки в нашем примере выбираем вариант деления 1:3 по выделенной грани. Первым делом необходимо выделить грань элементов, подлежащих изменению. Далее воспользуемся командой **Mesh refinement** и, выбрав опцию **Selected edges**, завершаем операцию преобразования.

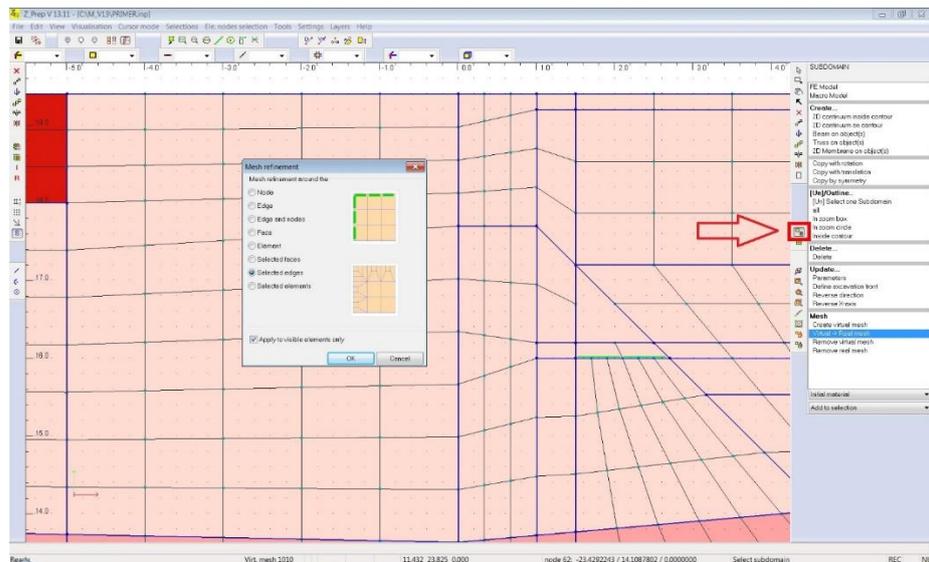


Рис. 37. Создание переходных элементов.

Для создания сетки в оставшемся контуре можно воспользоваться опцией создания неструктурированной сетки. При этом необходимо соблюдение условия соизмеримости в разбиении сетки на граничащих участках. Для создания сетки необходимо воспользоваться опцией *Unstructured* (рис. 38).

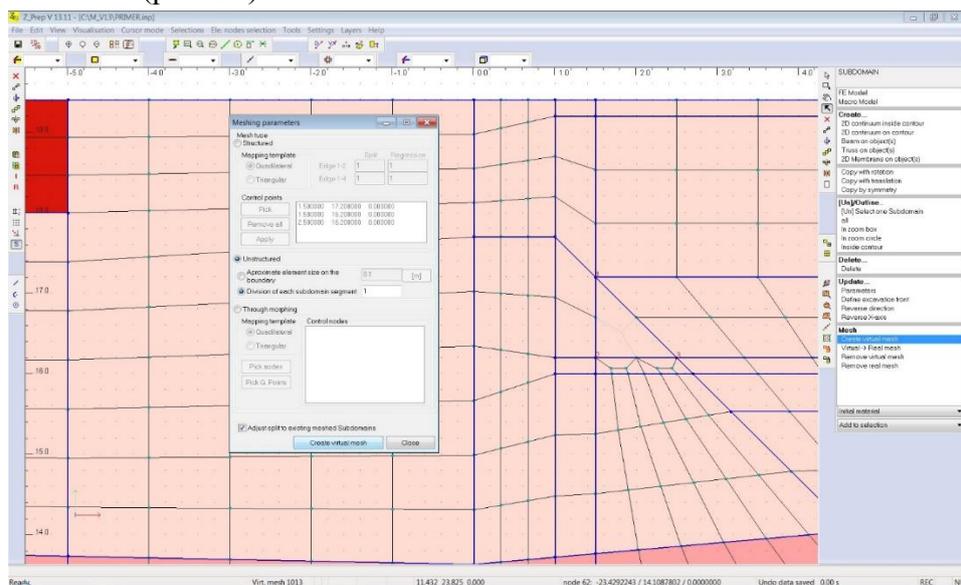


Рис. 38. Пример создания неструктурированных сеток.

После подготовки основной сетки необходимо создать стержневые элементы для ограждающих, распорных и конструктивных (колонны) элементов (рис. 39). Стержневые элементы (beam) создаются с помощью меню *FE Model* → *Beam* → *Create* → *2 nodes* → *points* с последующим выделением крайних точек. Присвоить характеристики вновь созданному элементу можно при помощи команды *FE Model* → *Beam* → *Update* → *Parameters*, выделив его стрелочкой.

Для создания ограждающей конструкции необходимо сначала отключить из отображения элементы сетки, находящиеся внутри котлована. Выбор элементов возможен разными способами, например *FE Model* → *Continuum 2D* → *[Un]* → *Outline* → *In zoom box*. Скрытие элементов производится из левого вертикального меню иконкой *Hide selected elements* (рис. 40).

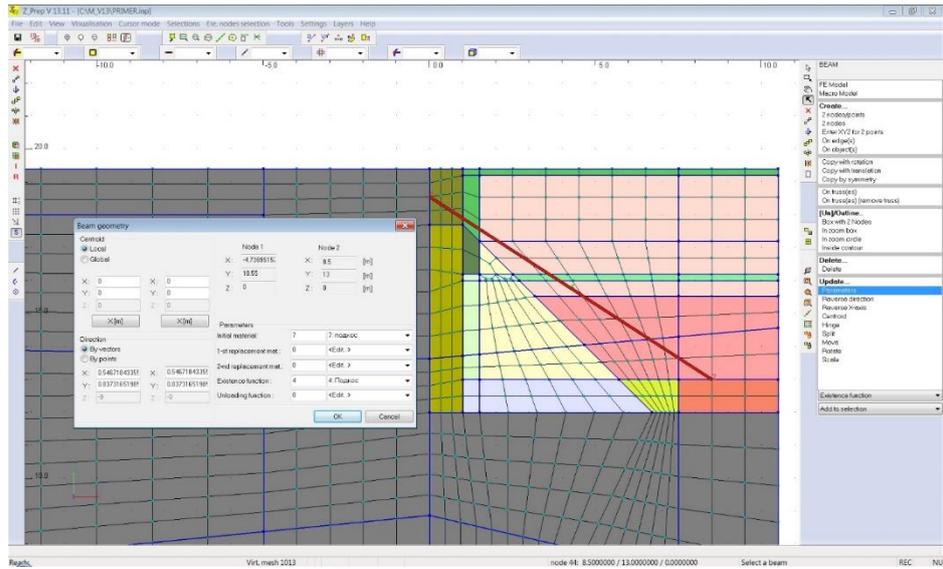


Рис. 39. Создание стержневого элемента и назначение его параметров.

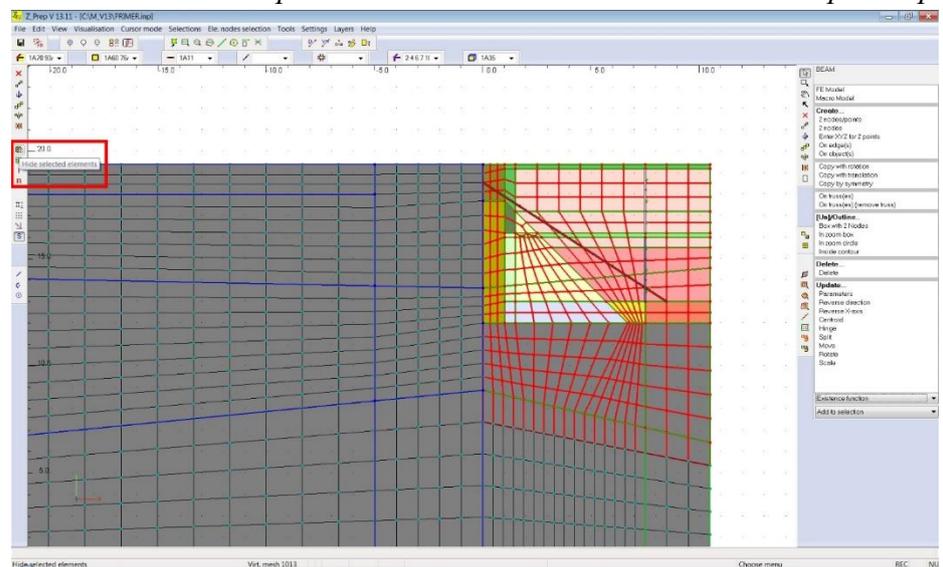


Рис. 40. Выбор икрытие выделенных элементов.

Далее необходимо выделить ребра (edges) 2D-элементов, на которых будет создана ограждающая конструкция. Для этого можно воспользоваться набором кнопок верхнего горизонтального меню, например *Select edges in zoom box* (Выбрать ребра элемента при помощи рамки) или *Select edges between two nodes* (Выбрать ребра между двух точек) (рис. 41). После выполнения команды выделенные ребра подсвечиваются зеленым.

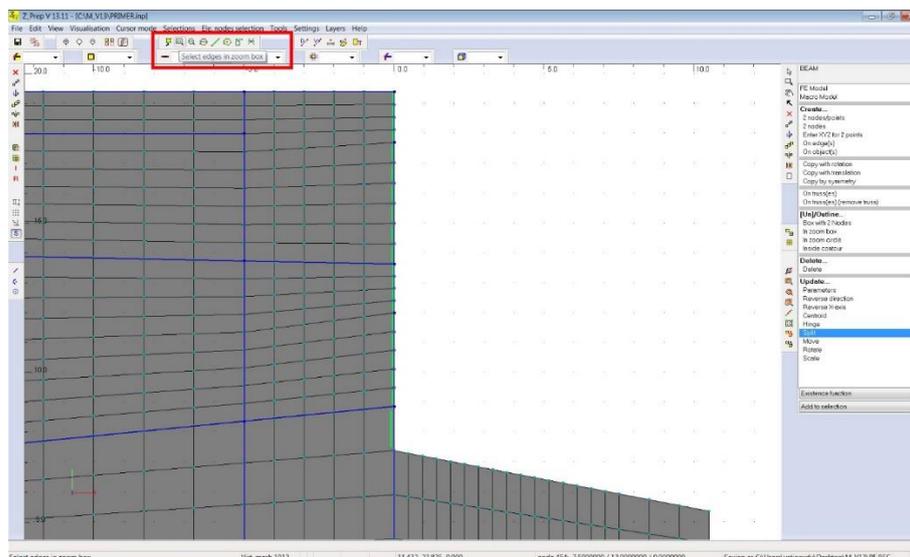


Рис. 41. Выбор ребер, на которых будет создана ограждающая конструкция котлована.

Затем создаем стержневые элементы на выделенных ребрах с помощью команды **FE Model** → **Beam** → **Create** → **On edge(s)**.

Не отменяя выделения, переходим к созданию контакт-элемента на границе стены в грунте и окружающего массива. Прделаем это с помощью команды **FE Model** → **Interface** → **Create** → **On continuum elem. edge(s)**. Присваиваем контакт-элементу свой тип материала и функцию существования, **аналогичную функции существования** ограждающих конструкций (рис. 42).

Характеристики контакт-элемента можно принять в соответствии с табл. 9.1 п. 9.16 СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» (см. приложение 2).

Восстановление скрытых элементов производится иконкой **Restore hidden elements** (пиктограмма с красной буквой R) в левом вертикальном меню.

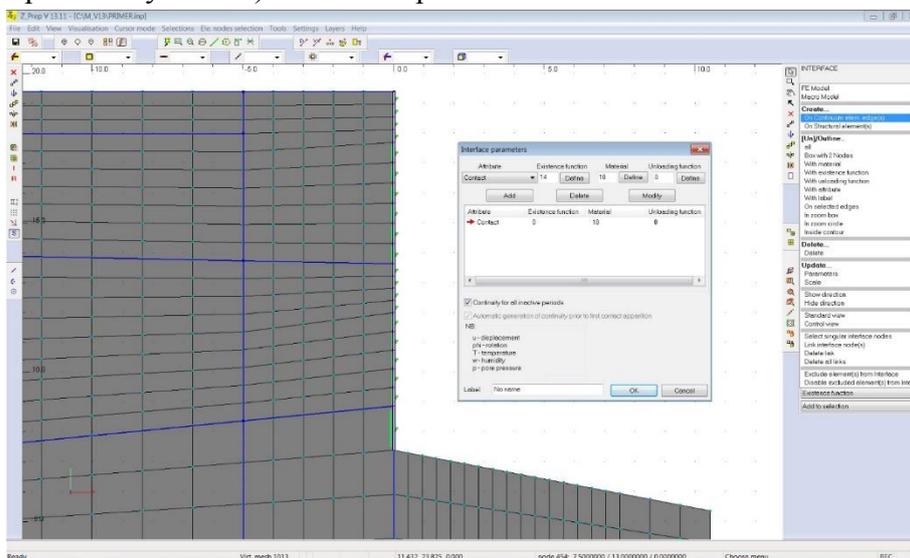


Рис. 42. Создание контакт-элемента и задание его свойств.

В более поздних версиях программы, начиная с Z\_Soil v.13, можно воспользоваться альтернативным методом создания контакт-элемента «по границе структурного элемента». При этом необходимо выделить требуемый структурный элемент (в нашем примере это ограждающие конструкции котлована, созданные из **BEAM**-элементов). При помощи

команды **INTERFACE** → **On Structural element(s)** есть возможность создать контактную поверхность по одной или обеим граням элемента с заданием различных характеристик по каждой из них. При этом необходимо задать номер материала ИНТЕРФЕЙСА и присвоить требуемую функцию существования (рис. 43).

После создания контакт-элементов может потребоваться восстановление связи в узле на нижней границе балочных элементов. Для этого будет необходимо выделить требуемый узел (**node**) и при помощи команды **INTERFACE** → **Link interface node(s)** восстановить связь.

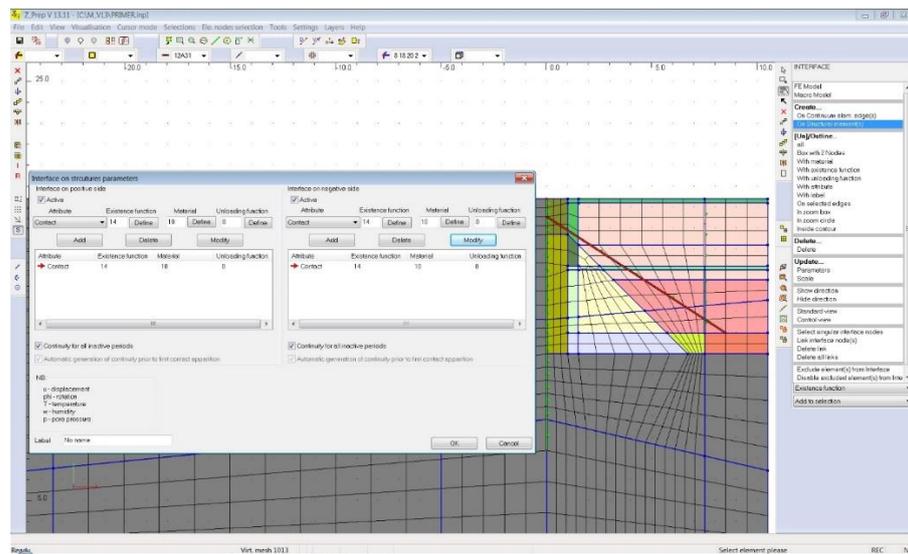


Рис. 43. Создание контакт-элементов на структурном элементе.

Также необходимо создать стандартное закрепление сетки (рис. 44). Для этого необходимо воспользоваться командой **FE Model** → **SOLID BC** → **Create** → **On box**.

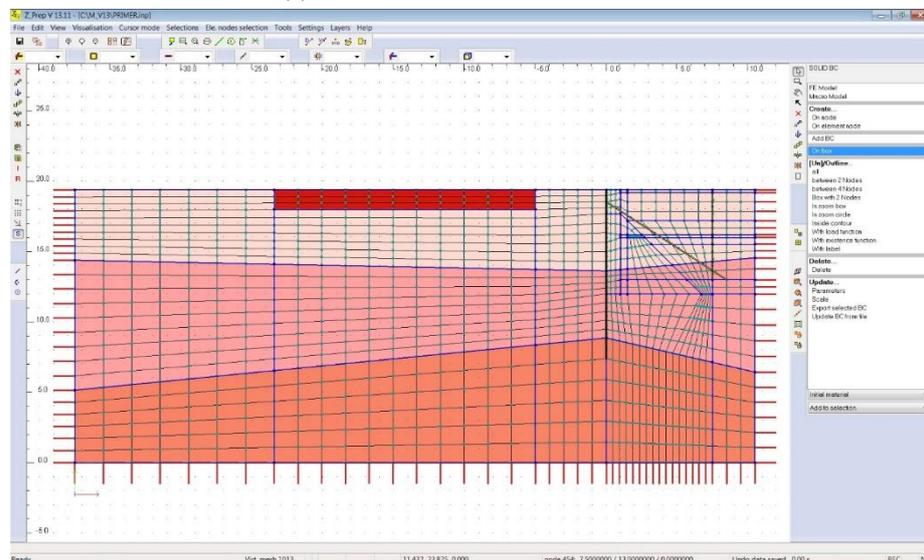


Рис. 44. Создание стандартных граничных условий.

Далее прикладываем эквивалентные нагрузки от верхних частей строений:

- нагрузку к фундаменту существующего здания. Нагрузку от существующего здания будем задавать как распределенную из условия  $15 \text{ кН/м}^2$  с каждого этажа здания;
- нагрузку с временной функцией к строящемуся зданию (рис. 45). Нагрузка

прикладывается из расчета на 1 пог. м. Для строящегося здания нагрузка от верхнего строения передается на стены и колонны, а ее величина приводится с учетом размеров сечений.

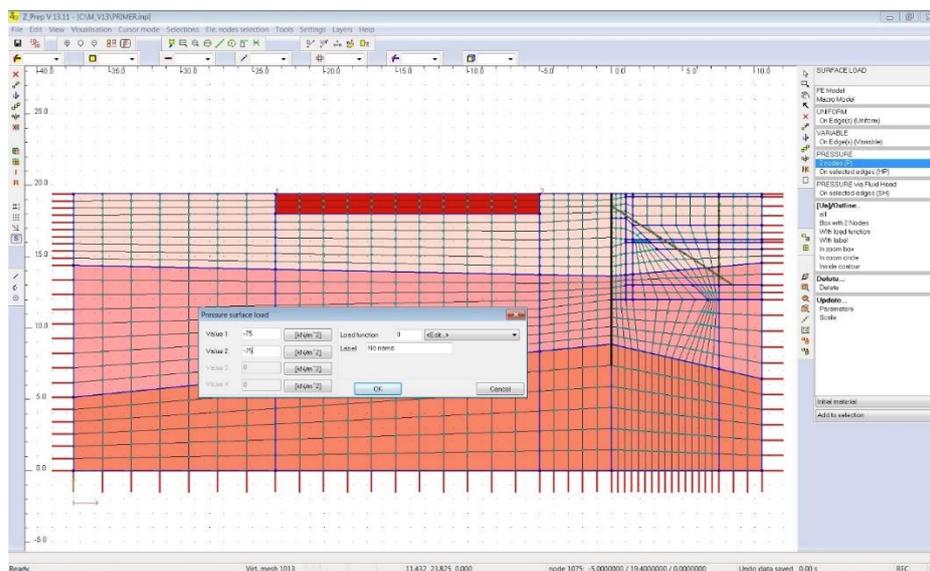


Рис. 45. Приложение нагрузки от существующего здания.

Следующим шагом в создании расчетной схемы будет задание прочностных и деформационных характеристик для всех задействованных материалов. Характеристики грунтового массива принимаются из задания. Характеристики материалов конструктивных элементов принимаются по справочным величинам. Кроме этого, необходимо задать временную функцию приложения нагрузки. Задаем время приложения нагрузки на следующем временном шаге после завершения обратной засыпки. Задание свойств материалов, функций нагружения и существования, а также анализ результатов производятся по аналогии с ранее приведенным примером.

Проведя расчет, можно переходить к анализу полученных результатов.

Необходимо выписать величины максимальных горизонтальных перемещений ограждающей конструкции, величины дополнительных осадок существующего строения на период отрывки котлована и завершения моделирования.

- величина максимальных горизонтальных перемещений ограждающей конструкции – 1,51 см.
- величина максимальных дополнительных осадок существующего строения на период отрывки котлована – 0,85 см.
- относительная разность осадок на период отрывки котлована  $\Delta s/L$  – 0,0046.
- величина максимальных дополнительных осадок существующего строения на период завершения моделирования – 2,15 см.
- относительная разность осадок на период завершения моделирования  $\Delta s/L$  – 0,0092.

На основании полученных результатов можно сделать вывод о том, что принятые распорная конструкция и конструкция ограждения котлована эффективны. Возведение сооружения по принятой технологической схеме возможно, и полученные величины прогнозных дополнительных осадок прилегающего строения на период завершения отрывки котлована и завершения строительства не превышает максимально допустимых значений, предусмотренных в Приложение Л СП 22.13330.2011 (приложение 1).

При оформлении отчета приводятся следующие графические материалы:

- расчетная схема (рис. 46);
- схема распределения перемещений на период отрывки котлована (деформированная схема) (рис. 47);
- схема распределения перемещений на период завершения моделирования (деформированная схема) (рис. 48);
- распределение горизонтальных перемещений на период отрывки котлована (рис. 49);
- распределение вертикальных перемещений на период отрывки котлована (рис. 50);
- распределение вертикальных перемещений на период завершения моделирования (рис. 51).

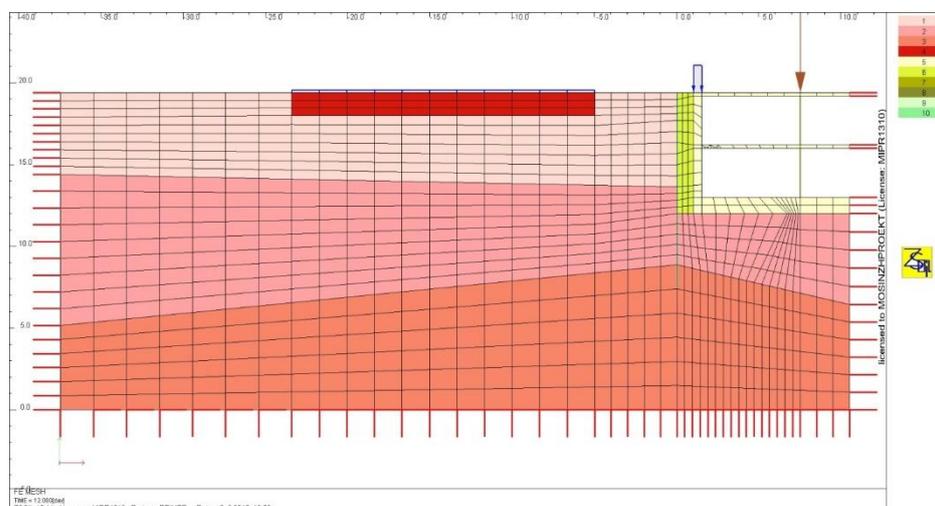


Рис. 46. Расчетная схема.

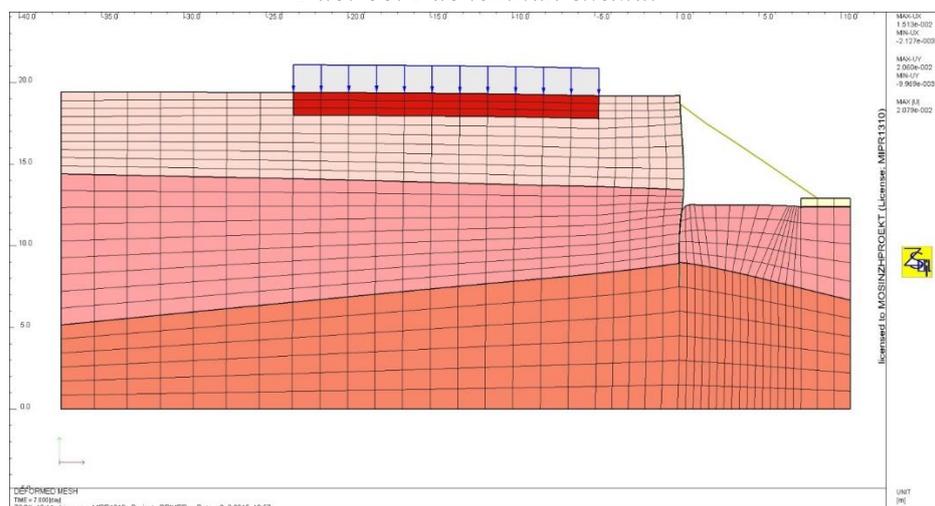


Рис. 47. Схема распределения перемещений на период отрывки котлована.

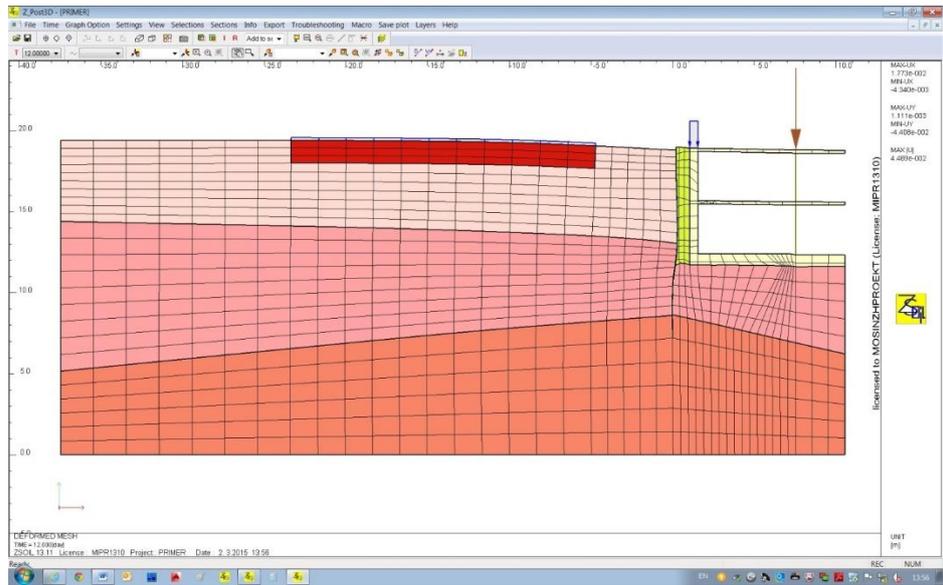


Рис. 48. Схема распределения перемещений на период завершения моделирования.

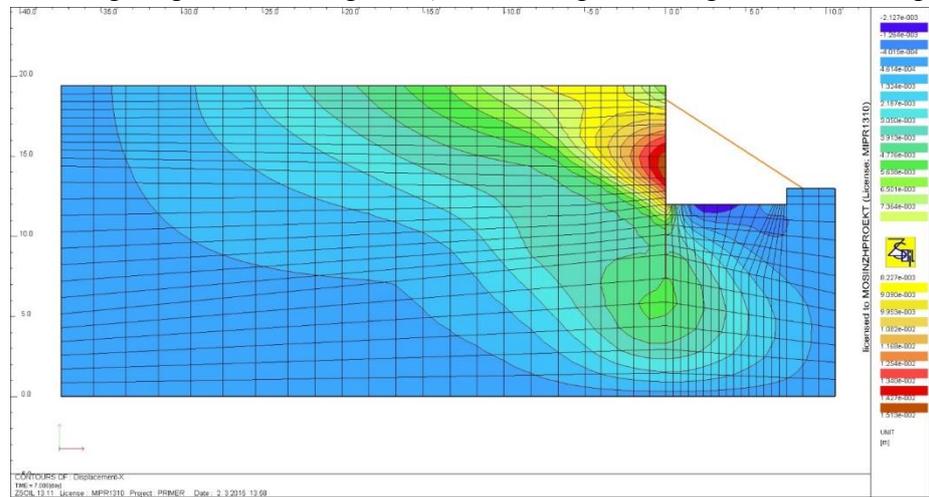


Рис. 49. Распределение горизонтальных перемещений на период отрывки котлована.

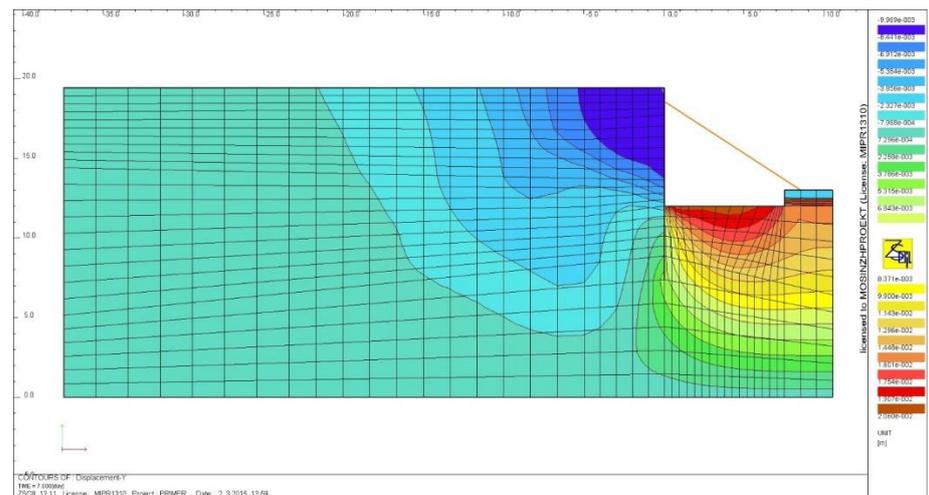


Рис. 50. Распределение вертикальных перемещений на период отрывки котлована.

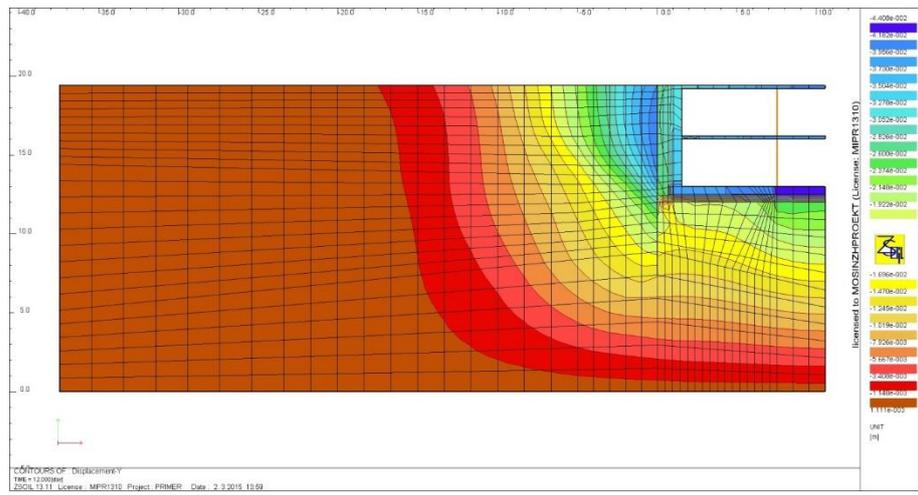


Рис. 51. Распределение вертикальных перемещений на период завершения моделирования.

## Литература

1. *Зерцалов М.Г., Никишкин М.В.* Введение в механику подземных сооружений. Коспект лекций, Москва, АСВ, 2015.
2. *Зерцалов М.Г.* «Геомеханика» Москва, АСВ, 2015  
Для выполнения курсового проекта
1. *Власов, С.Н.* Подземные сооружения / В.П. Абрамчук, С.Н. Власов, В.М. Мостков. М. : ТИИМР, 2006. – 464 с.
2. *Теличенко, В.И.* Современные технологии комплексного освоения подземного пространства мегаполисов: монография / В.И. Теличенко [и др.] М. : АСВ, 2010. – 322 с.
3. *Зерцалов М.Г.* Использование подземного пространства / М.Г. Зерцалов, ДС. Конюхов, В.Е. Меркин. М. : АСВ, 2015. – 416 с.
4. Data Preparation & Tutorials Z\_Soil.PC manual [Подготовка данных и Описание Z\_Soil.PC. Инструкция].
5. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений».
6. Рекомендации по проектированию и устройству оснований и фундаментов при возведении зданий вблизи существующих в условиях плотной застройки в г. Москве. М. : Москомархитектура, 1999.
7. <http://www.zace.com/>

Справочная информация для выполнения курсовой работы

**Предельные дополнительные деформации основания фундаментов сооружений окружающей застройки, расположенных в зоне влияния нового строительства или реконструкции\***

Сооружения	Категория технического состояния зданий	Предельные дополнительные деформации основания фундаментов	
		Относительная разность осадок $(\Delta s/L)_u$	Максимальная осадка $s_{ad,u}^{max}$ , см
1 Гражданские и производственные одноэтажные и многоэтажные здания с полным железобетонным каркасом	I	0,0020	5,0
	II	0,0010	3,0
	III	0,0007	2,0
2 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных панелей	I	0,0016	4,0
	II	0,0008	3,0
	III	0,0005	2,0
3 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из крупных блоков или кирпичной кладки без армирования	I	0,0020	4,0
	II	0,0010	3,0
	III	0,0007	1,0
4 Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами из кирпича или бетонных блоков с арматурными или железобетонными поясами	I	0,0024	5,0
	II	0,0015	3,0
	III	0,0010	2,0
5 Многоэтажные и одноэтажные здания исторической застройки или памятники	I	-	-
	II	0,0006	1,0

истории, архитектуры и культуры с несущими стенами из кирпичной кладки без армирования	III	0,0004	0,5
6 Высокие жесткие сооружения и трубы	I	0,004	5,0
	II	0,002	3,0
	III	0,001	2,0
<p>Примечания</p> <p>1 <math>s_{ad,u}^{max}</math> - значение предельной дополнительной максимальной осадки основания отдельно стоящих фундаментов на естественном основании или свайных ростверков, в том числе при усилении оснований и фундаментов сооружения окружающей застройки.</p> <p>2 Для сооружений с категорией технического состояния IV - предаварийное или аварийное дополнительные деформации основания фундаментов не допускаются.</p>			

\* СП 22.13330.2011 Приложение Л

**Силы трения и сцепления на контакте стена - грунтовый массив\*\***

Для проверки возможности сдвига на контакте конструкций с грунтом должны быть определены силы предельного сопротивления сдвигу, которые зависят от характеристик трения и сцепления на контакте.

Силы трения и сцепления на контакте «конструкция - грунтовый массив» должны определяться в зависимости от значений прочностных характеристик грунта, гидрогеологических условий площадки, материала конструкции, технологии ее устройства.

Для нескальных грунтов допускается принимать следующие расчетные значения прочностных характеристик на контакте «конструкция - грунтовый массив»:

удельное сцепление  $c_k = 0$ ;

угол трения грунта по материалу конструкции  $\delta = \gamma_k \varphi$ , где  $\varphi$  - угол внутреннего трения грунта,  $\gamma_k$  - коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 1

Таблица 1

**Коэффициент условий работы**

Материал конструкции	Технология устройства и особые условия	$\gamma_k$
Бетон, железобетон	Монолитные гравитационные и гибкие подпорные стены, бетонизируемые насухо. Монолитные фундаменты	0,67
	Монолитные гибкие подпорные стены, бетонизируемые под глинистым раствором в грунтах естественной влажности. Сборные гравитационные стены и фундаменты	0,50
	Монолитные гибкие стены, бетонизируемые под глинистым раствором в водонасыщенных грунтах. Сборные гибкие стены, устраиваемые под глинистым раствором в любых грунтах	0,33
Металл, дерево	В мелких и пылеватых водонасыщенных песках	0
	В прочих грунтах	0,33
Любой	При наличии вибрационных нагрузок на основание	0

\*\* П 9.16 СП 22.13330.2011