

**МИНИСТЕРСТВО РЕГИОНАЛЬНОГО РАЗВИТИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

СВОД ПРАВИЛ

СП 23.13330.2011

**ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ
СООРУЖЕНИЙ**

Актуализированная редакция

СНиП 2.02.02-85

Москва 2011

Предисловие

Цели и принципы стандартизации в Российской Федерации установлены Федеральным законом от 27 декабря 2002 г. № [184-ФЗ](#) «О техническом регулировании», а правила разработки - постановлением Правительства Российской Федерации от 19 ноября 2008 г. № [858](#) «О порядке разработки и утверждения сводов правил».

Сведения о своде правил

1 ИСПОЛНИТЕЛЬ - ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева»

2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство»

3 ПОДГОТОВЛЕН к утверждению Департаментом архитектуры, строительства и градостроительной политики

4 УТВЕРЖДЕН приказом Министерства регионального развития Российской Федерации (Минрегион России) от 28 декабря 2010 г. № 824 и введен в действие с 20 мая 2011 г.

5 ЗАРЕГИСТРИРОВАН Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии (Росстандарт). Пересмотр СП 23.13330.2010.

Информация об изменениях к настоящему своду правил публикуется в ежегодно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты», а текст изменений и поправок - в ежемесячно издаваемых информационных указателях «Национальные стандарты». В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего свода правил соответствующее уведомление будет опубликовано в ежемесячно издаваемом информационном указателе «Национальные стандарты». Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования - на официальном сайте разработчика (Минрегион России) в сети Интернет



СОДЕРЖАНИЕ

- [1 Область применения](#)
- [2 Нормативные ссылки](#)
- [3 Термины и определения](#)
- [4 Общие положения](#)
- [5 Классификация грунтов и их физико-механические характеристики](#)
 - [Общие положения](#)
 - [Характеристики нескальных грунтов](#)
 - [Характеристики скальных грунтов](#)
- [6 Инженерно-геологическая и расчетная схематизация оснований](#)
- [7 Расчеты устойчивости \(несущей способности\) оснований](#)
 - [Основные положения](#)
 - [Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях](#)
 - [Расчет устойчивости сооружений на скальных основаниях](#)
- [8 Фильтрационные расчеты основания](#)
- [9 Расчет местной прочности скальных оснований](#)
- [10 Определение напряжений](#)
- [11 Расчет оснований по деформациям](#)
- [12 Контроль качества подготовки оснований ГТС](#)
 - [Основные положения](#)
 - [Контроль качества подготовки оснований, сложенных нескальными грунтами](#)
 - [Контроль качества подготовки оснований, сложенных скальными грунтами](#)
 - [Контроль строительного водопонижения](#)
 - [Контроль качества работ по укреплению оснований](#)
- [13 Наблюдения за поведением оснований в процессе эксплуатации](#)
 - [Цели и задачи наблюдений за поведением оснований](#)
 - [Контрольно-измерительная аппаратура](#)
 - [Режим наблюдений за поведением оснований в процессе эксплуатации ГТС](#)
 - [Методы наблюдений за поведением оснований](#)
- [14 Инженерные мероприятия по обеспечению надежности оснований](#)
 - [Обеспечение сопряжения сооружения с основанием](#)
 - [Закрепление и уплотнение грунтов оснований](#)
- [Приложение А \(рекомендуемое\) Классификация массивов грунтов](#)
- [Приложение Б \(рекомендуемое\) Определение параметров внутреннего трения \(\$tg\phi'\$, \$c'\$ \), коэффициента фильтрационной консолидации \$c_v\$ и коэффициента начального порового давления \$K_u\$ методом трехосного сжатия, давления предуплотнения \$p'_c\$ методом компрессионного сжатия и коэффициента переуплотнения OCR](#)
- [Приложение В \(обязательное\) Определение модулей деформации оснований для расчета перемещений сооружений](#)
- [Приложение Г \(обязательное\) Расчет устойчивости сооружений на сдвиг по поверхности неоднородного основания](#)
- [Приложение Д \(рекомендуемое\) Расчет устойчивости сооружений при сдвиге с поворотом в плане](#)
- [Приложение Е \(рекомендуемое\) Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях по схемам глубинного и смешанного сдвигов](#)
- [Приложение Ж \(рекомендуемое\) Определение контактных напряжений методом внецентренного сжатия](#)
- [Приложение И \(рекомендуемое\) Определение контактных напряжений для сооружений на однородных песчаных основаниях методом экспериментальных эпюр](#)



[Приложение К \(обязательное\) Определение осадки основания методом послойного суммирования](#)

[Приложение Л \(рекомендуемое\) Определение осадки основания при среднем давлении под подошвой сооружения, превышающем расчетное сопротивление грунта](#)

[Приложение М \(рекомендуемое\) Определение степени первичной консолидации грунта](#)

[Приложение Н \(рекомендуемое\) Определение конечных горизонтальных перемещений гравитационных сооружений с горизонтальной подошвой на нескальных основаниях](#)

[Приложение П \(справочное\) Основные буквенные обозначения](#)

[Библиография](#)

СВОД ПРАВИЛ

ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Foundation of hydraulic structures

Дата введения 2011-05-20

1 Область применения

Требования настоящего свода правил распространяются на проектирование оснований гидротехнических сооружений всех классов согласно СП 58.13330, в том числе гравитационных, арочных и контрфорсных плотин, подпорных стенок, шлюзов, шельфовых и портовых сооружений, естественных склонов и искусственных откосов на участках расположения гидротехнических сооружений.

В своде правил даются классификация грунтов и их физико-механические характеристики, инженерно-геологическая и расчетная схематизация оснований, методы расчетов устойчивости оснований, напряженно-деформированного состояния, суффозионной прочности. Также установлены методы контроля качества подготовки оснований, методика наблюдений за поведением оснований в процессе эксплуатации и инженерные мероприятия по повышению надежности оснований.

Свод правил не распространяется на проектирование подземных гидротехнических сооружений.

2 Нормативные ссылки

Нормативные документы, на которые в тексте настоящего свода правил имеются ссылки, приведены ниже.

Федеральный закон от 27 декабря 2002 г. № [184-ФЗ](#) «О техническом регулировании»

Водный кодекс Российской Федерации от 03 июня 2006 г. № [74-ФЗ](#)

Федеральный закон от 21 июля 1997 г. № [117-ФЗ](#) «О безопасности гидротехнических сооружений»



Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «[Технический регламент о безопасности зданий и сооружений](#)»

Федеральный закон от 21 декабря 1994 г. № 68 «О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера»

Федеральный закон РФ от 10 января 2002 г. № 7-ФЗ «Об охране окружающей среды» (ред. от 05 февраля 2007 г.)

Постановление Правительства РФ от 06 октября 1998 г. № 1303 «Об утверждении Положения о декларировании гидротехнических сооружений»

[СП 14.13330.2011](#) «[СНиП II-7-81*](#) Строительство в сейсмических районах»

[СП 22.13330.2011](#) «[СНиП 2.02.01-83*](#) Основания зданий и сооружений»

СП 58.13330.2011 «[СНиП 33-01-2003](#) Гидротехнические сооружения. Основные положения»

[ГОСТ 12071-2000](#) Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов

[ГОСТ 12248-96](#) Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости

[ГОСТ 20522-96](#) Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний

[ГОСТ Р 22.0.01-94](#) Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Основные положения

[ГОСТ Р 22.1.02-95](#) Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Мониторинг и прогнозирование. Термины и определения

Примечание - При пользовании настоящим документом целесообразно проверить действие ссылочных стандартов и классификаторов в информационной системе общего пользования - на официальном сайте национального органа Российской Федерации по стандартизации в сети Интернет или по ежегодно издаваемому информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по соответствующим ежемесячно издаваемым информационным указателям, опубликованным в текущем году. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим сводом правил следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 Термины и определения

В настоящем своде правил приняты термины с соответствующими определениями:

3.1 **грунт**: Породы, почвы, техногенные образования, представляющие собой многокомпонентную и многофазную геологическую среду и являющиеся объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека.



3.2 давление грунта активное: Силовое воздействие грунта на ограждающие конструкции в состоянии предельного равновесия, соответствующее стадии образования поверхности обрушения, при котором конструкция смещается по направлению от грунта.

3.3 давление грунта пассивное: Силовое воздействие грунта на ограждающую конструкцию в состоянии предельного равновесия, соответствующее стадии образования поверхности выпора, когда конструкция смещается по направлению к грунту.

3.4 дренаж: Устройство для частичного или полного перехвата фильтрационного потока в основании, а также на прилегающей к сооружению территории, сбора и отвода профильтровавшихся вод.

3.5 инженерно-геологическая модель: Схематизированное отображение размещения в области влияния сооружения инженерно-геологических элементов, наделенных постоянными нормативными и расчетными значениями характеристик.

3.6 инженерно-геологический элемент (ИГЭ): Объем грунта одного возраста, происхождения и вида, характеристики свойств которого в пределах выделенного элемента являются статистически однородными и изменяются случайно (незакономерно) либо если наблюдающейся закономерностью можно пренебречь.

3.7 местная прочность: Свойство грунта, не разрушаясь, воспринимать нагрузки и воздействия в локальных областях системы «сооружение-основание».

3.8 надежность системы «сооружение-основание»: Способность системы выполнять заданные функции.

3.9 напряженно-деформированное состояние (НДС) сооружения и/или основания: Пространственное распределение напряжений и деформаций в системе «сооружение-основание», развивающихся в процессе их взаимодействия.

3.10 несущая способность основания: Способность грунта основания выдерживать максимальную нагрузку, передаваемую на него сооружением, без развития поверхностей скольжения, приводящих к разрушению оснований и полной непригодности сооружений к эксплуатации.

3.11 оползень: Неустойчивый массив грунта, смещающийся по откосу или склону.

3.12 основание гидротехнического сооружения: Естественная или искусственно сформированная (техногенная) грунтовая толща, находящаяся под подошвой сооружения или вмещающая его фундамент, водоупорные элементы и дренажные устройства.

3.13 ползучесть грунта: Процесс длительного деформирования грунта во времени под действием постоянной нагрузки.



3.14 предельное равновесие системы «сооружение-основание»: Состояние системы, при котором незначительное увеличение внешней нагрузки приводит к нарушению установившегося равновесия и вызывает потерю устойчивости грунта, сопровождающуюся выпором грунта из-под подошвы сооружения со значительным нарастанием осадки.

3.15 предельное состояние (прочность) грунта: Состояние грунта в точке, при котором касательные и нормальные напряжения в элементе грунта связаны критерием прочности (Кулона, Кулона-Мора, Мизеса-Шлейхера и т.д.), а деформации сдвига могут развиваться неограниченно.

3.16 прочность грунта длительная: Прочность грунта при длительном действии нагрузки.

3.17 расчетный грунтовый элемент (РГЭ): Объем грунта, в пределах которого нормативные и (или) расчетные значения характеристик грунта принимаются постоянными или закономерно изменяющимися по направлению.

3.18 расчетная геомеханическая модель объекта: Совокупность расчетных грунтовых элементов в рассматриваемой области основания.

3.19 сопротивление недренированному сдвигу: Максимальное сопротивление грунта сдвигающей нагрузке в условиях отсутствия дренирования.

3.20 суффозия: Вынос мелких частиц несвязного грунта и растворенных веществ водой, фильтрующейся в грунтовой толще сооружения и/или его основания.

3.21 термокарст: Процесс вытаивания подземных льдов с последующей осадкой грунта, приводящей к образованию отрицательных форм рельефа или микрорельефа (блюдца, воронки, впадины, западины, котловины).

3.22 фильтрационная прочность: Способность основания сопротивляться деструктивному воздействию фильтрационного потока, проявляющемуся в виде механической или химической суффозии.

3.23 фильтрация: Движение воды в грунтах и пористых средах под действием гравитационных сил.

4 Общие положения

4.1 Проектирование оснований гидротехнических сооружений должно выполняться на основе:

результатов инженерно-геологических, геокриологических и гидрогеологических изысканий и исследований, содержащих данные о структуре, составе, физико-механических и теплофизических характеристиках элементов массива грунта, напорах, уровнях и химическом составе подземных вод, областях их питания и дренирования, наличии мерзлоты и т.д.;

данных о сейсмической активности района возведения сооружения;



опыта возведения аналогичных гидротехнических сооружений в сходных инженерно-геологических и климатических условиях;

данных, характеризующих возводимое гидротехническое сооружение (назначение, класс, тип, конструкция, размеры, порядок возведения, действующие нагрузки, воздействия, условия эксплуатации и т.д.);

учета социально-экономических условий района строительства;

технико-экономического сравнения вариантов проектных решений, обеспечивающего принятие оптимального варианта с рациональным использованием прочностных, деформационных или других свойств грунтов основания и материалов возводимого сооружения при наименьших приведенных затратах и выполнении требований безопасности - технической, социальной и экологической.

4.2 При проектировании оснований гидротехнических сооружений должны быть предусмотрены решения, обеспечивающие безопасность, надежность, долговечность и экономичность сооружений, а также охрану окружающей среды на всех стадиях их строительства и расчетного срока эксплуатации. Для этого при проектировании следует выполнять:

оценку инженерно-геологических условий в области взаимодействия проектируемого сооружения с геологической средой и прогноз их изменения в строительный и эксплуатационный периоды;

расчет несущей способности основания и устойчивости сооружения;

расчет местной прочности основания;

расчет устойчивости естественных склонов и искусственных откосов, примыкающих к сооружению;

расчет деформаций системы «сооружение-основание» в результате действия собственного веса сооружения, давления воды, грунта, сейсмических воздействий и т.п. и изменения строения и свойств грунтов в процессе строительства и эксплуатации сооружения, в том числе с учетом их промерзания и оттаивания;

расчет фильтрационной прочности основания, противодействия воды на сооружение и фильтрационного расхода, а также при необходимости - объемных фильтрационных сил и изменения фильтрационного режима при изменении напряженного состояния основания;

разработку инженерных мероприятий, обеспечивающих несущую способность оснований и устойчивость сооружения, требуемую долговечность сооружения и его основания, а также, при необходимости, уменьшение перемещений, изменений напряженно-деформированного состояния системы «сооружение-основание», снижение противодействия и фильтрационного расхода;



разработку мероприятий, направленных на сохранение благоприятной окружающей среды или улучшение экологической обстановки по сравнению с естественной;

разработку разделов деклараций безопасности, касающихся надежности оснований.

4.3 Для обоснования надежности и безопасности гидротехнических сооружений должны выполняться расчеты гидравлического, фильтрационного и температурного режимов, а также напряженно-деформированного состояния системы «сооружение-основание» на основе применения современных главным образом численных методов механики сплошной среды с учетом реальных свойств материалов и пород оснований.

Обеспечение надежности системы «сооружение-основание» должно обосновываться результатами расчетов по методу предельных состояний их прочности (в том числе фильтрационной), устойчивости, деформаций и смещений. Основопологающим условием обеспечения надежности при этом является условие

$$\gamma_{ic} F_0 \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R_0, \quad (1)$$

здесь F_0 - расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), деформации или другого параметра, по которому производится оценка предельного состояния, определенного с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f (см. [7.3](#));

R_0 - расчетное значение обобщенной несущей способности, деформации или другого параметра, устанавливаемого с учетом коэффициентов надежности по грунту γ_g (см. раздел [5](#));

γ_n - коэффициент надежности по ответственности сооружения;

γ_{ic} - коэффициенты сочетаний нагрузок;

γ_c - коэффициенты условий работы.

Указания по определению γ_n , γ_{ic} , γ_c даны в [4.5](#).

4.4 Нагрузки и воздействия на основание должны определяться расчетом исходя из совместной работы сооружения и основания.

Величина и направление сейсмических воздействий должны определяться с учетом характера воздействия, положения очага и эпицентра землетрясения.

4.5 Расчеты оснований гидротехнических сооружений следует производить по двум группам предельных состояний:

по первой группе (потеря несущей способности и (или) полная непригодность оснований и сооружений на них к эксплуатации) - расчеты общей прочности и устойчивости системы



«сооружение-основание», расчеты перемещений, от которых зависят прочность и устойчивость;

по второй группе (непригодность к нормальной эксплуатации) - расчеты местной, в том числе, фильтрационной прочности оснований, перемещений и деформаций, не относящихся к расчетам по первой группе.

Деление расчетов на две группы предельных состояний учитывает характер возможных последствий при достижении соответствующего предельного состояния.

Меньшая значимость возможных последствий при достижении предельных состояний второй группы по сравнению с предельными состояниями первой группы учитывается регламентацией соответственно и менее жестких расчетных условий. В связи с этим в условии (1) принимаются следующие значения коэффициентов надежности:

для первой группы предельных состояний:

γ_n для сооружений I, II, III и IV классов соответственно равными 1,25; 1,20; 1,15; и 1,10;

γ_c равными:

для основного сочетания нагрузок в период нормальной эксплуатации - 1,00;

при особой нагрузке, в том числе сейсмической на уровне проектного землетрясения (ПЗ), годовой вероятностью 0,01 и менее - 0,95;

при особой нагрузке, кроме сейсмической, годовой вероятностью 0,001 и менее - 0,90;

при сейсмической нагрузке уровня максимального расчетного землетрясения (МРЗ) - 0,85;

для сочетания нагрузок в периоды строительства и ремонта - 0,95;

для второй группы предельных состояний во всех случаях γ_n и γ_c равными 1.

Значения коэффициента γ_c регламентируются в зависимости от видов сооружений, оснований и расчетов в соответствующих разделах настоящего документа.

4.5.1 Расчеты по первой группе должны выполняться с целью недопущения следующих предельных состояний, исключающих полную непригодность к эксплуатации:

потери основанием несущей способности, а сооружением - устойчивости;

нарушений общей фильтрационной прочности скальных оснований, а также местной фильтрационной прочности скальных и нескальных оснований в тех случаях, когда они могут привести к появлению сосредоточенных водотоков, локальным разрушениям основания и другим последствиям, исключающим возможность дальнейшей эксплуатации сооружения;



нарушений противофильтрационных устройств в основании или их недостаточно эффективной работы, вызывающих недопустимые потери воды из водохранилищ и каналов или подтопление и заболачивание территорий, обводнение склонов и т.д.;

неравномерных перемещений различных участков основания, вызывающих разрушения отдельных частей сооружений, недопустимых по условиям их дальнейшей эксплуатации (нарушение ядер, экранов и других противофильтрационных элементов земляных плотин и дамб, недопустимое раскрытие трещин бетонных сооружений, выход из строя уплотнений швов и т.п.).

По предельным состояниям первой группы следует также выполнять расчеты прочности и устойчивости отдельных элементов сооружений, а также расчеты перемещений конструкций, от которых зависит прочность или устойчивость сооружения в целом или его основных элементов (например, анкерных опор шпунтовых подпорных стен).

К первой группе предельных состояний должны быть отнесены также расчеты перемещений сооружений или их конструктивных элементов, поведение которых может приводить к невозможности эксплуатации технологических систем объекта.

Откосы, расположенные в непосредственной близости от сооружений и в местах примыкания последних, должны, как правило, рассчитываться на устойчивость по первой группе предельных состояний. Если потеря устойчивости таких откосов не приводит сооружение в состояние, непригодное к эксплуатации, то расчеты откосов следует вести по второй группе предельных состояний.

4.5.2 Расчеты по второй группе должны выполняться с целью недопущения следующих предельных состояний, обуславливающих непригодность сооружений и их оснований к нормальной эксплуатации:

нарушений местной прочности отдельных областей основания, приводящих к повышению противодействия, увеличению фильтрационного расхода, перемещений и наклона сооружений и др.;

проявлений ползучести и трещинообразования в грунтах;

перемещений сооружений и грунтов в основании, приводящих к осложнениям в эксплуатации объекта, кроме случаев, указанных в подпункте [4.5.1](#);

потери устойчивости склонов и откосов, вызывающей частичный завал канала или русла, входных отверстий водоприемников и другие последствия; если потеря устойчивости склонов может привести сооружение в состояние, непригодное к эксплуатации, расчеты устойчивости таких склонов следует производить по предельным состояниям первой группы.

В том случае, когда расчеты местной прочности основания свидетельствуют о возможности потери несущей способности основания в целом, должны быть предусмотрены мероприятия



по увеличению прочности основания или изменению конструкции системы «сооружение-основание», обеспечивающие выполнение условие (1) для первой группы предельных состояний.

4.6 При проектировании оснований гидротехнических сооружений, подверженных действию динамических нагрузок, расчеты оснований в необходимых случаях следует производить с учетом динамического характера взаимодействия сооружения с основанием (используя, как правило, нелинейные модели грунтов) и возможного изменения свойств грунтов при динамических (циклических) воздействиях.

4.7 Наряду с детерминистическими методами расчета прочности оснований и устойчивости гидротехнических сооружений рекомендуется использовать вероятностные методы оценки их надежности и отказов.

При оценке вероятности отказа системы «сооружение-основание» следует оценивать вероятность выполнения условия

$$R_k - F_k > 0. \quad (2)$$

При этом обобщенная сила предельного сопротивления R_k и обобщенное силовое воздействие F_k , соответствующие k -му сочетанию нагрузок, рассматриваются как величины, имеющие случайный характер. Полученная вероятность отказа сравнивается с нормативным уровнем отказа (потерей устойчивости и т.д.).

Значения нормативных уровней вероятности отказа (потери устойчивости сооружения, нарушения прочности основания), отнесенные к сроку службы сооружения T_0 , следует принимать на основе статистических данных по отказам (авариям) и повреждениям. При отсутствии таких данных допускается пользоваться данными таблицы 1.

Таблица 1

| Класс гидротехнических сооружений | Вероятность отказа, 1/год |
|-----------------------------------|---------------------------|
| I | $5 \cdot 10^{-5}$ |
| II | $5 \cdot 10^{-4}$ |
| III | $2,5 \cdot 10^{-3}$ |
| IV | $5 \cdot 10^{-3}$ |

4.8 В проектах оснований сооружений должна быть предусмотрена программа мониторинга, главной задачей которого является обеспечение безопасности строительства и эксплуатации сооружений, включая выявление опасных процессов и явлений для разработки предупреждающих и защитных мероприятий. В программе мониторинга должно быть уделено повышенное внимание этапам строительства, вводу в эксплуатацию и периоду эксплуатации до стадии стабилизации процессов взаимодействия ГТС с природным комплексом. При



необходимости программа должна уточняться на каждом этапе с учетом изменения реальных условий.

4.9 Состав и объем натуральных наблюдений должны назначаться в зависимости от класса сооружений, их конструктивных особенностей и новизны проектных решений, геологических, гидрогеологических, геокриологических, сейсмических условий, способа возведения и требований эксплуатации. Наблюдениями, как правило, следует определять:

осадки, крены и горизонтальные смещения сооружения и его основания;

температуру грунта в основании и грунтовом сооружении (при строительстве в суровых климатических условиях, при среднегодовой температуре воздуха ниже 1 °С);

пьезометрические напоры воды в основании и грунтовом сооружении (положение поверхности депрессии);

расход воды, фильтрующейся через основание сооружения;

химический состав, температуру и мутность профильтровавшейся воды в дренажах, а также в коллекторах;

эффективность работы дренажных и противofiltrационных устройств;

напряжения и деформации в основании сооружения;

поровое давление в основании сооружения;

сейсмические воздействия на основание.

Определение указанных показателей производится с использованием результатов инструментальных измерений. В дополнение к инструментальным наблюдениям следует предусматривать и визуальные для оперативного выявления внешних проявлений развития неблагоприятных процессов в основании и грунтовых сооружениях.

Состав и объем натуральных наблюдений в системе мониторинга должны назначаться в соответствии с разработанными сценариями развития потенциальных аварий и инцидентов, а также их последствий с целью предотвращения чрезвычайных ситуаций.

4.10 При проектировании оснований сооружений I - III классов необходимо предусматривать установку контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) для проведения натуральных наблюдений за состоянием сооружений и их оснований в процессе строительства и в период их эксплуатации (согласно [4.9](#)) как для оперативной оценки надежности отдельных элементов, так и системы «сооружение-основание» в целом, своевременного выявления дефектов и повреждений в системе, предотвращения аварий, улучшения условий эксплуатации, а также для оценки правильности принятых методов расчета, их совершенствования. Для сооружения



IV класса и их оснований, как правило, следует предусматривать геодезические и визуальные наблюдения.

Состав и объем установки КИА в сооружение и его основание должны определяться проектом натурных наблюдений и исследований, который составляется для всех стадий проектирования, строительства и эксплуатации и является неотъемлемой частью проекта сооружения.

Примечания

1 Установка КИА на сооружениях IV класса и в их основаниях рекомендуется при обосновании для сложных инженерно-геологических условий и при использовании новых конструкций сооружений.

2 Для сооружений IV класса инструментальные наблюдения допускается ограничить наблюдениями за фильтрацией в основании, осадками и смещениями сооружения и его основания.

4.11 При проектировании оснований гидротехнических сооружений должны быть предусмотрены инженерные мероприятия по охране окружающей среды, в том числе по защите прилегающих территорий от затопления и подтопления, от загрязнения подземных вод промышленными стоками, а также по предотвращению оползней береговых склонов и других процессов, способных вызвать негативные явления в береговых примыканиях ГТС и в водохранилище (непроектную волну, переполнение выше форсированного подпорного уровня (ФПУ) и т.п.), а также повреждение основных сооружений напорного фронта.

4.12 Экологическое обоснование проекта обустройства основания гидротехнических сооружений должно включать разработку комплекса природоохранных мероприятий при строительстве и эксплуатации сооружений, предусматривающих не превышение допустимого уровня антропогенного вмешательства в природную среду и гарантирующих сохранность природной среды и предотвращение в ней негативных деструктивных процессов. Следует также рассматривать мероприятия, ведущие к улучшению экологической обстановки по сравнению с естественной природной (создание зон рекреации, рекультивации земель и вовлечение их в хозяйственную деятельность человека и т.д.). При этом должны рассматриваться не только район расположения основных сооружений, но и область влияния водохранилища и нижнего бьефа ГТС как в строительный, так и в эксплуатационный периоды. Особое внимание этим вопросам должно быть уделено при возведении сооружений, образовании водохранилищ и т.п. в условиях карстующихся и многолетнемерзлых грунтов.

При проектировании оснований ГТС следует руководствоваться законодательными актами и нормативными документами, устанавливающими требования к охране природной среды при инженерной деятельности.

4.13 Материалы, используемые при строительстве (привозные или местные), химические добавки и реагенты должны проходить санитарную и экологическую экспертизу как самих материалов, так и результатов их воздействия на человека и природную среду.



5 Классификация грунтов и их физико-механические характеристики

Общие положения

5.1 Физико-механические характеристики грунтов необходимо определять для использования их значений при:

классификации грунтов основания и выделении инженерно-геологических элементов;

определении одних показателей через другие с помощью функциональных или корреляционных зависимостей;

решении задач проектирования оснований гидротехнических сооружений, регламентированных [4.2](#).

5.2 Классификацию грунтов оснований гидротехнических сооружений следует выполнять согласно требованиям [ГОСТ 25100](#), таблицы [А.2](#) приложения [А](#) настоящего свода правил, рассматривая приведенные в них характеристики грунтов как классификационные.

5.3 Для классификации грунтов и проектирования оснований гидротехнических сооружений необходимо определять экспериментально и вычислять следующие классификационные (согласно [ГОСТ 25100](#)) характеристики грунтов:

гранулометрический состав;

плотность ρ ;

плотность частиц ρ_s ;

плотность скелета ρ_d ;

природную влажность W ;

коэффициент пористости e ;

влажность на границах раскатывания W_p и текучести W_L ;

число пластичности I_p ;

показатель текучести I_L ;

коэффициент водонасыщения S_r ;

степень плотности песков I_d ;

Т а б л и ц а 2



| Классификационная характеристика грунтов | Физико-механические характеристики грунтов | | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| | плотность сухого грунта (в массиве) $\rho_d, \text{т/м}^3$ | коэффициент пористости (в массиве) e | сопротивление одноосному растяжению породных блоков в водонасыщенном состоянии $R_{t,m}, \text{МПа}$ | модуль деформации грунта (в массиве) $E, \text{МПа}$ |
| <p>А Скальные</p> <p>Скальные при пределе прочности на одноосное сжатие отдельности $R_c > 5$ МПа</p> <p>Магматические (граниты, диориты, порфириты и др.)</p> <p>Метаморфические (гнейсы, кварциты, кристаллические сланцы, мраморы и др.)</p> <p>Осадочные (известняки, доломиты, песчаники и др.)</p> | 2,5 - 3,1 | < 0,01 | $\geq 1,0$ | > 20000 |
| <p>Полускальные при $R_c < 5$ МПа</p> <p>Осадочные (глинистые сланцы, аргиллиты, алевролиты, песчаники, конгломераты, мелы, мергели, туфы, гипсы и др.)</p> | 2,2 - 2,65 | < 0,02 | < 1,0 | 200 - 2000 |
| <p>Б Нескальные</p> <p>Крупнообломочные (валунные, галечниковые, гравийные), песчаные</p> <p>Пылевато-глинистые (супеси, суглинки и глины)</p> | 1,4 - 2,1 | 0,25 - 1,00 | - | 20 - 200 |
| | 1,1 - 2,1 | 0,35 - 1,00 | - | 4 - 10 |
| <p>Примечание - В приложении А приведена классификация массивов скальных грунтов: по степени трещиноватости, водопроницаемости, деформируемости, выветрелости, по нарушению сплошности (разломы и трещины), по степени однородности, а также по льдистости скальных и нескальных грунтов и по степени цементации их льдом.</p> | | | | |

степень неоднородности гранулометрического состава C_u ;



относительное содержание органического вещества I_r ;

относительную деформацию набухания без нагрузки ε_{sw} ;

относительную деформацию просадочности ε_s ;

степень засоленности D_{sal} ;

степень растворимости солей в воде q_{sr} ;

предел прочности на одноосное сжатие R_c ;

коэффициент размягчаемости в воде K_{sof} ;

коэффициент выветрелости K_{wr} ;

коэффициент истираемости крупнообломочных грунтов K_{fr} ;

температуру начала замерзания (оттаивания) T_{bf} ;

коэффициент сжимаемости мерзлого грунта δ_f ;

относительную деформацию морозного пучения ε_{fh} ;

степень заполнения объема пор мерзлого грунта льдом и незамерзшей водой S_r ;

суммарную льдистость мерзлого грунта i_{tot} ;

льдистость грунта за счет видимых ледяных включений i_i .

5.4 Для проектирования оснований гидротехнических сооружений необходимо также определять:

давление предуплотнения p'_c ;

угол внутреннего трения и удельное сцепление в эффективных напряжениях ϕ' , c' и в полных напряжениях ϕ , c ;

сопротивление недренированному сдвигу s_u ;

модуль деформации E ;

коэффициент уплотнения (сжимаемости) a ;

коэффициент поперечной деформации ν ;

коэффициент фильтрации k ;

коэффициент консолидации c_v ;

параметры ползучести $\delta_{ср}$ и $\delta_{l,ср}$ (по теории наследственной ползучести);



показатели фильтрационной прочности грунтов (местный и осредненный критические градиенты напора l_{cr} , $l_{cr,m}$ и критические скорости фильтрации u_{cr});

скорости распространения продольных u_p и поперечных u_s волн в массиве;

динамическое сопротивление недренированному сдвигу S_u^d ;

динамический модуль сдвига G^d ;

динамический модуль объемного сжатия K^d ;

динамический коэффициент затухания (демпфирования) D^d ;

удельное водопоглощение q ;

коэффициент упругой водоотдачи грунта μ ;

коэффициент гравитационной водоотдачи грунта μ ;

параметры трещин (модуль трещиноватости M_j , углы падения $\lambda_{j,d}$ и простирания $\alpha_{j,l}$, длину l_j , ширину раскрытия b_j);

параметры заполнителя трещин (степень заполнения, состав, характеристики свойств);

коэффициент морозного пучения K_h ;

удельную нормальную и касательную силы пучения σ_h и τ_h ;

предел прочности элементарного породного блока скального грунта на одноосное сжатие R_c ;

предел прочности отдельности скального грунта на одноосное растяжение R_e ;

предел прочности массива скального грунта на растяжение $R_{t,m}$ и сжатие $R_{c,m}$;

предел прочности массива на сдвиг R_s ;

липкость (предел адгезионной прочности глинистых грунтов) L ;

теплопроводность талого грунта λ_{th} ;

теплопроводность мерзлого грунта λ_f ;

объемную теплоемкость талого грунта c_{th} ;

объемную теплоемкость мерзлого грунта c_f ;

коэффициент сжимаемости мерзлого грунта δ_f ;

коэффициент сжимаемости оттаивающего грунта δ ;



коэффициент оттаивания A_{th} ;

коэффициент трения на контакте сооружения с грунтом $tg\phi_s$.

При необходимости следует определять и другие характеристики грунтов.

Опечатка.

5.5 Состав необходимых характеристик из числа перечисленных в [5.3](#) и [5.4](#) определяется в техническом задании на проведение инженерно-геологических изысканий в зависимости от особенностей инженерно-геологических условий участка, назначения, класса и технических характеристик проектируемого сооружения, характера и величины ожидаемых нагрузок и воздействий, состава и методов расчетов и т.п. Там же указываются особенности процесса возведения и условий эксплуатации сооружений, которые могут повлиять на изменение физико-механических свойств грунтов. В составе технического задания и программы на проведение инженерно-геологических изысканий должна быть разработана программа специальных полевых и лабораторных исследований и определений физико-механических свойств грунтов.

5.6 Программы специальных полевых и лабораторных исследований должны содержать методики испытаний грунтов и интервалы нагрузок, в пределах которых следует определять значения механических параметров, назначенные с учетом состава, природного состояния грунтов и предполагаемых условий взаимодействия сооружения с грунтовым основанием, требования к испытательному оборудованию и т.д. При соответствующем обосновании допускается применение методов, не регламентированных действующей системой ГОСТ.

5.7 Инженерно-геологические условия строительства должны конкретизироваться и детализироваться путем обобщения и анализа результатов полевых и лабораторных исследований грунтов и построения инженерно-геологических (численных или физических) моделей (схем) основания с учетом указаний раздела [6](#) настоящего свода правил. Оценка неоднородности грунтов основания, выделение ИГЭ и РГЭ и вычисление нормативных и расчетных значений характеристик выполняются путем статистической обработки результатов испытаний в соответствии с требованиями [ГОСТ 20522](#) и раздела [6](#) настоящего свода правил.

5.8 Нормативные значения характеристик грунтов X_n должны устанавливаться на основе результатов полевых и лабораторных исследований, проводимых в условиях, максимально приближенных к условиям работы грунта в рассматриваемой системе «сооружение - основание». За нормативные значения всех характеристик следует принимать их средние статистические значения.

Расчетные значения характеристик грунтов X должны определяться по формуле

$$X = X_n / \gamma_g. \quad (3)$$

где γ_g - коэффициент надежности по грунту, определяемый в соответствии с [ГОСТ 20522](#).



При классификации грунтов применяются нормативные значения характеристик, при решении задач проектирования - как нормальные, так и расчетные значения.

5.9 Расчетные значения характеристик грунтов $tg(\rho, c, s_{ul}, \rho$ и R_c для расчетов по предельным состояниям первой группы обозначаются $tg\phi_I, c_I, s_{ulI}, \rho_I$ и R_{cI} , второй группы - $tg\phi_{II}, c_{II}, s_{ulII}, \rho_{II}$ и R_{cII} . При определении расчетных значений $tg\phi_I, c_I, s_{ulI}, \rho_I$ и R_{cI} коэффициент надежности по грунту γ_g определяется при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,95$. Расчетные значения характеристик для расчетов по предельным состояниям второй группы следует принимать равными нормативным, т.е. при значении $\gamma_g = 1$.

Для оснований сооружений III и IV классов, а также для оснований сооружений I и II классов на стадии обоснования строительства расчетные значения физико-механических характеристик грунтов допускается принимать с использованием аналогов, корреляционных связей и т.д.

5.10 В области многолетней мерзлоты физические, механические и фильтрационные характеристики основания зависят от льдистости (влажности) и температуры пород. Деформационные, прочностные и фильтрационные характеристики массива в криолитозоне следует определять преимущественно полевыми методами (штамповые опыты, откачки и нагнетания воды, геофизические методы). Массив должен быть охарактеризован как в естественном, так и в прогнозном (после оттаивания) состоянии.

5.11 При проектировании системы «сооружение-основание» следует учитывать возможное изменение физико-механических характеристик грунтов в процессе возведения и эксплуатации сооружения, связанное с изменением гидрогеологического режима, напряженно-деформированного состояния основания, последовательностью и условиями ведения строительных работ, искусственным регулированием физико-механических свойств грунтов и т.д. Для сильнодеформируемых (при $E < 0,2$ МПа), легковыветриваемых, сильнотрещиноватых, размокающих и набухающих под воздействием воды полускальных грунтов следует применять состав и методы определения физико-механических характеристик и расчетов, соответствующие как скальным, так и нескальным грунтам.

Для районов распространения многолетнемерзлых грунтов следует также учитывать изменение температурного режима основания, приводящее к изменению состояния, механических и теплофизических свойств грунтов.

Характер и интенсивность возможных изменений свойств грунтов оснований в процессе строительства и эксплуатации сооружений должны прогнозироваться на весь срок службы сооружения на основе результатов соответствующих модельных и экспериментальных исследований и их последующей корректировки по результатам натурных наблюдений (мониторинга).

5.12 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов для оценки состояния гидротехнических сооружений в процессе эксплуатации следует устанавливать на основе результатов инженерно-геологических изысканий, выполненных на стадии «проект»,



результатов геотехнического контроля при возведении сооружений и с учетом данных натурных наблюдений. В необходимых случаях следует проводить дополнительные инженерно-геологические исследования по специально разработанным программам.

5.13 Нормативные и расчетные значения характеристик грунтов при дополнительных изысканиях для целей ремонта, реконструкции и эксплуатации должны устанавливаться по специальной программе. Программа изысканий должна учитывать специфику существующих сооружений, а методы испытаний и исследований следует назначать с учетом методик предшествующих испытаний и исследований.

Характеристики нескальных грунтов

5.14 Определение характеристик прочности грунтов в стабилизированном состоянии (в эффективных напряжениях) $tg\phi'$ и c' следует выполнять методом трехосного сжатия по консолидированно-дренированной схеме ([ГОСТ 12248](#)). Для оснований и сооружений III - IV классов при соответствующем обосновании допускается использовать метод одноплоскостного среза по консолидированно-дренированной схеме ([ГОСТ 12248](#)) и/или по консолидированно-недренированной схеме с измерением порового давления.

Определение прочности грунтов в нестабилизированном состоянии (сопротивление недренированному сдвигу s_u) следует выполнять методом трехосного сжатия по неконсолидированно-недренированной (в особых случаях - по консолидированно-недренированной схеме). Для оснований и сооружений III и IV классов допускается при соответствующем обосновании использовать метод одноплоскостного среза по неконсолидированно-недренированной схеме («быстрый срез»).

Примечания

1 Характеристики прочности $tg\phi$ и c в нестабилизированном состоянии (в полных напряжениях) определяются в исключительных случаях только для специально обоснованных расчетных схем.

2 При определении значений $tg\phi'$, c' и s_u для инженерно-геологических схем допускается использовать методы статического зондирования и вращательного среза.

5.15 Нормативные и расчетные значения характеристик $tg\phi'$ и c' следует определять применительно к гипотезе прочности Кулона или Кулона-Мора путем статистической обработки всех пар предельных значений максимальных и минимальных главных напряжений, полученных методом трехосного сжатия (либо пар значений нормальных и предельных касательных напряжений, полученных методом одноплоскостного среза) в соответствии с [ГОСТ 20522](#).

5.16 Расчетные значения характеристик $tg\phi'_1$, c'_1 и s_{u1} следует вычислять, используя коэффициент надежности по грунту γ_g при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,95$.

Если полученное таким образом значение γ_g будет более 1,25 (для илов - 1,4) или менее 1,05, то его необходимо принимать соответственно равным $\gamma_g = 1,25$ (для илов - 1,4) и $\gamma_g = 1,05$.



Расчетные значения характеристик $\text{tg}\phi'_{II}$, c'_{II} и s_{uII} следует принимать равными нормативным их значениям.

5.17 Для грунтов оснований сооружений I - III классов дополнительно к испытаниям указанными лабораторными методами следует проводить испытания в полевых условиях методами статического и динамического зондирования, вращательного среза, а для оснований бетонных и железобетонных сооружений - методом сдвига штампов. Испытания указанными методами и определение по их результатам нормативных значений характеристик $\text{tg}\phi'_n$, c'_n и s_{uII} следует проводить для условий, соответствующих основным расчетным случаям в периоды строительства и эксплуатации сооружения.

5.18 При испытаниях крупнообломочных грунтов допускается применение моделирования гранулометрических составов и методов, включающих получение экспериментальных зависимостей характеристик прочностных и деформационных свойств испытуемого грунта от параметров плотности сложения и гранулометрического состава.

При проектировании искусственных оснований кроме указанных выше характеристик следует назначать допустимые диапазоны контрольных значений плотности сухого грунта и влажности грунта, укладываемого в основание. Для искусственных оснований из крупнообломочных грунтов (галечников, горной массы и т.п.), кроме того, следует назначать допустимые диапазоны изменения гранулометрического состава грунта. Диапазоны изменения контрольных значений характеристик свойств и гранулометрического состава следует назначать по результатам лабораторных и полевых опытно-производственных испытаний.

При определении деформационных характеристик, гранулометрического состава, плотности сухого грунта и влажности грунта, укладываемого в основание, допускается использование экспериментально обоснованных косвенных методов.

5.19 Нормативные значения статического модуля деформации E_n нескальных грунтов следует определять по результатам полевых штамповых и прессиометрических опытов, а также по результатам компрессионных испытаний и (или) испытаний методом трехосного сжатия согласно требованиям [ГОСТ 12248](#). Для грунтов оснований и грунтовых сооружений I и II классов проведение испытаний методом трехосного сжатия является обязательным. Траектории нагружения образцов и методики обработки результатов испытаний должны учитывать историю нагружения грунтового массива (величину давления предуплотнения p'_c и степень переуплотнения грунта), диапазоны изменения напряжений в РГЭ и метод расчета или модельного исследования, для которых предназначены расчетные характеристики.

В том случае если ожидаемое максимальное давление на элемент основания превышает давление предуплотнения p'_c , следует определять не только вторичный E'' , но и первичный E' модули деформации. Вторичный модуль E'' определяется по компрессионной кривой в интервале напряжений от бытового на изучаемой глубине до p'_c . Первичный модуль E'



определяется по компрессионной кривой в интервале напряжений от p'_c до максимального ожидаемого напряжения на изучаемой глубине.

Нормативные значения E''_n и E'_n могут назначаться как постоянными, так и переменными по глубине.

Для оснований сооружений IV класса расчетные значения E допускается принимать по таблицам, приведенным в [СП 22.13330](#), с введением коэффициента m_c , принимаемого по обязательному приложению [В](#).

Модуль деформации скальных, мерзлых грунтов на стадии обоснования инвестиций может быть определен с помощью сейсмоакустических методов.

Расчетные значения модулей деформации E'' и E' следует принимать равными нормативным.

5.20 Коэффициент уплотнения a определяется методом компрессионного либо трехосного сжатия согласно [ГОСТ 12248](#). Нормативные значения a_n должны определяться в соответствии с [ГОСТ 20522](#), расчетные значения коэффициента уплотнения следует принимать равными нормативным.

5.21 Нормативные значения коэффициентов поперечной деформации v_n рекомендуется определять по результатам испытаний методом трехосного сжатия по консолидированно-дренированной схеме с независимым измерением продольных и поперечных деформаций образца грунта. Значения v_n следует определять как средние арифметические частных значений этой характеристики, полученных в отдельных испытаниях, или как значения, устанавливаемые по осредненным зависимостям измеряемых в опытах величин.

Расчетные значения коэффициента поперечной деформации v следует принимать равными нормативным.

При отсутствии экспериментальных значений v расчетные значения коэффициента v при обосновании допускается принимать по таблице [3](#).

Т а б л и ц а 3

| Грунты | Коэффициент поперечной деформации v | |
|------------------|---------------------------------------|-------------------------|
| | немерзлое состояние | твердомерзлое состояние |
| Глины при: | | |
| $I_L < 0$ | 0,20 - 0,30 | 0,30 - 0,35 |
| $0 < I_L < 0,25$ | 0,30 - 0,38 | 0,35 - 0,39 |
| $0,25 < I_L$ | 0,38 - 0,45 | 0,39 - 0,41 |



| Грунты | Коэффициент поперечной деформации ν | |
|-------------------------|-----------------------------------------|------------------------|
| | немерзлое состояние | тврдомерзлое состояние |
| Суглинки | 0,35 - 0,37 | 0,27 - 0,33 |
| Пески и супеси | 0,30 - 0,35 | 0,20 - 0,30 |
| Крупнообломочные грунты | 0,27 | 0,20 - 0,25 |

Примечание - Меньшие значения ν принимаются при большей плотности грунта.

5.22 Для предварительных расчетов оснований сооружений I - III классов, а также для окончательных расчетов оснований сооружений IV класса допускается при обосновании определять нормативные и расчетные значения прочностных и деформационных характеристик грунтов по таблицам из [СП 22.13330](#) в зависимости от их физических характеристик. Для отдельных районов допускается пользоваться региональными таблицами характеристик грунтов, специфических для этих районов, приведенными в территориальных строительных нормах.

5.23 Для обоснования безопасной и надежной работы грунтов оснований ГТС при действии динамических нагрузок и воздействий необходимо произвести:

оценку величины динамического сопротивления недренированному сдвигу $\sigma_{\text{сд}}$;

оценку динамики роста избыточного порового давления в несвязных и связных грунтах в процессе динамического воздействия и его величины после завершения динамического воздействия;

оценку величины постциклической прочности грунтов (прочности грунтов после завершения динамического воздействия);

оценку динамических модулей сдвига G^d , объемного сжатия K^d и демпфирования D^d в процессе динамического воздействия, которые необходимы для определения возникающих в грунте дополнительных деформаций и сдвигающих напряжений;

оценку величины дополнительных осадок и кренов сооружения и грунтового основания вследствие динамического воздействия.

Под динамическими воздействиями следует понимать напряжения и деформации, возникающие в грунтовом основании при совместной работе системы «сооружение-основание» и действии сейсмических, волновых или ледовых нагрузок. Каждая из нагрузок характеризуется своей продолжительностью T , характерной частотой f , пиковыми значениями касательных напряжений τ_{max} и τ_{min} . Указанные характеристики есть результат построения модели внешнего воздействия, существенно упрощающий реальный, негармонический и нерегулярный характер силового взаимодействия сооружения с грунтовым основанием.



5.24 Динамические параметры прочности грунтов являются интегральными характеристиками и одновременно зависят как от физико-механических свойств грунтов, так и от параметров внешних воздействий. Метод определения параметров прочности при динамических воздействиях - расчетно-экспериментальный с использованием последовательных приближений. Прочность грунтов при динамических воздействиях следует определять на основе гипотезы о возможности линейного независимого суммирования результатов внешних воздействий (накопления повреждений) Палмгрена-Майнера. Основой расчетно-экспериментальных оценок динамических характеристик являются результаты полевых (статическое зондирование, ультразвуковое зондирование, сейсмозондирование) и лабораторных испытаний грунтов.

5.25 Задача лабораторных экспериментальных исследований - определение уровня циклических напряжений при заданном уровне статических напряжений, выдерживаемых грунтом до разрушения (в условиях заданного НДС). Программа испытаний должна учитывать различные потенциальные формы потери устойчивости системы «сооружение-основание», а также прогнозируемые уровни статических и циклических напряжений в основании. При формировании программы лабораторных испытаний допускается рассматривать не все виды внешних воздействий, а лишь наихудшие, с точки зрения возможной потери устойчивости сооружением. Консерватизм получаемых оценок должен быть подтвержден имеющимися данными исследований динамических свойств грунтов в отечественной и мировой практике. Перенос результатов лабораторных испытаний на натурные условия требует соответствующего научного обоснования и использования нетривиальных подходов к комплексной оценке взаимного влияния циклического характера нагружения, длительности его воздействия, нелинейного характера реакции грунта как двухфазной среды на внешние воздействия, нелинейного в целом процесса накопления повреждаемости в грунте как сплошной среде и т.д. Особенности программы и методики проведения лабораторных динамических испытаний грунтов, методики интерпретации и представления результатов приведены в приложении [Б](#).

5.26 Динамические характеристики прочности как связных, так и несвязных грунтов следует определять в долях от статической прочности, причем они должны устанавливаться для каждого вида воздействий индивидуально. Параметрами для сравнения выступают эффективный угол внутреннего трения ϕ для несвязных грунтов и сопротивление недренированному сдвигу s_u для связных грунтов, полученные по результатам статических испытаний. Для несвязных грунтов при ограниченной дренирующей способности основания и однородном напряженно-деформированном состоянии прочность описывается введением так называемого динамического угла трения

$$\frac{tg\phi_{\text{дн}}}{tg\phi_{\text{ст}}} = 1 - \frac{\Delta U}{\sigma'_{\text{во}}},$$

где ΔU - накопленное за время расчетного воздействия избыточное поровое давление.



5.27 Нормативные значения параметров ползучести $\delta_{crp,n}$ и $\delta_{l,crp,n}$ определяются как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученных для расчетов осадок по результатам компрессионных испытаний и для расчетов горизонтальных смещений - по результатам сдвиговых испытаний. При этом испытания должны проводиться с фиксацией деформаций во времени на каждой ступени нагрузки. Частные значения δ_{crp} и $\delta_{l,crp}$ следует определять исходя из зависимости

$$\Xi_{t,i} = \Xi_{o,i} \left[1 + \frac{\delta_{crp,i}}{\delta_{l,crp,i}} (1 - e^{-\delta_{l,crp,i} t}) \right], \quad (4)$$

где $\epsilon_{t,i}$ - частные значения деформации компрессионного сжатия (при компрессионных испытаниях) или деформации сдвига (при сдвиговых испытаниях) в момент времени t ;

$\epsilon_{o,i}$ - частные значения мгновенной деформации компрессионного сжатия (при компрессионных испытаниях) или деформации сдвига (при сдвиговых испытаниях). Расчетные значения $\delta_{crp,n}$ и $\delta_{l,crp,n}$ следует принимать равными нормативным.

Опечатка.

5.28 Нормативное и равное ему расчетное значение коэффициента консолидации $C_{v,n} = C_v$ определяется как среднее арифметическое из частных значений этой характеристики, полученных по результатам испытаний в одометрах (применительно к одномерной задаче) в соответствии с [ГОСТ 12248](#). Допускается определение C_v методом трехосного сжатия по консолидированно-недренированной схеме (приложение [Б](#)).

Для оснований сооружения III - IV классов, а на ранних стадиях проектирования и для оснований сооружений I и II классов применительно к одномерной задаче допускается нормативное и равное ему расчетное значение коэффициента консолидации $C_{v,n} = C_v$ определять по результатам фильтрационных испытаний с учетом показателей пористости и уплотнения грунта при условии, что эти показатели определены опытным путем.

5.29 За нормативное значение коэффициента фильтрации k_n следует принимать среднее арифметическое частных значений коэффициента фильтрации грунта, определяемых применительно к ламинарному движению воды по закону Дарси на основе результатов испытаний грунта на водопроницаемость в лабораторных или полевых условиях с учетом воспринимаемого грунтом геостатического давления и нагрузок, возникающих после возведения сооружения, а также с учетом структурных особенностей грунта. При резко выраженной фильтрационной анизотропии, когда водопроницаемость грунта изменяется в зависимости от направления более чем в 5 раз, следует определять коэффициенты фильтрации по главным осям анизотропии. Расчетные значения коэффициента фильтрации k следует принимать равными нормативным.



Примечание - Для сооружений III и IV классов расчетные значения коэффициентов фильтрации грунтов основания допускается определять по аналогам, а также расчетом, используя другие физико-механические характеристики грунтов.

5.30 Расчетные значения осредненного критического градиента напора $I_{cr,m}$ в основании сооружения с дренажем следует принимать по таблице 4.

Т а б л и ц а 4

| Грунт | Расчетный осредненный критический градиент напора $I_{cr,m}$ |
|-------------------|-----------------------------------------------------------------|
| Песок: | |
| мелкий | 0,32 |
| средней крупности | 0,42 |
| крупный | 0,48 |
| Супесь | 0,6 |
| Суглинок | 0,8 |
| Глина | 1,35 |

Расчетные значения местного критического градиента напора I_{cr} следует определять, используя расчетные методы оценки суффозионной устойчивости грунтов либо путем испытаний грунтов на суффозионную устойчивость в лабораторных или натуральных условиях.

Для несуффозионных песчаных грунтов I_{cr} допускается принимать при выходе потока в дренаж равным 1,0, а за дренажем - 0,3. Для пылевато-глинистых грунтов при наличии дренажа или жесткой пригрузки при выходе на поверхность грунта I_{cr} допускается принимать равным 1,5, а при деформируемой пригрузке - 2,0.

5.31 Нормативные значения коэффициентов упругой и гравитационной водоотдачи $\mu_{i,n}$ и μ_n следует определять по результатам натуральных наблюдений за изменением напоров и уровней воды в измерительных скважинах, установленных в ИГЭ основания, при фиксации напора в заданной точке (например, в опытной скважине).

Расчетные значения коэффициентов μ_i и μ следует принимать равными нормативным.

Примечание - Значения μ_i и μ оснований сооружений II - IV классов допускается определять по результатам испытаний в лабораторных условиях.

5.32 Липкость (адгезионную прочность) грунта L определяют путем отрыва образца материала от грунтового массива. Расчетное значение липкости следует принимать равным нормативному.



5.33 Расчетное значение коэффициента трения на контакте негрунтового сооружения с грунтом основания, $\text{tg}\phi'_s$ в случае отсутствия результатов прямых определений назначается не более $2/3$ величины $\text{tg}\phi'$ грунта верхнего слоя основания, контактирующего с поверхностью сооружения.

Характеристики скальных грунтов

5.34 Нормативные значения предела прочности образца скального грунта на одноосное сжатие $R_{c,n}$ и одноосное растяжение $R_{t,n}$, а также предела прочности массива скального грунта на одноосное растяжение $R_{t,m,n}$ и одноосное сжатие $R_{c,m,n}$ следует определять как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученных в отдельных испытаниях методами сжатия и растяжения соответственно в лабораторных и в полевых условиях. В лабораторных условиях допускается также применять косвенные методы испытаний (например, с использованием соосных пуансонов, сферических индикаторов).

5.35 Частные значения пределов прочности на сжатие и растяжение массива следует, как правило, определять экспериментально в полевых условиях: на сжатие - методом одноосного сжатия скальных целиков, на растяжение - методом отрыва бетонных штампов (по контакту бетон-скала) или скальных целиков (по массиву или трещинам) в условиях одноосного растяжения.

Расчетные значения характеристик прочности $R^{c,I}$ и $R^{t,I}$ следует определять в соответствии с указаниями [ГОСТ 20522](#) при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,95$. Расчетные значения характеристик $R_{c,II}$, $R_{t,II}$, $R_{c,m,II}$ и $R_{t,m,II}$ принимаются равными их нормативным значениям.

При обосновании расчетные значения $R_{t,m,II}$ в направлениях, не совпадающих с нормальными к плоскостям трещин, допускается принимать по таблице 5, а в направлениях, совпадающих с нормальными к плоскостям сплошных трещин, принимать равными нулю.

5.36 Нормативные значения параметров $\text{tg}\phi_n$ и c_n массивов скальных грунтов при статических воздействиях следует определять для всех потенциально опасных расчетных поверхностей или элементарных площадок сдвига по результатам полевых или лабораторных (в том числе модельных) испытаний, проводимых методом медленного среза (сдвига) бетонных штампов или скальных целиков.

Испытания указанными методами и определение по их результатам нормативных значений $\text{tg}\phi_n$ и c_n следует производить с учетом условий, соответствующих всем расчетным случаям в периоды строительства и эксплуатации сооружения.

5.37 Обработку результатов испытаний для определения нормативных и расчетных значений $\text{tg}\phi$ и c следует производить так же, как для нескальных грунтов (см. [5.15](#) и [5.16](#)).

5.38 Для оснований сооружений III и IV классов, а также для оснований сооружений I и II классов на стадии технико-экономического обоснования строительства расчетные значения $\text{tg}\phi_{I,II}$ и $c_{I,II}$, предназначенные для расчетных схем, допускается принимать по таблице 5 с



использованием аналогов, корреляционных связей и т.д. Значения $\text{tg}\phi_{I,II}$ и $c_{I,II}$ для оснований сооружений I и II классов на стадиях проекта и рабочей документации при соответствующем обосновании также допускается принимать по этой таблице, если расчеты с использованием этих характеристик не определяют габариты сооружений. Данными этой таблицы допускается пользоваться во всех случаях при определении значений $\text{tg}\phi$ и c , предназначенных для составления инженерно-геологических схем (моделей).

5.39 Для определения $\text{tg}\phi_n$, c_n и на их основе $\text{tg}\phi_{I,II}$, $c_{I,II}$ при динамических (в том числе сейсмических) воздействиях рекомендуется проводить испытания по специально разрабатываемой методике. Допускается значения $\text{tg}\phi_{I,II}$, $c_{I,II}$, соответствующие эффективным напряжениям, принимать равными значениям при статических воздействиях.

5.40 Деформационные характеристики массивов скальных пород (E_n , ν_n) следует определять по результатам испытаний как методами статического нагружения скального грунта (E_n и ν_n), так и динамическими (сейсмоакустическими или ультразвуковыми) методами по результатам измерения скоростей продольных $u_{p,n}$ и поперечных $u_{s,n}$ волн.

Для определения частных значений статических деформационных характеристик рекомендуется использовать зависимости, полученные решением краевых задач теории упругости с граничными условиями, соответствующими условиям нагружения при испытаниях. Частные значения скоростей упругих волн определяют по фиксируемому в испытаниях времени прохождения волн между источником и приемником импульсов.

При проведении как динамических, так и статических испытаний следует для учета возможного влияния на искомые параметры таких факторов, как различные инженерные мероприятия (выемка скалы, укрепительные инъекции), так и вызванные трещиноватостью (анизотропия, неоднородность, нелинейная деформируемость пород, ползучесть) тщательно выбирать место и условия проведения испытаний или использовать обоснованные корректирующие коэффициенты.

5.41 Нормативные значения характеристик деформируемости массивов скальных грунтов и упругих динамических характеристик для ИГЭ и (или) РГЭ следует определять как средние арифметические частных значений этих характеристик, полученных в отдельных испытаниях. Нормативные значения E_n и ν_n допускается также определять исходя из корреляционной зависимости между статической (E_n и ν_n) и динамической ($u_{p,n}$ или $u_{s,n}$) характеристиками, установленной при сопоставлении частных сопряженных значений этих характеристик, полученных в одних и тех же точках массива, расположенных в разных ИГЭ и (или) РГЭ исследуемого основания.

Для оснований сооружений III и IV классов, а также для оснований сооружений I и II классов на стадии обоснования инвестиций при определении нормативных значений корреляционную зависимость с динамическими характеристиками допускается при обосновании принимать на основе обобщения данных испытаний для аналогичных инженерно-геологических условий.



Для РГЭ нормативные значения E_n , ν_n , $u_{p,n}$, $u_{s,n}$ могут также определяться по единой нормативной зависимости данной характеристики от координаты.

5.42 Расчетные значения модуля деформации следует определять в соответствии с указаниями [ГОСТ 20522](#). При этом значения E_{II} , используемые в оценках смещений сооружений и оснований, следует определять при односторонней доверительной вероятности $\alpha = 0,85$, а значения E_I , используемые в оценках устойчивости, - при $\alpha = 0,9$.

При проведении как динамических, так и статических экспериментальных исследований следует учитывать возможное влияние на искомые параметры таких факторов, как различные инженерные мероприятия (выемка скалы, укрепительные инъекции), вызванные трещиноватостью (анизотропия, неоднородность, нелинейная деформируемость пород, ползучесть), а также выявленные особенности строения и свойств грунта.

В тех случаях, когда указанные выше влияющие факторы не могут быть учтены непосредственно в ходе опытов, в полученные по результатам экспериментов частные значения характеристик рекомендуется вводить расчетные коррективы с помощью соответствующих коэффициентов условий работы. Значения этих коэффициентов должны определяться на основе результатов специально проводимых или проведенных ранее (для аналогичных условий) экспериментальных или теоретических исследований.



Таблица 5

| Категория грунта | Грунты основания | Расчетные значения характеристик $tg\phi$; $tg\phi_{i,II}$ и c_i ; $c_{i,II}$ скальных грунтов для расчетов | | | | | | | | | | | | Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов |
|------------------|----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------------------------|--------------------|------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| | | местной прочности по площадке м сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона скала | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, с шириной их раскрытия, мм | | | | | | | | | | |
| | | | | менее 2 (в том числе сомкнутые) | от 2 до 20 | | более 20 | | | | | | | |
| | | | | | преимущественно с песчаным заполнителем | преимущественно с глинистым заполнителем | | | | | | | | |
| $tg\phi_{II}$ | c_{II} , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_i , $c_{i,II}$ / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_i , $c_{i,II}$ / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_i , $c_{i,II}$ / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_i , $c_{i,II}$ / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_i , $c_{i,II}$ / γ_g , МПа | $R_{i,m,II}$, МПа | | |
| 1 | Скальные (массивные, крупноблочные, слоистые, плитчатые, | 1,8 | 2,0 | 0,95 | 0,4 | 0,8 | 0,15 | 0,70 | 0,1 | 0,6 | 0,1 | 0,55 | 0,05 | -0,25 |



| Категория грунта | Грунты основания | Расчетные значения характеристик $tg\phi_i$; $tg\phi_{i,II}$ и c_i ; $c_{i,II}$ скальных грунтов для расчетов | | | | | | | | | | | Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов |
|------------------|------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| | | местной прочности по площадке м сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона скала | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, с шириной их раскрытия, мм | от 2 до 20 | | преимущественно с песчаным заполнителем | преимущественно с глинистым заполнителем | более 20 | | | |
| | | | | | | менее 2 (в том числе сомкнутые) | преимущественно с глинистым заполнителем | | | | более 20 | | |
| $tg\phi_{II}$ | c_{II} , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $R_{i,m,II}$, МПа | |
| | очень слабо- и слаботрещиноватые, неветрелые) с $R_c^* > 50$ МПа | | | | | | | | | | | | |



| Категория грунта | Грунты основания | Расчетные значения характеристик $tg\phi_i$; $tg\phi_{i,II}$ и c_i ; $c_{i,II}$ скальных грунтов для расчетов | | | | | | | | | | | | Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов |
|------------------|---------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| | | местной прочности по площадке м сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона скала | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхности и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, с шириной их раскрытия, мм | | менее 2 (в том числе сомкнутые) | от 2 до 20 | | более 20 | | | | | |
| | | | | преимущественно с песчаным заполнителем | преимущественно с глинистым заполнителем | | | | | | | | | |
| | | $tg\phi_{II}$ | c_{II} , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $R_{i,m,II}$, МПа | |
| 2 | Скальные (массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, средне- | 1,5 | 1,7 | 0,85 | 0,3 | 0,8 | 0,15 | 0,70 | 0,1 | 0,6 | 0,1 | 0,55 | 0,05 | -0,17 |



| Категория грунта | Грунты основания | Расчетные значения характеристик $tg\phi_i$; $tg\phi_{i,II}$ и c_i ; $c_{i,II}$ скальных грунтов для расчетов | | | | | | | | | | | Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов | |
|------------------|---------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|
| | | местной прочности по площадке м сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона-скала | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхности и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона-скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхности и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона-скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | от 2 до 20 | | преимущественно с песчаным заполнителем | преимущественно с глинистым заполнителем | более 20 | | | | | |
| | | | | | менее 2 (в том числе сомкнутые) | преимущественно с песчаным заполнителем | | | | преимущественно с глинистым заполнителем | более 20 | $tg\phi_{II}$ | | c_{II} , МПа |
| | | $tg\phi_{II}$ | c_{II} , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $R_{i,m,II}$, МПа |
| | трещиноватые, слабовыветрелые) с $R_c^* > 50$ МПа | | | | | | | | | | | | | |



| Категория грунта | Грунты основания | Расчетные значения характеристик $tg\phi_i$; $tg\phi_{i,II}$ и c_i ; $c_{i,II}$ скальных грунтов для расчетов | | | | | | | | | | | | Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов |
|------------------|---------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|--------------------|------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| | | местной прочности по площадке м сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхности и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, с шириной их раскрытия, мм | | менее 2 (в том числе сомкнутые) | от 2 до 20 | | более 20 | | | | | |
| | | | | преимущественно с песчаным заполнителем | преимущественно с глинистым заполнителем | | | | | | | | | |
| $tg\phi_{II}$ | c_{II} , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II} / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II} / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II} / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II} / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II} / γ_g , МПа | $R_{i,m,II}$, МПа | | |
| 3 | Скальные (массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые сильно и очень | 1,3 | 1,0 | 0,80 | 0,2 (2,0) | 0,7 | 0,1 | 0,65 | 0,05 | 0,55 | 0,05 | 0,45 | 0,02 | -0,10 |



| Категория грунта | Грунты основания | Расчетные значения характеристик $tg\phi_i$; $tg\phi_{i,II}$ и c_i ; $c_{i,II}$ скальных грунтов для расчетов | | | | | | | | | | | Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов |
|------------------|-------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| | | местной прочности по площадке м сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона скала | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига, приуроченных к трещинам в массиве | от 2 до 20 | | преимущественно с песчаным заполнителем | преимущественно с глинистым заполнителем | более 20 | | | |
| | | | | | | менее 2 (в том числе сомкнутые) | преимущественно с глинистым заполнителем | | | | | | |
| | | $tg\phi_{II}$ | c_{II} , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $R_{i,m,II}$, МПа | |
| | сильнотрещиноватые) с $15 < R_c < 50$ МПа; скальные слабовыветрелые, | | | | | | | | | | | | |



| Категория грунта | Грунты основания | Расчетные значения характеристик $tg\phi_i$; $tg\phi_{i,II}$ и c_i ; $c_{i,II}$ скальных грунтов для расчетов | | | | | | | | | | | | Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов | |
|------------------|------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|---------------------------------|---------------|----------------|------------|-------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|
| | | местной прочности по площадке м сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона скала | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхности и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, с шириной их раскрытия, мм | | менее 2 (в том числе сомкнутые) | от 2 до 20 | | более 20 | | | | | | |
| | | | | преимущественно с песчаным заполнителем | преимущественно с глинистым заполнителем | | $tg\phi_{II}$ | c_{II} , МПа | | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, c_I/γ_g , МПа | $tg\phi_{II}$, c_{II}/γ_g , МПа | | $R_{i,m,II}$, МПа |
| | слаботрещиноватые) с $5 < R_c < 15$ МПа | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | Полускальные (плитчатые, тонкоплитчатые) | 1,0 | 0,3 (3,0) | 0,75 | 0,15 (1,5) | 0,65 | 0,05 | 0,55 | 0,03 (0,3) | 0,50 | 0,03 | 0,45 | 0,02 | -0,05 (-0,5) | |



| Категория грунта | Грунты основания | Расчетные значения характеристик $tg\phi_i$; $tg\phi_{i,II}$ и c_i ; $c_{i,II}$ скальных грунтов для расчетов | | | | | | | | | | | Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов | |
|------------------|--------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------------|---------------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|--|
| | | местной прочности по площадке м сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона-скала | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхности и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона-скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, с шириной их раскрытия, мм | | менее 2 (в том числе сомкнутые) | от 2 до 20 | | более 20 | | | | | |
| | | | | преимущественно с песчаным заполнителем | преимущественно с глинистым заполнителем | | $tg\phi_{i,II}$ | $c_{i,II}$ | | $tg\phi_i$ | c_i | $R_{i,m,II}$, МПа | | |
| $tg\phi_{II}$ | c_{II} , МПа | $tg\phi_i$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_i , $c_{i,II}$ / γ_g , МПа | $tg\phi_i$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_i , $c_{i,II}$ / γ_g , МПа | $tg\phi_i$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_i , $c_{i,II}$ / γ_g , МПа | $tg\phi_i$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_i , $c_{i,II}$ / γ_g , МПа | $tg\phi_i$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_i , $c_{i,II}$ / γ_g , МПа | $R_{i,m,II}$, МПа | | |
| | е, средне-, сильно- и очень сильно трещиноватые) с $R_c^* > 5$ МПа | | | | (0, 5) | | | | (0, 3) | | (0, 2) | | | |



| | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| Категория грунта | Грунты основания | Расчетные значения характеристик $tg\phi_i$; $tg\phi_{i,II}$ и c_i ; $c_{i,II}$ скальных грунтов для расчетов | | | | | | | | | | | Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов |
| | | местной прочности по площадке сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхности и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига в массиве, приуроченных к трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, с шириной их раскрытия, мм | | | | | | | | более 20 | |
| | | | | менее 2 (в том числе сомкнутые) | преимущественно с песчаным заполнителем | преимущественно с глинистым заполнителем | от 2 до 20 | | | | | | |
| $tg\phi_{II}$ | c_{II} , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II} / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II} / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II} / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II} / γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}$ / γ_g | c_I , c_{II} / γ_g , МПа | $R_{i,m,II}$, МПа | |
| <p>* R_c - нормативные значения предела прочности отдельностей на одноосное сжатие.</p> <p>Примечания</p> <p>1 В графах 5 - 14 следует принимать $\gamma_g = 1,25$.</p> | | | | | | | | | | | | | |



| Категория грунта | Грунты основания | Расчетные значения характеристик $tg\phi_i$; $tg\phi_{i,II}$ и c_i ; $c_{i,II}$ скальных грунтов для расчетов | | | | | | | | | | | Расчетные значения предела прочности на одноосное растяжение массивов скальных грунтов | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|
| | | местной прочности по площадке сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве и к контакту бетона скала | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | устойчивости, физического моделирования и расчетов местной прочности для поверхностей и площадок сдвига, приуроченных к контакту бетона скала; расчетов устойчивости по поверхностям сдвига, не приуроченным к трещинам в массиве | от 2 до 20 | | преимущественно с песчаным заполнителем | преимущественно с глинистым заполнителем | более 20 | | | | | |
| | | | | | менее 2 (в том числе сомкнутые) | преимущественно с песчаным заполнителем | | | | преимущественно с глинистым заполнителем | более 20 | $tg\phi_{II}$ | | c_{II} , МПа |
| | | $tg\phi_{II}$ | c_{II} , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ | c_I , c_{II}/γ_g , МПа | $R_{i,m,II}$, МПа |
| <p>2 Для поверхностей сдвига, приуроченных к прерывистым и кулисообразным трещинам, приведенные в графах 7 - 14 значения характеристик $tg\phi_I$, $tg\phi_{II}/\gamma_g$ необходимо умножить на коэффициент 1,1, характеристик c_I, c_{II}/γ_g - на коэффициент 1,2.</p> <p>3 Приведенные в таблице характеристики соответствуют водонасыщенному состоянию массива грунта.</p> | | | | | | | | | | | | | | |



На стадии обоснования инвестиций расчетные значения модуля деформации скальных массивов E допускается определять на основе аналоговых корреляционных связей этой характеристики с характеристиками других свойств - водопроницаемостью, воздухопроницаемостью и др. При этом характеристики других свойств должны быть установлены по результатам испытаний в изучаемом скальном массиве.

Расчетные значения коэффициента поперечной деформации ν следует принимать равными нормативным. Расчетные значения ν массивов скального грунта допускается определять по аналогам.

5.43 Нормативные значения коэффициента фильтрации k_n и удельного водопоглощения q_n следует определять как средние арифметические значения результатов, полученных при испытаниях, выполненных одинаковым методом в соответствии с [ГОСТ 23278](#). В сложных гидрогеологических условиях (резко выраженная анизотропия фильтрационных свойств, карст, неопределенность граничных условий и др.) нормативное значение k_n следует определять по результатам испытаний в кусте скважин. При определении k_n и q_n необходимо учитывать напряженное состояние грунта в изучаемой зоне основания и его влияние на фильтрационные характеристики скального массива.

Расчетные значения коэффициента фильтрации k и удельного водопоглощения q следует принимать равными нормативным.

5.44 Нормативные значения критической скорости движения воды в трещинах (прослойках, тектонических зонах дробления) $v_{cr,j,n}$, как правило, следует определять по результатам суффозионных испытаний заполнителя трещин (прослоек, зон дробления) и образцов самих породных блоков.

Расчетные значения $v_{cr,j}$ следует принимать равными нормативным.

Для оснований сооружений III и IV классов, а при соответствующем обосновании и для оснований сооружений I и II классов значения $v_{cr,j}$ допускается определять расчетом в зависимости от геометрических характеристик трещин, вязкости фильтрующей воды и физико-механических характеристик заполнителя трещин.

Расчетные значения (равные нормативным) критического градиента напора $l_{cr,j}$ фильтрационного потока в направлении простирания рассматриваемой системы трещин также следует определять расчетом в зависимости от геометрических характеристик трещин, вязкости воды и физико-механических характеристик заполнителя трещин.

5.45 Нормативные и расчетные значения коэффициентов упругой и гравитационной водоотдачи $\mu_{l,n}$, μ_n , μ_l и μ следует определять в соответствии с [5.30](#) по результатам испытаний в натуральных условиях.



5.46 По деформируемости, прочности и фильтрационным свойствам в различных направлениях массивы скальных грунтов следует считать изотропными при коэффициенте анизотропии не более 3 и анизотропными - при коэффициенте анизотропии более 3.

5.47 Для сильнодеформируемых (при $E < 1000$ МПа), легковетриваемых, сильнотрещиноватых, размокающих и набухающих под воздействием воды полускальных грунтов следует применять состав и методы определения их физико-механических характеристик и расчетов, соответствующие как скальным, так и нескальным грунтам.

6 Инженерно-геологическая и расчетная схематизация оснований

6.1 Проектирование оснований и прогноз изменения их состояния в процессе эксплуатации гидротехнических сооружений следует выполнять на основе инженерно-геологических и расчетных геомеханических моделей (схем).

Инженерно-геологические модели используют при выборе района, участка и конкурирующих площадок размещения объекта, при компоновке сооружений объекта, при выборе типов сооружений, при конструировании сооружений, при составлении расчетных геомеханических схем и при обосновании экологической безопасности.

Расчетные геомеханические модели используют при расчетах и разработке конструкций сооружений, при обосновании их технической надежности, экологической безопасности и экономической целесообразности.

6.2 Инженерно-геологическая модель (схема) основания должна представлять собой совокупность ИГЭ, каждый из которых должен быть охарактеризован инженерно-геологическими и гидрогеологическими признаками и наделен постоянными нормативными и расчетными значениями классификационных, а при необходимости - и других физико-механических показателей грунтов.

Инженерно-геологическая модель должна, как правило, представляться в виде набора карт и разрезов по различным характерным сечениям, отражающим необходимые для проектирования сооружения признаки и показатели грунтового массива основания.

Кроме ИГЭ инженерно-геологическая модель должна также содержать характеристику опасных природных процессов, включая их пространственное распространение, закономерности развития и интенсивность проявления.

6.3 Расчетная геомеханическая модель (схема) основания должна представлять собой совокупность РГЭ (расчетных грунтовых элементов), каждый из которых должен быть охарактеризован необходимым для расчетов (или экспериментов) набором характеристик. Разработка расчетных геомеханических моделей должна основываться на инженерно-геологических схемах.



Для одного и того же объекта при необходимости составляют несколько расчетных геомеханических схем, каждая из которых должна быть привязана к конкретному методу и виду расчета (или эксперимента).

6.4 Выделение ИГЭ и РГЭ следует выполнять в соответствии с учетом [ГОСТ 20522](#).

Для определения границ ИГЭ наряду с результатами лабораторных испытаний грунтов допускается использовать результаты полевых исследований методами статического и динамического зондирования, вращательного среза и др. Проверка правильности выделения ИГЭ выполняется путем сравнения фактических значений коэффициента вариации характеристик с допустимыми согласно [ГОСТ 20522](#).

При выделении РГЭ надлежит использовать все характеристики, входящие в рассматриваемую расчетную схему.

6.5 ИГЭ и РГЭ наделяются нормативными и расчетными значениями физико-механических характеристик грунтов в соответствии с требованиями [ГОСТ 20522](#).

7 Расчеты устойчивости (несущей способности) оснований

Основные положения

7.1 Расчеты устойчивости (несущей способности) системы «сооружение-основание» следует производить для сооружений всех классов по предельным состояниям первой группы; расчеты устойчивости склонов (массивов) следует производить в зависимости от последствий их разрушения либо по предельным состояниям первой либо второй группы.

7.2 Критерием обеспечения устойчивости (несущей способности) системы «сооружение-основание» и склонов является выполнение условия (1)

$$\gamma_n F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R. \quad (5)$$

Здесь F и R - расчетные значения соответственно обобщенных сдвигающих сил и сил предельного сопротивления или моментов сил, стремящихся сдвинуть (повернуть) и удержать систему «сооружение-основание» или склон. При их определении используют коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f и по грунту γ_g , определяемые по указаниям [7.3](#) и разделу [5](#), и коэффициенты γ_n , γ_{lc} , определяемые по [4.5](#).

Коэффициент условий работы γ_c принимается по таблице [6](#).

Т а б л и ц а 6

| Типы сооружений и оснований | Коэффициент условий работы γ_c |
|-----------------------------|---------------------------------------|
| Гравитационные: | |



| Типы сооружений и оснований | Коэффициент условий работы γ_c |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| бетонные, железобетонные, металлические и другие сооружения на нескальных и полускальных основаниях | 1,0 |
| <p>То же, на скальных основаниях (кроме распорных сооружений) для расчетных поверхностей сдвига:</p> <p>приуроченных к трещинам</p> <p>не приуроченных к трещинам</p> <p>Распорные сооружения:</p> <p>арочные плотины</p> <p>другие распорные сооружения на скальных основаниях</p> | <p>1,0</p> <p>0,95</p> <p>0,75</p> <p>1,0 - E/T,</p> <p>E - распор;</p> <p>T - сдвигающая нагрузка</p> |
| Естественные откосы и склоны | 1,0 |
| <p>Примечания</p> <p>1 При расположении сооружений в северной строительно-климатической зоне (ССКЗ) и прохождении расчетных поверхностей сдвига в зоне промораживания-оттаивания приведенные коэффициенты следует умножать на 0,95.</p> <p>2 В необходимых случаях, кроме приведенных в таблице коэффициентов, должны приниматься дополнительные коэффициенты условий работы, учитывающие несоответствие расчетной схемы и методов расчета действительным условиям работы системы «сооружение-основание». Величины этих коэффициентов должны быть обоснованы специальными исследованиями.</p> | |

7.3 При определении расчетных нагрузок коэффициенты надежности по нагрузкам следует принимать согласно требованиям СП 58.13330.

Примечания

1 В тех случаях когда в расчетах используется не равнодействующая нагрузок (сил), а ее проекции, коэффициенты надежности по нагрузке должны вводиться либо к равнодействующей, либо одинаковыми (повышающими или понижающими) ко всем проекциям.

2 Все нагрузки от грунта (вертикальное давление от веса грунта, боковое давление грунта) следует, как правило, определять по расчетным значениям характеристик грунта $\text{tg}\varphi_{i,ii}$, $c_{i,ii}$, $\gamma_{i,ii}$, принимая при этом коэффициенты надежности по нагрузкам равными единице. При этом расчетные значения характеристик грунта принимаются больше или меньше их нормативных значений в зависимости от того, какие из них приводят к невыгодным условиям загрузки системы «сооружение-основание».



3 Сочетание нагрузок и воздействий должны устанавливаться в соответствии с практической возможностью одновременного их действия на сооружение. При этом любая кратковременная нагрузка не вводится в сочетание, если она увеличивает устойчивость сооружения.

4 Если при определении расчетных величин нагрузок нельзя установить, какое значение γ_f (большее или меньшее) приводит к наиболее невыгодному случаю загрузки сооружения, то следует выполнять сопоставительные расчеты при обоих значениях коэффициентов надежности по нагрузке.

7.4 Расчеты устойчивости системы «сооружение-основание» и склонов следует, как правило, производить методами, учитывающими все условия равновесия в предельном состоянии.

Допускается применять и другие методы расчета, результаты которых проверены опытом проектирования, строительства и эксплуатации сооружений.

В расчетах устойчивости следует рассматривать все физически и кинематически возможные схемы потери устойчивости сооружений, систем «сооружение-основание», склонов (массивов).

7.5 Расчеты следует выполнять для условий плоской или пространственной задачи. Условия пространственной задачи принимают, если $l < 3b$ или $l < 3h$ (для шпунтовых сооружений и склонов), или когда поперечное сечение сооружения, нагрузки, геологические условия меняются по длине $l < 3b$ ($< 3h$), где l и b соответственно длина и ширина сооружения, h - высота сооружения с учетом заглубления сооружений или шпунта в грунт основания.

Допускается использование решений плоской задачи для систем «сооружение-основание» и склонов, работающих в пространственных условиях, путем учета сил трения и сцепления по боковым поверхностям сдвигаемого массива грунта и сооружения. При этом следует, как правило, давление на боковые поверхности принимать равным давлению покоя. Это указание относится к сооружениям с фиксированными боковыми поверхностями, параллельными направлению сдвига, и не распространяется на грунтовые массивы с произвольной боковой поверхностью обрушения.

Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях

7.6 В расчетах устойчивости гравитационных сооружений на нескальных основаниях следует рассматривать возможность потери устойчивости по схемам плоского, смешанного и глубинного сдвигов. Выбор схемы зависит от вида сооружения, классификационной характеристики основания, схемы загрузки и других факторов. Следует иметь в виду, что перечисленные схемы сдвига могут иметь место как при поступательной форме сдвига, так и при сдвиге с поворотом в плане.

Для сооружений, основанием которых являются естественные или искусственные откосы или их гребни, необходимо также рассматривать схему общего обрушения откоса вместе с расположенным на нем сооружением.

Для сооружений I класса, кроме перечисленных расчетов устойчивости, оценка степени их устойчивости может производиться на основе анализа результатов расчетов напряженно-



деформированного состояния системы «сооружение-основание». Кроме того, наряду с детерминистическими методами расчетов должен выполняться вероятностный анализ надежности сооружений.

7.7 Расчеты устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига следует производить для всех сооружений, несущих вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Для сооружений расчеты устойчивости следует производить только по схеме плоского сдвига в следующих случаях:

1) основания сооружений сложены песчаными, крупнообломочными, твердыми $I_L < 0$ и полутвердыми $0 \leq I_L \leq 0,25$ пылевато-глинистыми грунтами при выполнении условий:

а) для случая равномерной нагрузки и эксцентриситета в сторону верховой грани сооружения

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_m}{b\gamma_i} \leq N_0; \quad (7)$$

б) при эксцентриситете e_p равнодействующей всех сил, приложенных к сооружению в сторону низовой грани сооружения

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_m^*}{b^* \gamma_i} \leq N_0; \quad (8)$$

2) основания сооружений сложены туго- ($0,25 < I_L \leq 0,5$) и мягкопластичными ($0,5 < I_L \leq 0,75$) глинистыми грунтами при выполнении условий (7) или (8) и следующих дополнительных условий:

$$tg\psi_1 = tg\varphi_1 + \frac{c_I(s_{u,i})}{\sigma_m(\sigma_m^*)} \geq 0,45; \quad (9)$$

$$c_v^0 = \frac{k(1+e) t_0}{a\gamma_w k_0^2} \geq 4. \quad (10)$$

В формулах (7) - (10) обозначено:

N_{σ} - число моделирования;

σ_m, σ_m^* - среднее нормальное напряжение соответственно при ширине b и b^* ;

b - размер стороны (ширина) прямоугольной подошвы сооружения, параллельной сдвигающей силе (без учета длины анкерного понура); $b^* = b - 2e_p$;



e - эксцентриситет в сторону низовой грани сооружения нормальной силы P в плоскости подошвы, равный расстоянию от точки пересечения с подошвой фундамента равнодействующей всех сил до оси сооружения;

γ_l - удельный вес грунта основания, принимаемый ниже уровня воды с учетом ее взвешивающего действия;

N_0 - безразмерное число, принимаемое для плотных песков $N_0 = 1$; для остальных грунтов $N_0 = 3$. Для всех грунтов оснований сооружений I и II классов N_0 , как правило, следует уточнять по результатам экспериментальных исследований методом сдвига штампов в котлованах сооружений;

I_L - показатель текучести;

$\text{tg}\psi_l$ - расчетное значение коэффициента сдвига;

$\text{tg}\phi, c_l, s_{u,l}$ - расчетные значения характеристик прочности грунта основания с учетом степени его консолидации под нагрузкой от сооружения к расчетному моменту и возможного их снижения в зоне промораживания-оттаивания (при строительстве в ССКЗ);

c_v^0 - коэффициент степени консолидации грунта;

k - коэффициент фильтрации грунта;

e - коэффициент пористости грунта в естественном состоянии;

t_0 - время возведения сооружения;

a - коэффициент уплотнения; при его определении учитывается изменение e и σ во всем диапазоне изменения нагрузок на основание;

γ_w - удельный вес воды;

h_0 - расчетная толщина консолидируемого слоя, принимаемая для сооружения с шириной подошвы b , на части которой b_d расположен дренаж, равной:

а) для однослойного основания:

при наличии водоупора, залегающего на глубине h_1 ($h_1 \leq H_c$); (H_c - см. [11.6.2](#))

$$h_0 = h_1 + \frac{b - b_d}{2}; \quad (11)$$

при залегании в основании дренирующего слоя на глубине h_1 ($h_1 \leq H_c$)

[Опечатка.](#)



$$h_0 = \frac{h_1}{2} + \frac{b - b_d}{2}; \quad (12)$$

б) для двухслойного основания с толщинами слоев h_1 и h_2 :

при наличии водоупора и при $k_1 = k_2$ ($h_1 + h_2 \leq H_c$)

$$h_0 = h_1 + h_2 + \frac{b - b_d}{2}; \quad (13)$$

при наличии дренирующего слоя на глубине $h_1 + h_2$ ($h_1 + h_2 \leq H_c$)

$$h_0 = \frac{h_1 + h_2}{2} + \frac{b - b_d}{2}; \quad (14)$$

Примечания

1 За верхнюю грань сооружения следует принимать грань, со стороны которой действует сдвигающая нагрузка; за низовую грань сооружения - грань, в направлении которой проверяется возможность сдвига.

2 Указания настоящего пункта не распространяются на случаи, когда особенности конструкции или сооружения и геологического строения основания, а также распределение нагрузок определяют глубинный сдвиг.

7.8 При расчете устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига за расчетную поверхность сдвига следует принимать:

при плоской подошве сооружения - плоскость опирания сооружения на основание с обязательной проверкой устойчивости по горизонтальной поверхности сдвига, проходящей через верховой край подошвы (выбор плоской горизонтальной подошвы сооружения требует специального обоснования);

при наличии в подошве сооружения верхового и низового зубьев:

при глубине заложения верхового зуба, равной или большей низового, - плоскость, проходящую через подошву зубьев, а также горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба;

при глубине заложения низового зуба более глубины заложения верхового зуба горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба (при этом все силы следует относить к указанной плоскости, за исключением давления воды и пассивного давления грунта со стороны низовой грани сооружения, которые надлежит относить к плоскости, проходящей по подошве низового зуба);

при наличии в основании сооружения каменной постели - плоскости, проходящие по контакту сооружения с постелью и постели с грунтом; при наличии у каменной постели



заглубления в грунт следует рассматривать также наклонные плоскости или ломаные поверхности, проходящие через постель;

при наличии в основании зон, слоев или прослоек слабых грунтов, в том числе в зонах промораживания-оттаивания, следует дополнительно оценить степень устойчивости сооружения применительно к расчетным плоскостям, проходящим в этих зонах или слоях.

7.9 При расчете устойчивости сооружений по схеме плоского сдвига (без поворота) при горизонтальной плоскости сдвига значения $R = R_{pl}$ и F в условиях (5) следует определять по формулам:

$$R_{pl} = P \operatorname{tg} \phi_l + \gamma'_c E_{p,tw} + A c(s_{u,l}) + R_g; \quad (15)$$

$$F = T_{hw} + E_{a,hw} - T_{tw}, \quad (16)$$

где R_{pl} - расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге;

P - сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок (включая противодействие);

$\operatorname{tg} \phi_l$, c_l , $s_{u,l}$ - характеристики прочности грунта по расчетной поверхности сдвига, определяемые по указаниям раздела 5, причем c_l , $s_{u,l}$ учитываются только на той части площади основания, на которой отсутствуют растягивающие напряжения;

Опечатка.

γ_c - коэффициент условий работы, учитывающий зависимость реактивного давления грунта с низовой стороны сооружения от горизонтального смещения сооружения при потере им устойчивости, принимаемый по результатам экспериментальных или теоретических исследований; при их отсутствии значение γ_c рекомендуется принимать равным 0,7 (при специальном обосновании допускается принимать $0,7 < \gamma_c \leq 1,0$);

$E_{p,tw}$, $E_{a,hw}$ - соответственно расчетные значения горизонтальных составляющих силы пассивного давления грунта с низовой стороны сооружения и активного давления грунта с верховой стороны;

A - площадь проекции на поверхность сдвига подошвы сооружения, в пределах которой учитывается сцепление;

R_g - горизонтальная составляющая силы сопротивлений свай, анкеров и т.д.;

F - расчетное значение сдвигающей силы;

T_{hw} , T_{tw} - суммы горизонтальных составляющих расчетных значений активных сил, действующих соответственно со стороны верховой и низовой граней сооружения, за исключением активного давления грунта.

Примечание - Для вертикально- и наклонно-слоистых оснований $\operatorname{tg} \phi_l$ и c_l следует определять по обязательному приложению Г как средневзвешенные значения характеристик грунтов всех слоев с



учетом перераспределения нормальных контактных напряжений между слоями пропорционально их модулям деформации.

7.10 В случае если расчетная сдвигающая сила F приложена с эксцентриситетом в плоскости подошвы $e_F \geq 0,05\sqrt{lb}$, расчет устойчивости сооружений следует производить по схеме плоского сдвига с поворотом в плане (l и b - размеры сторон прямоугольной подошвы сооружения).

Эксцентриситет e и силу предельного сопротивления при плоском сдвиге с поворотом в плане $R_{pl,t} = \alpha_t R_{pl}$ следует определять по указаниям, приведенным в рекомендуемом приложении [Д](#).

7.11 Расчет устойчивости сооружений по схеме глубинного сдвига следует производить:

для всех типов сооружений, несущих только вертикальную нагрузку;

при несоблюдении условий [7.7](#) - для сооружений, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки, расположенных на неоднородных основаниях.

7.12 Расчеты устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига следует производить для сооружений, несущих вертикальную и горизонтальную нагрузки и расположенных на однородных основаниях; во всех случаях, если не соблюдаются условия, приведенные в [7.7](#).

7.13 Расчеты устойчивости сооружений на однородных основаниях по схеме глубинного и смешанного сдвига допускается производить методами теории предельного равновесия (приложение [Е](#)), а на неоднородных основаниях - методами, оперирующими расчлененной на элементы призмой обрушения, сдвигаемой по ломаным или круглоцилиндрическим поверхностям сдвига.

7.14 Устойчивость сооружений I класса рекомендуется оценивать также с помощью численного моделирования разрушения основания. Напряженно-деформированное состояние (НДС) системы «сооружение-основание» при таком моделировании следует определять по нелинейным моделям грунта, дающим статически допустимые поля напряжений. Параметры нелинейных моделей грунта назначаются по нормативным значениям деформационных и расчетным значениям прочностных характеристик грунтов основания.

Для численного моделирования разрушения при расчете НДС системы пропорционально увеличивают действующие на сооружение нагрузки. О наступлении разрушения при таких расчетах следует судить по моменту резкого роста расчетных смещений или отсутствию сходимости итерационного процесса. Достигнутый к моменту разрушения коэффициент перегрузки принимается в качестве коэффициента устойчивости, определяемого как отношение расчетных значений обобщенных сил предельного сопротивления и обобщенных сдвигающих сил.

[Опечатка.](#)



7.15 При расчете устойчивости сооружений на основаниях, сложенных пылевато-глинистыми грунтами с коэффициентом водонасыщения $S_r \geq 0,85$ и коэффициентом степени консолидации $c_v^0 < 4$, следует учитывать нестабилизированное состояние грунта основания одним из двух приведенных ниже способов:

а) принимая характеристики прочности $\text{tg}\phi_1$ и c_1 , соответствующие степени консолидации грунта основания к расчетному моменту (т.е. полным напряжениям) или $s_{u,1}$, и не учитывая при этом в расчетах наличие избыточного порового давления, обусловленного консолидацией грунта;

б) учитывая по поверхности сдвига действие избыточного порового давления, возникающего при консолидации грунта (определяемое экспериментальным или расчетным путем), и принимая характеристики прочности $\text{tg}\phi_1'$ и c_1' , соответствующие полностью консолидированному состоянию грунта (т.е. эффективным напряжениям).

7.16 При расчетах устойчивости сооружений на водонасыщенных нескальных основаниях, воспринимающих кроме статических также динамические нагрузки, следует учитывать влияние последних на несущую способность грунтов, обуславливающее снижение (против определенного в статических условиях) сопротивления недренированному сдвигу связных грунтов и возникновение избыточного порового давления в несвязных грунтах. Избыточное поровое давление при этом определяют либо расчетным путем, либо по результатам экспериментальных исследований.

Расчет устойчивости сооружений на скальных основаниях

7.17 Расчеты устойчивости сооружений на скальных основаниях, скальных откосов и склонов следует выполнять по схемам сдвига по плоским или ломаным расчетным поверхностям. При этом определяющими являются результаты расчета по той схеме, которая показывает наименьшую надежность сооружения (откоса, склона).

Для бетонных и железобетонных подпорных сооружений на скальных основаниях следует также рассматривать схему предельного поворота (опрокидывания).

При плоской расчетной поверхности сдвига следует учитывать две возможные схемы нарушения устойчивости:

поступательный сдвиг;

сдвиг с поворотом в плане.

При ломаной расчетной поверхности сдвига следует учитывать три возможные расчетные схемы:

сдвиг вдоль ребер ломаной поверхности (продольный);

сдвиг поперек ребер ломаной поверхности (поперечный);



сдвиг под углом к ребрам ломаной поверхности сдвига (косой).

При выборе расчетной схемы следует исходить из статически и кинематически возможных схем потери устойчивости сооружения и нарушения прочности основания и учитывать, что опасными могут являться как поверхности, привязанные к различным контурам ослабления (к контакту сооружения с основанием, к системам трещин или единичным трещинам, разломам, зонам дробления в скальном массиве), так и поверхности, проходящие внутри трещиноватого скального массива в направлениях, не совпадающих с трещинами.

В зависимости от конкретных условий следует рассматривать возможность потери устойчивости сооружения или с частью основания, или без него.

7.18 При расчете устойчивости потенциально опасными могут быть поверхности сдвига, проходящие:

по области контакта сооружения с основанием;

внутри основания;

частично по области контакта и частично внутри основания.

При этом следует учитывать, что первая из указанных видов поверхностей сдвига наиболее вероятна для сооружений на основаниях преимущественно с горизонтальной (или близкой к горизонтальной) поверхностью как в пределах контакта с сооружением, так и вне его (для гравитационных и контрфорсных плотин, подпорных стен и др.). Вторая и третья разновидности поверхностей сдвига наиболее вероятны для сооружений, возводимых в узких ущельях или имеющих заглубленную в основание подошву, в том числе для гравитационных и арочных плотин, для подпорных стен, на крутых склонах и т.д., а также при ступенчатой подошве сооружения.

7.19 Выбор схемы нарушения устойчивости сооружения или откоса (склона) и определение расчетных поверхностей сдвига следует производить, используя данные анализа инженерно-геологических структурных моделей, отражающих основные элементы трещиноватости скального массива (ориентировку, протяженность, мощность, шероховатость трещин, их частоту и т.д.) и наличие ослабленных прослоев и областей.

При оценке устойчивости скальных откосов необходимо иметь в виду, что характер их обрушения в значительной степени определяется геологическим строением (структурой) и геомеханическими характеристиками скального массива, на основании анализа которых и производится выбор расчетной схемы и метода расчета.

Для скальных откосов потенциально опасными являются поверхности ослабления скального массива (трещины, слабые прослои, тектонические зоны и т.п.).

7.20 При оценке устойчивости опорных береговых массивов гидротехнических сооружений (например, арочных плотин) либо любых других скальных массивов при ломаной поверхности



сдвига, где смещение массива может быть рассмотрено состоящим из перемещений в двух взаимно пересекающихся направлениях, необходимо рассматривать сдвиг под углом к ребрам ломаной поверхности (продольно-поперечный сдвиг).

Метод оценки устойчивости береговых упорных массивов должен основываться на следующих исходных положениях:

расчетные опорные скальные блоки рассматриваются как неизменяемое твердое тело;

в рассмотрение вводятся силы без учета их моментов;

разложение главного вектора приложенных к блоку активных сил на составляющие производится на направления нормалей к плоскостям сдвига и направление линии их пересечения;

условием, определяющим кинематику смещения массива, состоящего из виртуальных перемещений в двух взаимно пересекающихся направлениях, является направление главного вектора приложенных сил под углом к ребрам ломаной поверхности сдвига (продольно-поперечный сдвиг);

условием для перехода от сдвига по граням двугранного угла вдоль линии их пересечения к сдвигу по одной из плоскостей является равенство нулю или отрицательное значение составляющей главного вектора приложенных сил, нормальной к другой из плоскостей сдвига;

надежность берегового упора определяется результатом расчета наименее устойчивого из выделенных блоков.

7.21 Оценка устойчивости сооружений на скальных основаниях, скальных откосов и склонов допускается также производить на основе анализа результатов расчетов напряженно-деформированного состояния системы «сооружение-основание».

7.22 При расчете устойчивости сооружений и скальных склонов по схеме сдвига вдоль ребер ломаной поверхности (продольный сдвиг) наиболее часто встречается случай сдвига расчетного блока по двум плоскостям, образующим двугранный угол, в направлении вдоль его ребра. Данная расчетная схема применима для скального массива или сооружения, рассматриваемого как единое твердое тело. Силы, воздействующие на расчетный блок призмы обрушения в какой-либо точке или зоне, принимаются как действующие на весь блок в целом. При оценке по данной схеме устойчивости опорных береговых массивов гидротехнических сооружений (например, арочные плотины) возможное смещение расчетного блока поперек призматической поверхности сдвига (поперек ребер) не учитывается.

Величины, входящие в условие (5), необходимо определять по формулам:

$$F = T; \quad (17)$$



$$R = \sum_{i=1}^n (P_i \operatorname{tg} \varphi_{\text{I,II},i} + c_{\text{I,II},i} A_i) + E_d + R_g, \quad (18)$$

где F, R - то же, что и в формуле (5);

T - активная сдвигающая сила (проекция равнодействующей расчетной нагрузки на направление сдвига);

P_i - равнодействующая нормальных напряжений (сил), возникающих на i -м участке поверхности сдвига от расчетных нагрузок;

R_g - сила сопротивления, ориентированная против направления сдвига, возникающая от анкерных усилий и т.д.;

n - число участков поверхности сдвига, назначаемое с учетом неоднородности основания по прочностным и деформационным свойствам;

$\operatorname{tg} \varphi_{\text{I,II},i}$ и $c_{\text{I,II},i}$ - расчетные значения характеристик скальных грунтов для i -го участка расчетной поверхности сдвига, определяемые в соответствии с требованиями раздела 5;

A_i - площадь i -го участка расчетной поверхности сдвига;

E_d - расчетная сила сопротивления упорного массива (обратной засыпки), определяемая по 7.23.

7.23 Расчетное значение силы сопротивления упорного массива или обратных засыпок следует определять по формуле

$$E_d = \gamma' c E_{p,d}, \quad (19)$$

где $E_{p,d}$ - расчетное значение силы пассивного сопротивления.

Для упорного массива, содержащего поверхности ослабления, по которым данный массив может быть сдвинут, значение $E_{p,d}$ следует определять без учета характеристик $\operatorname{tg} \varphi$ и c по упорной грани по формуле

$$E_{p,d} = Q_g \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_{\text{I,II}}) + \frac{c_{\text{I,II}} A \cos \varphi_{\text{I,II}}}{\cos(\alpha + \varphi_{\text{I,II}})}, \quad (20)$$

где Q_g - вес призмы выпора;

A - площадь поверхности сдвига призмы выпора;

α - угол наклона поверхности сдвига (плоскости ослабления) призмы выпора к горизонту;

$\operatorname{tg} \varphi_{\text{I,II}}$, $c_{\text{I,II}}$ - расчетные значения характеристик грунтов по поверхности сдвига (выпора);



γ'_c - коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от соотношения модулей деформации грунта упорного массива (обратной засыпки) E_s и основания E_f :

$$\text{при } \frac{E_s}{E_f} \geq 0,8 \quad \gamma'_c = 0,7;$$

$$\text{при } \frac{E_s}{E_f} \leq 0,1 \quad \gamma'_c = \frac{E_r}{E_{p,d}};$$

$$\text{при } 0,8 > \frac{E_s}{E_f} > 0,1 \quad \gamma'_c \text{ определяется линейной интерполяцией};$$

E_r - давление покоя, определяемое по формуле

$$E_r = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{\nu}{1-\nu}, \quad (21)$$

где γ - удельный вес грунта упорного массива (обратной засыпки);

ν - коэффициент поперечной деформации грунта упорного массива;

h - высота упора на контакте с сооружением или откосом.

Примечания

1 Сопrotивление упорного массива следует учитывать только в случае обеспечения плотного контакта сооружения или откоса с упорным массивом.

2 Силу $E_{p,d}$ следует принимать горизонтальной независимо от наклона упорной грани массива.

7.24 При расчете устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме сдвига с поворотом в плане следует учитывать возможное уменьшение сопротивления сдвигу R против значений сил, устанавливаемых в предположении поступательного движения (см. приложение [Д](#)).

7.25 Расчеты устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме поперечного сдвига следует производить, как правило, расчленяя призму обрушения (сдвига) на взаимодействующие элементы.

Расчленение призмы обрушения (сдвига) на элементы производят в соответствии с характером поверхности сдвига, структурой скального массива призмы и распределением действующих на нее сил. В пределах каждого элемента по поверхности сдвига характеристики прочности скального грунта принимают постоянными.

Выбор направлений расчленения призмы обрушения на элементы и расчетного метода следует производить с учетом геологического строения массива. При наличии пересекающихся призму обрушения (сдвига) поверхностей ослабления, по которым возможно достижение



предельного равновесия призмы, плоскости раздела между элементами следует располагать по этим поверхностям ослабления.

Расчет устойчивости сооружений и скальных откосов (склонов) по схеме поперечного сдвига в условиях плоской задачи следует, как правило, производить в зависимости от выбранного направления расчленения призмы обрушения (сдвига) на взаимодействующие элементы по любому расчетному методу, удовлетворяющему условиям равновесия в предельном состоянии как для каждого расчетного элемента (группы элементов) призмы, так и для всей призмы обрушения (сдвига) в целом. Допускается использовать для расчетов устойчивости методы, не отвечающие в полной мере вышеприведенным условиям, однако данные методы должны быть апробированы практикой и использоваться в тех пределах, когда результаты расчетов по ним согласуются с результатами расчетов устойчивости по методам, удовлетворяющим всем условиям равновесия в предельном состоянии.

7.26 Для оценки устойчивости сооружений на скальных основаниях и скальных откосов, относимых к I классу, при сложных инженерно-геологических условиях в дополнение к расчету, как правило, следует проводить исследования на моделях.

При экспериментальных исследованиях на моделях оснований сооружений или скальных склонов должны в соответствии с механическими условиями подобия (пород натуры и материала модели) воспроизводиться также наиболее важные особенности натурального массива: структура скального массива, его неоднородность и анизотропия деформационных и прочностных свойств. В первую очередь при этом должны находить отражение потенциально опасные нарушения (трещины, разломы и т.д.) натурального массива.

7.27 Вероятностную оценку надежности системы «сооружение-скальное основание», а также скальных откосов и склонов допускается выполнять в соответствии с положениями [4.7](#).

8 Фильтрационные расчеты основания

8.1 При проектировании основания гидротехнического сооружения необходимо обеспечивать фильтрационную прочность грунтов, устанавливать допустимые по технико-экономическим показателям фильтрационные расходы и противодействие фильтрующейся воды на подошву сооружения.

В зависимости от конструктивного обустройства подземного контура сооружения и гидрогеологических характеристик оснований надлежит определять:

распределение напора фильтрационного потока вдоль подземного контура сооружения в каждом из выбранных сечений (створов) расчетной области основания;

расходы и градиенты напора фильтрационного потока внутри расчетной области основания, особенно в местах сопряжений расчетных грунтовых элементов (РГЭ) с резко отличающимися фильтрационными свойствами, и на участках разгрузки потока (при высачивании на откосы, в дренажные устройства и т.п.);



силовое воздействие фильтрационного потока на массив грунта основания;

общую и местную фильтрационную прочность грунтов в основании, причем общую фильтрационную прочность следует оценивать лишь для нескальных грунтов основания, а местную - для всех классов грунтов;

конструкцию и характеристики дренажного и противофильтрационного обустройства основания сооружения, а также схемы размещения в нем измерительной и регистрирующей аппаратуры, с помощью которой следует контролировать параметры фильтрационных потоков (полей) и суффозионную устойчивость грунтов.

Опечатка.

8.2 Формирование фильтрационных полей в выбранных створах основания надлежит определять путем моделирования фильтрационного потока на физических, аналоговых или численных моделях, позволяющих получать картину распределения напора и градиент - скоростные характеристики потока как в области ламинарной фильтрации, так и при необходимости - при квадратичном режиме течения фильтрующейся воды.

По результатам моделирования должна быть установлена «активная зона» основания, за пределами которой возможное изменение характеристик слагающих его грунтов существенно не повлияет на условия формирования фильтрационного поля в расчетном створе. В простых, поддающихся несложной схематизации случаях, допускается выполнение фильтрационных расчетов аналитическими методами.

Расчеты и моделирование фильтрационного потока должны осуществляться на базе данных, полученных при инженерных изысканиях и достаточно полно отражающих геологическую структуру грунтового массива основания, с выделением в нем наиболее характерных по своим фильтрационным свойствам участков, попадающих в «активную зону» области фильтрации, учитывая возможное изменение этих свойств во времени (вследствие увеличения или уменьшения напряжений и деформаций в грунтовой толще основания, криогенных и микробиологических процессов, и т.п.).

8.3 При выполнении фильтрационных расчетов для грунтовых плотин необходимо учитывать дополнительное обводнение верхних мелкозернистых слоев грунтовой толщи (выше поверхности депрессии) вследствие образования в них пассивной «капиллярной каймы», непосредственно связанной с зоной полного водонасыщения и участвующей в формировании фильтрационного потока. Для этого следует использовать данные, приведенные в таблице 7.

8.4 Фильтрационную прочность основания следует оценивать, сопоставляя полученные в результате моделирования характеристики фильтрационных полей (градиенты напора, скорости фильтрации) с их критическими значениями.

Т а б л и ц а 7



| Вид грунта в зоне капиллярного водоудержания | Высота пассивного зависания «капиллярной каймы» H_k , м |
|----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| Песок среднезернистый | 0,12 - 0,35 |
| Песок мелкозернистый | 0,35 - 1,0 |
| Супесь | 1 - 3 |
| Суглинок | 3 - 6 |
| Глина легкая | 6 - 12 |

Если в основании сооружения залегают нескальные грунты, необходимо также определять общую фильтрационную прочность исходя из условия формулы (1). При этом параметр F_0 полагается равным осредненному градиенту напора $l_{est,m}$ вдоль подземного контура сооружения, определяемому для сооружений I и II классов по методу удлинённой контурной линии. За параметр R_0 принимается расчетный критический градиент напора $l_{cr,m}$, численные значения которого приведены в разделе 5.

Коэффициенты надежности γ_n и γ_c следует принимать по разделу 4 по первой группе предельных состояний. Коэффициент γ_c в этом случае равен единице.

Значения $l_{est,m}$ для оснований I и II классов следует определять по методу удлинённой контурной линии. В отдельных случаях значения $l_{est,m}$ допускается определять другими приближенными методами.

8.5 Местную фильтрационную прочность нескального основания, которая, в отличие от общей, обусловлена исключительно конкретными проявлениями (видами) нарушения суффозионной устойчивости грунтов, необходимо определять только в следующих областях основания:

в месте выхода (разгрузки) фильтрационного потока из толщи основания в нижний бьеф, дренажное устройство и т.п.;

в прослойках суффозионно-неустойчивых грунтов;

в местах с большим падением напора фильтрационного потока, например при обтекании подземных преград;

на участках контакта грунтов с существенно разными фильтрационными свойствами и структурой.

Местную фильтрационную прочность нескального основания надлежит оценивать, исходя из общего условия по формуле (1), полагая F_0 и R_0 равными соответственно местному градиенту напора l_{est} в рассматриваемой области основания и местному критическому градиенту напора l_{cr} , определяемым согласно рекомендациям раздела 5.



Местную фильтрационную прочность скального основания надлежит оценивать аналогичным образом исходя из условия (1), в котором параметры F_0 и R_0 принимаются равными соответственно средней скорости движения воды в трещинах массива основания $U_{est,j}$ и критической скорости движения воды в трещинах $U_{cr,j}$, определяемыми по указаниям раздела 5.

Коэффициенты γ_n , γ_{lc} и γ_c при оценках местной прочности принимаются такими же, как при расчетах общей фильтрационной прочности.

8.6 При выборе системы дренажного и противofильтрационного обустройства основания проектируемого сооружения необходимо учитывать инженерно-геологические условия участка сооружения, условия его эксплуатации и требования по охране окружающей среды в части подтопления, заболачивания прилегающей территории, активизации карстово-суффозионных процессов и т.п.

Система дренажных и противofильтрационных мероприятий должна использоваться для предотвращения нарушения устойчивости склонов в нижних барьерах сооружений, бассейнов ГАЭС и бассейнов суточного регулирования.

8.7 Устройство противofильтрационных завес (преград) обязательно в тех случаях, когда основание сложено фильтрующими слабОВОдоустойчивыми и быстрорастворимыми, а также суффозионно неустойчивыми грунтами (гипс, ангидрит, каменная соль, засоленные и загипсованные, а также сильноразнозернистые грунты и т.д.), а также в случаях необходимости предотвращения нежелательных фильтрационных потерь. При водостойких, несуффозионных грунтах устройство завесы должно быть обосновано.

8.8 Противofильтрационные преграды (завесы, понуры, экраны) должны выполняться из малопроницаемых материалов, коэффициент фильтрации которых как минимум в 20 раз меньше коэффициента фильтрации основания. Толщина противofильтрационной завесы должна обеспечивать непревышение критического градиента, определяющего фильтрационную прочность самой завесы. На участках сопряжения завесы с подошвой сооружения в целях уменьшения градиентов напора фильтрационного потока в этом месте и дополнительного уплотнения грунта для предотвращения его суффозии в проекте следует предусматривать местное усиление завесы.

8.9 При близком залегании слабопроницаемых грунтов противofильтрационную завесу следует, как правило, сопрягать с водоупором; при глубоком залегании водоупора рассматривается висячая завеса.

Параметры противofильтрационной завесы (глубину, длину, толщину и местоположение в основании сооружений) следует обосновывать расчетом или результатами экспериментальных исследований. Для сооружений III и IV классов вместо расчетов допускается использовать аналоги.



8.10 При проектировании скальных оснований высоких бетонных плотин следует учитывать, что под напорной гранью в процессе подъема уровня верхнего бьефа (УВБ) может возникнуть зона разуплотнения значительных размеров с разрывом противofильтрационной завесы, многократным увеличением фильтрационных расходов, а также с заметным увеличением противодействия. В связи с этим в проекте должны быть оценены размеры этих зон и предусмотрены технические и технологические решения, обеспечивающие возможность восстановления требуемой водонепроницаемости завесы - как в процессе строительства и подъема УВБ, так и в процессе эксплуатации сооружения.

8.11 В месте сопряжения противofильтрационных устройств грунтовых плотин со скальными грунтами основания или берегами в проектах следует предусматривать укладку и уплотнение грунта, устойчивого к суффозии и способного кольматировать трещины в скале.

8.12 В проектах оснований водоподпорных сооружений в качестве мероприятия по снижению противодействия следует предусматривать разного вида дренажные устройства. В скальных основаниях дренаж следует располагать главным образом со стороны напорной грани сооружения, а при недостаточной эффективности работы такого дренажа - и в средней части его подошвы.

Местоположение дренажа и его размеры следует определять исходя из требований необходимого снижения фильтрационного противодействия на подошву сооружения и обеспечения допустимых значений выходных градиентов напора, не приводящих к нарушению фильтрационной прочности грунтов основания, а в ССКЗ - с учетом теплового режима системы «сооружение-основание».

Отказ от устройства дренажа основания допускается при наличии в основании грунтов, подверженных химической или механической суффозии.

8.13 При проектировании противofильтрационной завесы в нескальном основании следует принимать следующие критические градиенты напора:

в инъекционной завесе в гравийных и галечниковых грунтах - 7,5; в песках крупных и средней крупности - 6,0 и в мелких песках - 4,0;

в завесе (диафрагме), сооружаемой способом «стена в грунте», в грунтах с коэффициентами фильтрации до 200 м/сут, в зависимости от материала и длительности ее эксплуатации - по таблице 8, в которой также приведены характеристики материалов, используемые при расчетах механической прочности завесы.

Т а б л и ц а 8



| Материал завесы | Расчетные значения характеристик | | | |
|-------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------------|
| | критический градиент напора I_{cr} | предел прочности на одноосное сжатие R_c , МПа | модуль деформации E , МПа | коэффициент поперечной деформации |
| Бетон | 180 | 11,5 | $22 \cdot 10^3$ | 0,20 - 0,22 |
| Глиноцементобетон | 150 | 1,0 - 2,0 | 300 - 500 | 0,35 - 0,37 |
| Глиноцементный раствор | 125 | 1,0 - 2,0 | 3 - 5 | 0,37 - 0,40 |
| Комовая глина | 40 | - | 20 - 25 | 0,32 - 0,38 |
| Заглинизированный грунт | 25 | - | 15 - 20 | 0,30 - 0,35 |

Примечание - Для временных завес критические градиенты напора допускается увеличивать на 25 %.

8.14 При проектировании противодиффузионной цементационной завесы в скальном основании следует принимать критический градиент напора I_{cr} в завесе в зависимости от удельного водопоглощения в пределах завесы q_c по таблице 9.

В случае когда завеса (одна или в сочетании с другими противодиффузионными устройствами) также защищает от выщелачивания содержащиеся в основании растворимые грунты, допустимое удельное водопоглощение следует обосновывать либо расчетами, либо экспериментальными исследованиями.

Проницаемость противодиффузионной завесы должна быть меньше проницаемости грунта основания не менее чем в 10 раз.

Т а б л и ц а 9

| Удельное водопоглощение скального грунта в завесе q_c , л/(мин · м ²) | Критический градиент напора в завесе |
|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| < 0,02 | 35 |
| 0,02 - 0,05 | 25 |
| > 0,05 | 15 |

8.15 Для предотвращения выпора грунта на участках, где фильтрационный поток с градиентами напора, близкими к единице, выходит на поверхность основания, в проекте необходимо предусматривать проницаемую пригрузку или разгрузочный дренаж. Материал



пригрузки должен подбираться по принципу обратного фильтра для защиты грунта основания от контактной суффозии.

Необходимая толщина пригрузки определяется исходя из условия недопущения фильтрационного выпора грунта.

9 Расчет местной прочности скальных оснований

9.1 Расчет местной прочности скальных оснований гидротехнических сооружений следует производить:

для установления необходимости разработки мероприятий, предотвращающих возможное нарушение противofiltrационных устройств;

для учета при разработке мероприятий по повышению прочности и устойчивости сооружений;

для учета достижения предела местной прочности при расчетах напряженно-деформированного состояния системы «сооружение-основание».

Расчет местной прочности следует производить для оснований сооружений I и II классов по предельным состояниям второй группы при основном сочетании нагрузок. При этом значения коэффициентов γ_n и γ_{lc} принимают равными единице ($\gamma_n = \gamma_{lc} = 1$). Коэффициент γ_c принимается равным 0,95.

Деформационные характеристики основания определяются в соответствии с указаниями [5.3](#).

9.2 Проверку местной прочности скальных оснований следует производить по расчетным площадкам:

а) совпадающим с плоскостями, приуроченными к трещинам в массиве;

б) совпадающим с плоскостью, приуроченной к контакту «сооружение-основание» и к контактам скальной породы с укрепительными конструкциями в основании (шпонками, зубьями, решетками и т.д.);

в) не совпадающим с плоскостями, приуроченными к трещинам и к контакту «сооружение-основание».

9.3 Критериями обеспечения местной прочности по площадкам, указанным во втором и третьем абзацах 9.2 б, в, являются условия

$$\sigma_j > R_{t,m,II}; \quad (22)$$

$$\theta_j = \frac{\sigma_j \operatorname{tg} \beta_{j,II} + c_{j,II}}{\tau_j} = \frac{(\sigma_1 \sin^2 \beta_j - \sigma_3 \cos^2 \beta_j) \operatorname{tg} \beta_{j,II} + c_{j,II}}{(\sigma_1 - \sigma_3) \sin \beta_j \cos \beta_j} > 1, \quad (23)$$



где θ_j - отношение предельных касательных напряжений на расчетной площадке к эксплуатационным;

σ_j, τ_j - соответственно нормальное и касательное напряжения на расчетной площадке, приуроченной к плоскости трещины (контакта), от нормативных нагрузок в расчетном сочетании;

σ_1, σ_3 - соответственно максимальное и минимальное главные напряжения от тех же нагрузок;

β - острый угол между расчетной площадкой, приуроченной к трещине (контакту), и направлением главного напряжения σ_1 ;

$\text{tg}\phi_{j,II}, c_{j,II}$ - расчетные характеристики для расчетных площадок, приуроченных к трещинам (контакту);

$R_{t,m,II}$ - расчетное значение предела прочности массива скального грунта на одноосное растяжение, определяемое в соответствии с требованиями [5.35](#).

9.4 Критериями обеспечения местной прочности по площадкам, указанным в последнем абзаце 9.2 в, являются условия

$$\sigma_3 > R_{t,m,II}, \quad (24)$$

$$\theta_m = \frac{2}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \sqrt{(\sigma_1 \text{tg}\phi_{m,II} + c_{m,II})(\sigma_3 \text{tg}\phi_{m,II} + c_{m,II})} > 1, \quad (25)$$

где $\text{tg}\phi_{m,II}, c_{m,II}$ - расчетные характеристики для расчетных площадок, не приуроченных к трещинам и контакту «сооружение-основание».

9.5 Условия [\(22\)](#) и [\(24\)](#) при оценках возможности разуплотнения массива следует проверять во всех указанных в [9.1](#) случаях, а условия [\(23\)](#) и [\(25\)](#) при оценках возможности пластических деформаций - в этих же случаях, но только при $\sigma_3 < 0$. Условия [\(23\)](#) и [\(25\)](#) следует проверять лишь для учета нарушений прочности основания при расчетах его напряженно-деформированного состояния и при разработке мероприятий по повышению прочности и устойчивости сооружения.

При оценке надежности противофильтрационных устройств проверка выполнения условия формулы [\(22\)](#) (если $\sigma_3 < 0$) при оценке разуплотнения основания для площадок, совпадающих с плоскостью завеса, не производится.

При невыполнении приведенных выше критериев местной прочности необходимо определить очертания зон разуплотнения и пластических деформаций.

Зона разуплотнения не должна пересекать цементационную завесу и дренаж. В противном случае должны быть выполнены фильтрационные расчеты в соответствии с указаниями раздела [8](#) в нелинейной постановке с учетом измененного фильтрационного режима.



Зона пластических деформаций не должна охватывать более 1/3 подошвы сооружения или потенциально опасной расчетной поверхности сдвига.

9.6 При определении напряжений σ_j , τ_j , σ_1 , σ_3 в формулах (22) - (25) следует применять вычислительные и экспериментальные методы механики сплошной среды и геомеханики.

Допускается рассматривать основание совместно с сооружением как систему линейно-деформируемых тел, на контакте между которыми выполняются условия равновесия и равенства перемещений.

При обосновании допускается схематизация системы «сооружение-основание», позволяющая решать плоскую задачу теории упругости применительно к одному или нескольким плоским сечениям. При этом поверхность основания может быть принята плоской, а тело основания - как однородным, так и состоящим из некоторого числа однородных областей либо имеющим непрерывно изменяющиеся характеристики. При необходимости следует учитывать естественный рельеф поверхности основания, пространственный характер работы системы «сооружение-основание», а также детализировать распределение механических характеристик основания.

Рекомендуется в надлежащих случаях при определении напряженного состояния основания учитывать возможную анизотропию его свойств.

Если при определении напряжений в некоторых областях основания одно или несколько из условий, определенных по формулам (22) - (25), не выполняется, то следует производить уточнение решения задачи. Такое уточнение следует выполнять с использованием нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями или путем изменения геометрии сечения за счет исключения из рассмотрения указанных областей.

10 Определение напряжений

10.1 Напряжения в основании сооружения необходимо определять для использования их в расчетах прочности конструкций и сооружений, устойчивости сооружений, а также в расчетах осадок, несущей способности и местной прочности оснований.

При проектировании сооружений на скальных основаниях определение контактных напряжений необходимо для обоснования проектирования противофильтрационных мероприятий и оценки фильтрационной надежности подземного контура сооружений. Расположение цементационной завесы под плотиной в области, где имеют место растягивающие напряжения, резко снижает эффективность завесы, что требует разработки специальных конструктивных решений для обеспечения надежности подземного контура сооружения.

10.2 Контактные напряжения для сооружений I и II классов допускается, а для сооружений III и IV классов рекомендуется определять упрощенными методами.



10.3 В расчетах прочности сооружений при использовании эпюр контактных напряжений, полученных из решения задач теории упругости, следует рассматривать дополнительно и вторую эпюру контактных напряжений, вычисленную одним из рекомендуемых упрощенных методов. Если полученные при этом изгибающие моменты имеют разные знаки, то при расчетах прочности рекомендуется использовать оба значения, уменьшенные на 10 % разности этих величин, а если одинаковые - то лишь больший изгибающий момент, также уменьшенный на указанную величину.

10.4 При определении контактных напряжений следует учитывать показатель гибкости сооружения t_{fl} , определяемый:

а) при расчете сооружения по схеме плоской деформации:

в направлении длины сооружения

$$t_{fl} = \frac{hl^3b}{I_y}; \quad (26)$$

в направлении ширины сооружения

$$t_{fl} = \frac{hb^3\delta}{I_x}; \quad (27)$$

б) при расчете сооружения по схеме пространственной задачи в качестве t_{fl} принимается больший из двух показателей гибкости вычисленных по формулам (25) и (26).

В формулах (26), (27)

$$h = \frac{\pi E(1 - \nu_1)}{32 E_1(1 - \nu)}; \quad (28)$$

где ν , ν_1 - коэффициенты Пуассона соответственно грунта основания и материала сооружения;

E , E_1 - соответственно модули деформации грунта основания и упругости материала сооружения;

b , l - соответственно ширина и длина подошвы сооружения;

I_x , I_y - моменты инерции расчетных элементов сооружения;

δ - ширина расчетного элемента по длине подошвы сооружения, принимаемая равной 1;

В случаях когда показатель гибкости $t_{fl} < 1$, контактные напряжения следует определять как для абсолютно жестких сооружений. При $t_{fl} > 1$ контактные напряжения определяются с учетом гибкости сооружений.



Опечатка.

10.5 Для сооружений с показателем гибкости $t_{fl} < 1$ на однородных основаниях контактные напряжения определяют методом внецентренного сжатия, а для песчаных оснований со степенью плотности грунта $I_d \leq 0,5$ - методом экспериментальных эпюр по приложению И.

При наличии на части подошвы сооружения растягивающих нормальных контактных напряжений этот участок должен быть исключен из расчетной контактной поверхности, а для оставшейся части контактные напряжения должны быть пересчитаны.

10.6 При определении контактных напряжений с учетом гибкости сооружений допускается применять метод коэффициента постели. Гибкость элементов конструкции следует определять с учетом возможности образования трещин.

10.7 При использовании методов коэффициента постели и внецентренного сжатия касательные контактные напряжения допускается принимать распределенными равномерно, а при использовании метода экспериментальных эпюр - пропорционально нормальным контактным напряжениям.

Касательные напряжения, обусловленные действием вертикальных сил, при расчетах прочности сооружений, как правило, не учитываются. При получении на участке подошвы сооружения касательных напряжений, превышающих предельные, они должны быть приняты равными предельным, а на остальных участках они должны быть соответственно откорректированы на основе расчетов.

10.8 При неоднородных основаниях с вертикальными и крутопадающими слоями в расчетах контактных напряжений допускается использовать приближенные методы, в которых контактные напряжения следует принимать пропорциональными модулям деформации грунта каждого слоя в зависимости от их размеров и эксцентриситета приложения нагрузки. В пределах каждого слоя распределение контактных напряжений принимается линейным.

10.9 При наличии в основании слоев переменной толщины или при наклонном залегании слоев в расчетах контактных напряжений используют приближенные методы, основанные на приведении расчетной схемы основания со слоями переменной толщины или при наклонном залегании слоев к схеме условного основания с вертикально расположенными слоями.

При горизонтальном расположении слоев грунта постоянной толщины неоднородность основания может не учитываться.

10.10 При определении нормальных контактных напряжений методами экспериментальных эпюр и коэффициента постели учет неоднородности основания следует производить путем сложения ординат эпюр, определенных по [10.5](#) и [10.6](#) настоящего раздела в предположении однородных оснований с ординатами дополнительной эпюры. Ординаты дополнительной эпюры следует принимать равными разности ординат эпюр, построенных для случаев неоднородного и однородного оснований с использованием метода внецентренного сжатия.



10.11 При определении напряжений необходимо учитывать конструктивные особенности сооружения, последовательность его возведения, вид основания, а при залегании в основании мерзлых грунтов или возможном его промораживании -расположение талых и мерзлых зон, а также последовательность замораживания и оттаивания.

При расчете напряжений на контакте грунта с железобетонными распластанными конструкциями гидротехнических сооружений (плитами водобоев и рисберм плотин, возводимых на нескальных основаниях, плитами доков и т.п.) рекомендуется учитывать:

понижение жесткости железобетонных конструкций с учетом образования трещин ограниченного раскрытия, регламентированного нормами проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений;

в бетонных и железобетонных конструкциях, возводимых на скальных и нескальных основаниях, последовательность укладки бетона отдельными блоками бетонирования.

10.12 В целях уменьшения усилий в конструкциях или в элементах сооружения при проектировании следует рассматривать возможность создания оптимального распределения контактных напряжений, предусматривая устройство выступов на подошве сооружений, уплотнения отдельных зон основания и соответствующую последовательность возведения и загрузки сооружения.

10.13 При определении напряжений в основаниях следует применять численные методы механики сплошной среды и геомеханики с использованием вычислительной техники. При этом должны соблюдаться требования [11.4](#).

Контактные напряжения, как правило, следует вычислять по специальным программам, реализующим аналитические решения задачи или численные методы расчета (по напряжениям в окрестности контакта).

10.14 При использовании численных методов допускается схематизация системы «сооружение-основание», позволяющая решать плоские задачи применительно к одному или нескольким плоским сечениям. Неоднородность расчетных сечений следует учитывать, представляя их состоящими из некоторого числа однородных областей. При необходимости пространственный характер работы системы следует учитывать с помощью экспериментальных или вычислительных методов механики сплошной среды.

Расчетную область сечения основания рекомендуется ограничивать по вертикали на глубине сжимаемого слоя H_c , определяемой согласно [11.6.2](#), а по горизонтали - на расстоянии не менее H_c от сооружения.

11 Расчет оснований по деформациям

11.1 Расчет оснований и грунтовых сооружений (плотин и др.) по деформациям необходимо производить с целью обоснования конструкции системы «сооружение-основание» или ее элементов, перемещения которых (осадки, горизонтальные перемещения, крены и пр.) не



должны превосходить нормируемые значения, гарантирующие по этому фактору нормальные условия их эксплуатации и обеспечивающие техническую надежность и долговечность. При этом прочность и трещиностойкость конструкции должны быть подтверждены расчетом, учитывающим усилия, которые возникают при взаимодействии сооружения с основанием.

Расчет по деформациям должен производиться на основные сочетания нагрузок, а при соответствующем обосновании - и на особые сочетания нагрузок, с учетом характера их действия в процессе строительства и эксплуатации сооружения (последовательности и скорости возведения сооружения, графика наполнения водохранилища и т.д.).

11.2 Расчеты оснований по деформациям производят по предельным состояниям первой или второй групп ([4.5.1](#) и [4.5.2](#)). Они должны включать расчетный прогноз деформаций основания и сооружения при совместной их работе и проверку выполнения условия ([1](#)), в котором должно приниматься $F_0 = S$ и $R_0 = S_u$. Здесь S - совместная деформация основания и сооружения (осадки, горизонтальные перемещения, крены и др.), S_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемые по [11.5](#) - [11.11](#).

Коэффициенты γ_n и γ_c принимаются в соответствии с указаниями [4.5](#); коэффициент γ_c во всех случаях принимается равным единице.

Прогнозные значения деформаций S рекомендуется использовать также для анализа поведения систем «сооружение-основание» при оценках их надежности в период эксплуатации.

11.3 Предельные значения совместной деформации основания и сооружения $R_0 = S_u$ устанавливают техническими условиями проектирования конкретных типов гидротехнических сооружений исходя из необходимости соблюдения:

технологических требований к деформациям сооружения, включая требования к нормальной эксплуатации оборудования;

требований к прочности, устойчивости и трещиностойкости конструкций, включая общую устойчивость сооружения.

При назначении $R_0 = S_u$ необходимо учитывать допускаемую разность осадок между секциями и частями сооружений, не приводящую к нарушению нормальной работы межсекционных швов, возможность перелива воды через гребень плотины, нарушения нормальной эксплуатации связанных с сооружением коммуникаций и т.п.

11.4 Значения совместной деформации $F_0 = S$ следует определять, используя расчетные методы механики сплошной среды, исходя из условий совместной работы сооружения и основания. При этом должны быть в достаточной степени учтены реальные особенности работы системы «сооружение-основание»: пространственный характер деформирования, нелинейная связь между напряжениями и деформациями, последовательность возведения сооружения и приложения нагрузок, процессы консолидации и ползучести.



При этом определение деформаций сооружения и основания в зависимости от их класса и этапа проектирования следует производить как упрощенными (инженерными) методами расчета, регламентированными в [11.5](#) - 11.14, так и вычислительными методами, базирующимися на более детальной схематизации системы «сооружение-основание» и на использовании более совершенных математических моделей грунта (нелинейных, упругопластических, в том числе учитывающих многофазность, реологические свойства грунтов и т.д.).

Значения деформаций сооружений и их оснований в период эксплуатации следует определять с учетом развития процессов консолидации и ползучести грунтов, а в криолитозоне - также процессов промерзания и оттаивания грунтов. При этом надлежит использовать указанные выше вычислительные методы. На предварительных стадиях проектирования и для сооружений III и IV классов определение нестабилизированных значений деформации допускается производить упрощенными (инженерными) методами, например на основе решений одномерных задач консолидации и ползучести.

В тех случаях, когда для определения деформаций обязательным является использование нескольких указанных методов ([11.6.1](#) и [11.7.1](#)), условие ([1](#)) должно выполняться для всех этих случаев.

11.5 Расчетная схема системы «сооружение-основание» должна разрабатываться с учетом факторов, определяющих напряженное состояние и деформации основания и сооружения (конструктивных особенностей сооружения, технологии его возведения, характера сложения и свойств грунтов основания, возможности их изменения в процессе строительства и эксплуатации сооружения, характера внешних воздействий и т.п.).

Расчетные модели системы «сооружение-основание» должны учитывать визуальное нарушение контакта между ними.

Расчеты деформаций системы «сооружение-основание» в необходимых случаях следует производить для условий пространственной задачи. Для сооружений, длина которых превышает ширину более чем в три раза, расчеты допускается производить для условий плоской деформации. В случае когда ширина сооружения превышает толщину сжимаемой толщи H_c , определенную по указаниям [11.6.2](#) настоящего раздела, в два и более раза, допускается расчет осадок производить для условия одномерной (компрессионной) задачи.

11.6 Определение осадок сооружений

11.6.1 Определение суммарных осадок s в зависимости от класса и этапа проектирования сооружений, расположенных на нескальных основаниях, следует производить методом послойного суммирования и вычислительными методами в соответствии с [11.4](#).



На предварительных стадиях проектирования (для сооружений III и IV классов - на всех стадиях проектирования) для определения значений s допускается ограничиться методом послойного суммирования в пределах сжимаемого слоя H_c по формуле

$$s = \sum_{i=1}^n \beta_i \frac{(\sigma_{z,p,i} - \sigma_{z,\gamma,i}) h_i}{E_{p,i}} + \sum_{i=1}^n \beta_i \frac{\sigma_{z,\gamma,i} h_i}{E_{s,i}}, \quad (29)$$

где $\sigma_{z,p,i}$ - дополнительное вертикальное напряжение в середине i -го слоя на глубине z_i основания от нагрузок и пригрузок (соседние сооружения, обратные засыпки и пр.) по вертикали, проходящей через центр подошвы сооружения, определяемое в соответствии с приложением [К](#);

$\sigma_{z,\gamma,i}$ - напряжение в середине i -го слоя на глубине z от бытового давления на отметке подошвы сооружения;

γ' - удельный вес грунта, расположенного выше подошвы сооружения;

h_i - толщина i -го слоя грунта, принимаемая не более $0,2b$ (здесь b - ширина подошвы сооружения);

$E_{p,i}$ - модуль деформации i -го слоя грунта, определяемый по первичной ветви компрессионной кривой в соответствии с приложением [В](#);

$E_{s,i}$ - модуль деформации i -го слоя грунта, определяемый аналогично по вторичной ветви компрессионной кривой;

n - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания H_c ;

β_i - коэффициент, определяемый по приложению [В](#).

При среднем давлении под подошвой сооружения P , больше расчетного сопротивления грунта основания R , определенного по [\[5\]](#), осадку следует определять численными методами, учитывающими упругопластический характер деформирования грунтов, пространственное напряженное состояние, последовательность возведения сооружения. Для приближенных расчетов осадку допускается определять в соответствии с указаниями приложения [Л](#).

11.6.2 Расчетная глубина сжимаемого слоя основания H_c принимается из условия

$$\sigma_{z,p} = 0,5\sigma_{z,g}, \quad (30)$$

где $\sigma_{z,p}$ - вертикальные напряжения от внешней нагрузки на нижней границе сжимаемой толщи грунта (суммарные напряжения от сооружения, соседних зданий и сооружений, от боковых пригрузок и т.д., возникающие после начала возведения сооружений);

$\sigma_{z,g}$ - максимальные вертикальные напряжения в грунте до строительства сооружения.



При расположении указанной нижней границы слоя в грунте с $E < 5$ МПа или при залегании такого грунта непосредственно ниже этой границы он включается в сжимаемую толщу. Нижнюю границу сжимаемого слоя в этом грунте следует определять исходя из условия $\sigma_{z,p} = 0,2\sigma_{z,g}$.

При залегании грунтов с модулем деформации $E > 200$ МПа в пределах H_c глубина сжимаемой толщи ограничивается кровлей этого грунта.

Значения напряжений должны определяться с учетом фильтрационных сил и взвешивающего действия воды ниже уровня грунтовых вод.

11.6.3 Нестабилизированная осадка s_t к моменту времени t определяется по формуле

$$s_t = \frac{s(U_1\delta_{1,срп} + U_2\delta_{срп})}{\delta_{1,срп} + \delta_{срп}}, \quad (31)$$

где U_1, U_2 - соответственно степень первичной и вторичной консолидации грунта;

$\delta_{срп}, \delta_{1,срп}$ - параметры ползучести грунта, которые, как правило, должны определяться по результатам компрессионных испытаний грунта по дренированной схеме;

s - конечная осадка, определяемая в соответствии с [11.6.1](#).

Степень первичной консолидации U_1 определяется по решениям одномерной, плоской или пространственной задач консолидации. Для сооружений III и IV классов U_1 допускается определять согласно приложению М. В случаях когда поровое давление можно не учитывать, следует принимать $U_1 = 1$. Необходимость учета порового давления определяется согласно [7.15](#).

11.6.4 Степень вторичной консолидации U_2 определяется по решениям одномерной, плоской или пространственной задач с учетом свойств ползучести грунта. Для сооружений III и IV классов допускается определять U_2 по формуле

$$U_2 = 1 - e^{-\delta_{1,срп}t}. \quad (32)$$

11.7 Расчет крена сооружений на нескальных основаниях

11.7.1 Определение суммарных кренов i в зависимости от класса и этапа проектирования сооружений, расположенных на нескальных основаниях, должно производиться как упрощенными методами расчета (см. [11.10](#) и [11.11](#)), так и вычислительными методами. На предварительных стадиях проектирования (для сооружений III и IV классов - на всех стадиях проектирования) для определения значений i (при достаточно однородных или горизонтально-слоистых основаниях) допускается ограничиться использованием упрощенных методов расчета. При существенно неоднородных основаниях определение суммарного крена должно выполняться только вычислительными методами, с учетом влияния пригрузок и соседних фундаментов.



11.7.2 Крен сооружения с прямоугольной подошвой, вызванный внецентренным приложением вертикальной нагрузки в пределах ширины сооружения, в случае однородного и горизонтально-слоистого основания без учета фильтрационных сил допускается определять:

а) в направлении большей стороны подошвы сооружения по формуле

$$i_l = \operatorname{tg}\omega_l = k_1 \frac{M_l}{l^3} \frac{1-\nu_m^2}{E_m}; \quad (33)$$

б) в направлении меньшей стороны подошвы сооружения по формуле

$$i_b = \operatorname{tg}\omega_b = k_2 \frac{M_b}{b^3} \frac{1-\nu_m^2}{E_m}; \quad (34)$$

где ω_l, ω_b - углы крена сооружения;

k_1, k_2 - безразмерные коэффициенты, определяемые по рисунку 1;

M_l, M_b - моменты, действующие в вертикальной плоскости, параллельной соответственно большей и меньшей сторонам прямоугольной подошвы;

l, b - соответственно длина и ширина подошвы сооружения;

ν_m, E_m - коэффициент поперечной деформации и модуль деформации грунта, определяемые в соответствии с приложением И.

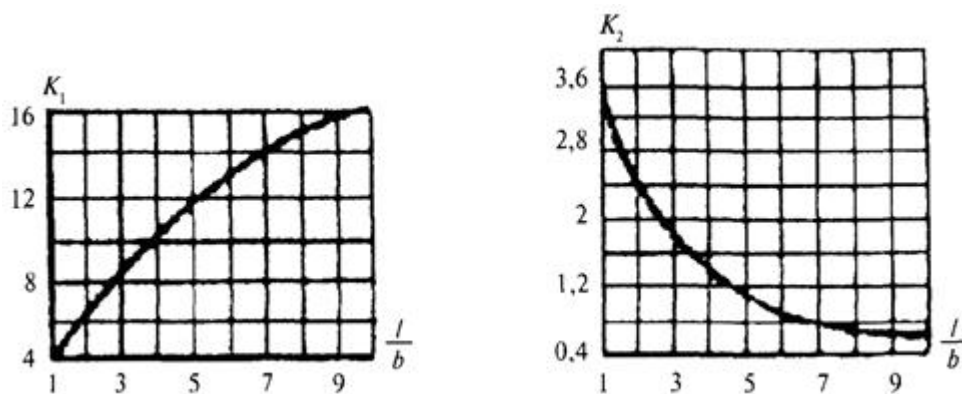


Рисунок 1 - Графики для определения коэффициентов K_1 и K_2

11.7.3 Определение крена сооружения от пригрузки основания вне подошвы сооружения следует производить по формуле

$$i = \operatorname{tg}\omega_s = \frac{S_B - S_A}{b}; \quad (35)$$

где S_A, S_B - осадки краев подошвы сооружений А и В (рисунок 2), определяемые по указаниям приложения К при $x_{1,A} = c + b$ и $x_{1,B} = c$;



b - размер подошвы сооружения, вдоль которой происходит крен;

$2c$ - ширина полосы пригрузки.

Пригрузку допускается аппроксимировать прямоугольной, треугольной или трапециевидальной эпюрой в зависимости от формы засыпаемого котлована.

11.8 Расчет горизонтальных перемещений сооружений на нескальных основаниях и элементов сооружения, воспринимающих горизонтальную нагрузку (например, подпорные стены, здания ГЭС, анкерные устройства), следует производить вычислительными методами, учитывающими развитие областей пластических деформаций, в соответствии с указаниями [11.4](#).

Для сооружений III и IV классов горизонтальные перемещения допускается определять упрощенными методами по указаниям приложения [Н](#) (для конечных горизонтальных перемещений).

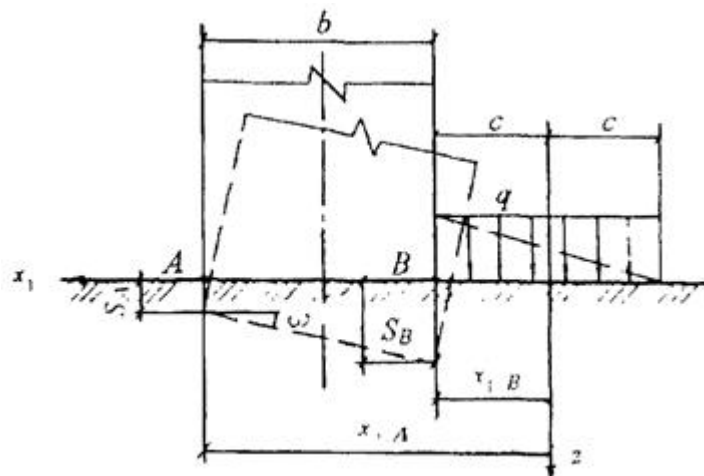


Рисунок 2 - Схема к определению крена сооружения от пригрузки

11.9 Для анкерных устройств и других элементов сооружения, от перемещения которых зависят его прочность и устойчивость, расчеты горизонтальных перемещений выполняются при характеристиках грунта и нагрузках, соответствующих предельным состояниям первой группы.

11.10 Нестабилизированные горизонтальные перемещения сооружений u_t к моменту времени t следует определять по формуле

$$u_t = \frac{(\delta_{1,ср} + U_2 \delta_{ср}) u}{\delta_{1,ср} + \delta_{ср}}, \quad (36)$$

где $\delta_{ср}$, $\delta_{1,ср}$, U_2 - то же, что и в формуле [\(31\)](#);

u - конечное (стабилизированное) перемещение сооружения, определяемое по приложению [Н](#).



11.11 Предельные горизонтальные перемещения сооружения u_u не должны быть более $0,75u_{lim}$, где u_{lim} - горизонтальное перемещение сооружения, соответствующее достижению предельного равновесия системы «сооружение-основание» по плоскому сдвигу и определяемое по формуле

$$u_{lim} = u_{lim,pl} \left(\frac{A}{A_{pl}} \right)^{\frac{1-n_i}{2}}, \quad (37)$$

где $u_{lim,pl}$ - предельное перемещение штампа;

A_{pl} - площадь штампа;

A - площадь фундамента сооружения;

n_i - параметр, определяемый в соответствии с приложением [В](#).

12 Контроль качества подготовки оснований ГТС

Основные положения

12.1 Возведение гидротехнического сооружения разрешается только после подготовки основания (и береговых примыканий), выполненной в соответствии с проектом, и принятия его комиссией по акту.

12.2 Контроль качества подготовки оснований (контроль) в процессе строительства проводится в рамках строительного контроля, осуществляемого с целью соблюдения соответствия технологии и качества выполняемых работ требованиям проекта производства работ.

12.3 Контроль производства и приемка готовых работ проводятся совместно представителями заказчика, проектной и строительной организаций.

12.4 Проектная организация по договору с заказчиком создает группу авторского надзора и организует ее работу. Авторский надзор должен требовать обеспечения соответствия выполненных на объекте работ рабочей документации. Все отступления от проектных решений и указания об их устранении фиксируются в журнале авторского надзора.

12.5 Строительная организация создает службу геотехнического контроля, в задачи которой входят, в частности, наблюдения за технологическим процессом, опробование подготовленного основания и определение характеристик грунтов. Все наблюдения и результаты опробования заносятся в соответствующие журналы геотехконтроля.

12.6 Контроль оформляется как контроль скрытых работ и по его итогам составляется документ (акт) об их приемке и пригодности обследованного основания или его участка к выполнению последующих работ. Необходимыми приложениями к акту приемки являются



инженерно-геологическая документации основания и исполнительная схема, на которой указаны фактические отметки поверхности и границы основания (или его участка) в плане.

Контроль качества подготовки оснований, сложенных нескальными грунтами

12.7 Контроль качества оснований, сложенных нескальными грунтами, должен включать:

наблюдение за соблюдением принятой в проекте технологии подготовки основания;

отбор проб и определение характеристик грунтов;

проверку соответствия показателей физико-механических характеристик грунтов основания их проектным значениям.

12.8 Контроль качества грунта основания и проверку его соответствия требованиям проекта надлежит осуществлять геотехнической службе строительства.

12.9 Частота (количество проб на 100 м² основания) и глубина опробования назначается проектной организацией. Для всех отобранных проб связных грунтов обязательными являются определения плотности, влажности и гранулометрического состава, а для несвязных грунтов - дополнительно к указанным характеристикам необходимо определять степень плотности. Для всех проб (либо для ограниченного количества проб) может быть назначено определение и других физических и механических характеристик.

Для каждой точки опробования должна выполняться плано-высотная геодезическая привязка.

Опечатка.

12.10 Все наблюдения и результаты лабораторных определений, полученные при геотехническом контроле, должны служить для оценки соответствия качества основания требованиям проекта. Необходимым условием приемки основания является соответствие величин определяемых характеристик контрольным значениям.

12.11 Оценка качества подготовки основания производится путем сравнения фактических отметок его поверхности и показателей свойств грунтов с проектными значениями.

12.12 Приемка основания намывного сооружения (или его участка) должна установить степень соответствия качества основания требованиям проекта:

по выполнению вскрышных работ и соответствию фактических отметок, определяемых геодезической съемкой, проектным;

по физико-механическим характеристикам проб грунта, отобранного из основания (включая грунт, уложенный в месте перебора и заменяющий некачественный грунт).



Отбор проб производится по контрольным поперечникам и створам, принятым для контроля намывного грунта, а также в характерных местах между поперечниками при наличии, например, слабых грунтов.

12.13 При производстве работ в зимний период необходимо вести наблюдения (с фиксацией в журнале наблюдений) за состоянием и температурой грунта основания, температурой воздуха, скоростью ветра, атмосферными осадками и толщиной промороженного слоя грунта.

12.14 При контроле качества оснований ГТС, расположенных в северной строительной-климатической зоне, следует обращать внимание на характер и величину льдистости и заторфованности для несвязных грунтов, а для связных грунтов, кроме того, и на величину засоленности.

Контроль качества подготовки оснований, сложенных скальными грунтами

12.15 При вскрытии котлована в скальных породах следует контролировать состояние пород, в том числе и геофизическими методами, фиксируя наличие в них трещин (с заполнителем и без него), зон дробления, сбросов и сдвигов и т.п.

12.16 Противофильтрационные мероприятия на контакте между суглинистым ядром или экраном плотин и скальным основанием (расчистка и заделка крупных трещин бетоном, применение площадной цементации, набрызг-бетона, устройство специальных локальных преград трещин и др.) должны выполняться согласно рабочему проекту скального основания с учетом детального инженерно-геологического обоснования. Основание под укладку противофильтрационного устройства плотины следует принимать по участкам (по сетке квадратов).

12.17 Контроль качества подготовки скальных оснований бетонных сооружений должен включать проверку состояния поверхности, отсутствия в породе незаделанных трещин, каверн и т.п., зарисовку трещин в скале перед бетонированием.

12.18 При контроле качества скального основания сооружений, расположенных в северной строительной-климатической зоне, следует обращать внимание на степень выветрелости скалы, ширину раскрытия трещин и степень их заполнения мелкозернистыми грунтами, льдом, льдосодержащим материалом (лед в виде цемента, шлиров).

12.19 Контроль и оценка качества подготовки скальных и грунтовых оснований должны выполняться с участием инженера-геолога, входящего в группу авторского надзора.

Контроль строительного водопонижения

12.20 Строительное водопонижение применяется при производстве земляных работ в процессе возведения гидротехнических сооружений, устройства подземных выработок, коммуникаций, а также при других работах в водонасыщенных грунтах.



12.21 Задачей строительного водопонижения является создание и поддержание в течение строительного периода депрессионной воронки в водоносных грунтах, где устраиваются котлованы, а также снятие избыточного напора в подстилающих водоносных грунтах, отделенных от подошвы котлована водоупором.

12.22 На строительное водопонижение должен быть составлен проект производства работ, в который должны быть включены следующие материалы, необходимые для службы контроля:

строительный генеральный план системы строительного водопонижения, где нанесены контуры будущего сооружения и геологические разрезы с указанием фильтрационных свойств грунтов;

программа ведения гидрогеологических и геодезических наблюдений в период строительства.

12.23 В процессе производства работ следует проверять:

соблюдение проектных размеров скважин;

гранулометрический состав обсыпок фильтров водопонижающих скважин в соответствии с принятым в проекте производства работ;

установку фильтровых колонн;

гранулометрический состав и правильность укладки фильтров на откосах котлованов согласно проекту производства работ по водопонижению в неустойчивых (суффозионных) грунтах, а также при открытом водоотливе;

состояние откосов и дна котлована, что должно проводиться путем ежедневного визуального осмотра, а также с учетом анализа гидрогеологических и геодезических наблюдений;

состояние территории и сооружений, находящихся в зоне депрессионной воронки.

Замеченные изменения должны отмечаться в журнале производства работ. О нарушениях следует сообщать проектной организации, заказчику и главному инженеру строительного подразделения для незамедлительного принятия соответствующих мер по их устранению.

12.24 Служба геотехнического контроля должна участвовать в приемке в эксплуатацию строительного водопонижения, а также при его ликвидации.

Служба геотехнического контроля должна проводить наблюдения за расходом откачиваемой воды, снижением уровней (напоров) подземных вод на прилегающей территории, изменением химического состава, температурой откачиваемой воды, количеством выносимых водой твердых частиц.



12.25 Служба геотехнического контроля должна проверять установку контрольно-измерительной аппаратуры, предусмотренную в проекте КИА. В состав КИА должны входить:

пьезометры для определения скорости понижения грунтовых вод и положения депрессионной кривой в период эксплуатации;

реперы и марки для определения возможных деформаций территории и сооружений, находящихся в зоне влияния водопонижения;

другое измерительное оборудование, необходимое для эксплуатации систем водопонижения (лотки для замера расходов воды, шаблоны для определения изменений контуров откосов и т.п.).

Контроль качества работ по укреплению оснований

12.26 При проведении специальных видов работ по укреплению оснований гидротехнических сооружений с помощью цементации, устройства льдогрунтовых завес и траншейных стенок необходимо проводить контроль качества выполненных работ.

12.27 В процессе цементации необходимо постоянно осуществлять контроль качества закрепления грунта. При этом следует определять степень пропитки грунта раствором, состояние его в порах, а также остаточную пористость, однородность закрепления и коэффициент фильтрации упрочненного (уплотненного) грунта.

Комплекс исследований качества закрепления грунта выполняют либо непосредственно на закрепляемом участке (определяют осадку штампа, изучают структуру закрепленного грунта по шурфам и др.), либо в лаборатории на образцах (монолитность, прочность).

Водопроницаемость закрепленного грунта определяют нагнетанием воды в контрольную скважину.

Если прочность закрепленного грунта окажется менее 90 % установленной проектом, а удельное водопоглощение - более 110 % проектной величины, качество закрепления грунта следует считать неудовлетворительным и необходимо провести дополнительное укрепление.

12.28 При производстве работ необходимо представить следующую документацию:

журнал по цементации, в который заносят данные по режиму нагнетания, составу смеси, концентрации и расходу раствора;

журнал лабораторных испытаний материалов;

журнал и акты контрольных испытаний зацементированного грунта;

журнал наблюдений за фильтрацией и положением уровней воды в пьезометрах;

исполнительный профиль по осям закрепленного массива;



план расположения скважин.

12.29 При создании льдогрунтовой завесы замораживающая система может быть сдана в эксплуатацию лишь после ее испытаний, во время которых проверяют работу всех узлов замораживающей станции, прочность и водонепроницаемость магистральных трубопроводов и замораживающих колонок, а также работу запорных устройств. По результатам испытаний надлежит составить акт.

12.30 Все наблюдения за режимами и показания измерительных и регистрирующих приборов следует заносить в журнал, который является основным первичным документом по эксплуатации системы.

В журнале необходимо регистрировать:

температуру теплоносителя в магистральных трубопроводах и колонках;

показания водомеров и манометров, установленных на главных магистралях и отдельных колонках.

12.31 При нормальной работе замораживающих колонок разница между температурами теплоносителя в питательной и отводящей трубах в первые 5 - 10 сут замораживания должна составлять 4 - 6 °С, затем постепенно снижаться до 2 - 3 °С, а к концу активного замораживания снижаться до 1 °С. Отклонение от этого режима указывает на засорение системы питания колонок.

12.32 Для контроля над распределением теплоносителя по отдельным участкам замораживания на каждом из параллельно подключенных распределителей устанавливают дифференциальные манометры с диафрагмами.

12.33 Контроль температуры грунта в процессе его замораживания следует осуществлять через контрольные термометрические скважины, которые располагают между рабочими скважинами и по контуру будущей льдогрунтовой стенки в соответствии с проектом, объединенные в группы на типовых и аномальных участках завесы с расстоянием между группами 15 - 20 м.

12.34 Температуру грунта в термометрических скважинах надлежит измерять термометрами сопротивления, или терморезисторами, применение которых позволяет быстро и с одной измерительной станции определить температуру грунта в радиусе 200 - 250 м на разных глубинах и произвести автоматически ее запись. Замеры температуры в первые 10 - 15 дней замораживания следует осуществлять 2 раза в сутки, по истечении этого срока - 1 раз в сутки через каждые 5 м по глубине, а при слоистом разнородном строении массива - в каждом слое.

12.35 Контроль качества устройства противofильтрационных и несущих стенок, устроенных траншейным способом, необходимо осуществлять пооперационно, с составлением акта на скрытые работы на каждую операцию.



12.36 В процессе работ требуется:

вести систематический контроль качества бентонитового раствора;

проверять исходный бентонитовый материал при поступлении его на стройку;

подбирать в лаборатории состав бентонитового раствора и контролировать стабильность параметров этого раствора (плотность, вязкость, водоотдача и др.) как при приготовлении и выдаче его на растворном узле, так и в местах его использования.

Для этого на всех участках следует брать пробы раствора и производить их лабораторный анализ.

При разработке траншей следует вести непрерывное наблюдение за уровнем раствора и уровнем грунтовых вод, поскольку снижение первого из них или повышение второго может привести к обрушению откосов.

12.37 Исполнитель работ обязан:

вести подбор материалов для заполнения траншей и скважин;

определять их гранулометрический состав, пределы пластичности, влажность, необходимую вязкость раствора, прочностные и противofильтрационные свойства;

проверять загрязнение раствора, полноту пропитки бентонитом вынутаго из траншеи грунта в случае, если он предназначается для использования в виде заполнителя, а также наличие в нем камней, линз проницаемого грунта и др.

Контроль должен вестись непрерывно как при приготовлении смеси, так и при ее укладке под бентонитовый раствор.

13 Наблюдения за поведением оснований в процессе эксплуатации

Цели и задачи наблюдений за поведением оснований

13.1 Наблюдения за поведением оснований в процессе эксплуатации следует проводить на сооружениях I и II классов, а при сложных инженерно-геологических условиях также на сооружениях III и IV классов, на протяжении всего периода эксплуатации гидротехнических объектов. Эти наблюдения должны обеспечить количественные оценки изменения состава, строения и свойств грунтов отдельных участков, зон основания в пространстве и во времени.

13.2 Главной целью натурных наблюдений является обеспечение безопасной эксплуатации сооружений путем своевременного выявления опасного развития процессов взаимодействия сооружений с природной средой, а также выявления не прогнозируемых процессов и явлений для оперативного выполнения предупреждающих и защитных мероприятий. В процессе наблюдений проводятся:



оценка изменений инженерно-геологических условий за период строительства и эксплуатации гидроузла, включая изменения рельефа, геологического строения, гидрогеологических условий, состава, строения и свойств грунтов, активности инженерно-геологических процессов;

установление причин осадок, просадок, смещений, деформаций, трещинообразования, фильтрационных расходов и других непроектных ситуаций;

качественный и количественный прогноз изменения во времени и в пространстве техноприродных процессов с оценкой вероятности аварийных ситуаций и связанных с этим ущербов;

разработка мер по предотвращению дальнейшего развития негативных процессов в основании, восстановлению условий нормальной его работы, обоснованию защитных мероприятий.

13.3 В задачи наблюдений должны входить:

выявление и оконтуривание зон влияния опасных природных процессов;

оценка изменений состояния и свойств грунтов основания (набухания, протаивания, промерзания, разуплотнения, трещинообразования), уровня, температурного и гидрохимического режима подземных вод;

фиксирование динамики развития опасных инженерно-геологических (техноприродных) процессов, при которых в основании изменяется какая-либо характеристика состояния или свойства грунтов (разуплотнение, трещинообразование, оползни, обвалы, солифлюкция, сели, геодинамические и криогенные процессы, подтопление, переработка берегов, выветривание и др.);

оценка изменений глубин сезонного промерзания и протаивания грунтов;

выявление направлений изменения наблюдаемой характеристики (например, открытия или смыкания трещин);

оценка изменения активной зоны под сооружением с оценкой ее мощности и послойным (или поблочным) определением изменений характеристик свойств грунтов при вариациях УВБ и т.д.

На гидротехнических сооружениях I класса, расположенных в районах с сейсмичностью 7 баллов и выше, и на сооружениях II класса, расположенных в районах с сейсмичностью 8 баллов и выше, необходимо вести динамический паспорт сооружений и проводить специальные наблюдения и испытания в соответствии с [ГОСТ Р 22.0.01](#) и [ГОСТ Р 22.1.02](#).



13.4 Наблюдения за поведением основания должны быть организованы на основе материалов инженерных изысканий с начала их возведения и продолжаться в течение всего времени строительства и эксплуатации.

В процессе строительства контроль осуществляется с помощью закладываемой КИА (датчиков порового давления, температурных терморезисторов, датчиков изменения контактных напряжений и т.п.).

13.5 Наблюдения следует проводить на характерных, специально оборудованных пунктах наблюдательной сети.

Задачи, объем и периодичность наблюдений, состав сети первоначально устанавливаются проектом и в дальнейшем могут быть изменены на основании результатов наблюдений, в зависимости от состояния гидротехнических сооружений. Эти изменения согласовываются с проектной организацией, которая выпускала проект сооружения.

13.6 Для каждого напорного гидротехнического сооружения в местных производственных инструкциях должны быть приведены разработанные проектной организацией предельно допустимые значения диагностических показателей состояния и свойств основания, которые могут уточняться на основе результатов проведенных наблюдений.

13.7 Для повышения оперативности и достоверности наблюдений за поведением основания в процессе эксплуатации рекомендуется использовать автоматизированные системы измерений, включающие современные ЭВМ. Уровень автоматизации определяется объемом КИА и условиями эксплуатации.

13.8 При проведении наблюдений за поведением оснований ГТС необходимо соблюдать следующие требования:

регистрировать уровни бьефов и среднесуточную температуру воздуха в створе гидроузла, ежедневно;

обеспечить достаточную частоту снятия отсчетов с приборов КИА в зависимости от интенсивности изменения нагрузок и воздействий. При высокой скорости наполнения и опорожнения водохранилища, резких температурных изменениях частота отсчетов датчиков, откликающихся на эти изменения, должна быть выше, чем в период медленно изменяющихся воздействий;

обеспечить достоверность показаний КИА и достаточную квалификацию специалистов.

Наблюдения должны проводиться за:

деформациями основания и раскрытием трещин на контакте с сооружениями;

противодавлением под сооружением;



величиной фильтрационных расходов;

состоянием бортовых примыканий.

13.9 Проект натурных наблюдений (мониторинга) гидротехнических сооружений должен разрабатываться специализированной организацией, имеющей соответствующие допуски на проведение данного вида работ.

Состав и объем натурных наблюдений за основаниями ГТС в общем случае следует назначать в зависимости от класса сооружения, его конструктивных особенностей, инженерно-геологических, климатических, сейсмических условий, а также условий возведения и эксплуатации.

Регулярные инструментальные и визуальные натурные наблюдения за основаниями гидротехнических сооружений должны проводиться в режиме мониторинга в сроки и с периодичностью, определяемыми программой наблюдений.

В состав инструментальных натурных наблюдений должны быть включены все наблюдения за основанием конкретного сооружения в соответствии с перечнем диагностических показателей, характеризующих его работу и техническое состояние, контролируемые значения которых могут измеряться стационарной КИА и (или) переносными приборами.

Состав и объем натурных наблюдений за основаниями сооружений и природной средой в зоне взаимодействия с сооружением определяются в проекте мониторинга на основании сценариев возникновения чрезвычайных и аварийных ситуаций с целью своевременного их предотвращения.

13.10 Натурными наблюдениями за основаниями бетонных и железобетонных сооружений необходимо оценивать:

напряженно-деформированное состояние элементов основания;

разуплотнение скального основания в зоне контакта с подошвой плотины;

раскрытие тектонических трещин и трещин отдельностей в скальном основании;

общие и относительные перемещения основания;

фильтрационный режим основания и береговых массивов сопряжений;

температурный режим основания, водохранилища;

вибрационные нагрузки от работы агрегатов и водопропускных устройств.

Натурными наблюдениями за основаниями грунтовых сооружений (плотин и дамб) необходимо оценивать:

фильтрационный режим основания, береговых примыканий;



общие и относительные осадки и перемещения;

поровое давление в глинистых грунтах;

фильтрационную прочность грунтов основания и береговых примыканий;

температурный режим, основания, берегов и водохранилища (в криолитозоне);

напряженно-деформированное состояние;

выявление и оценку выходов фильтрации в основании и берегах;

регистрацию и оценку очагов фильтрационно-суффозионных выносов грунта из основания, береговых и пойменных массивов, примыкающих к сооружениям;

контроль за работой и состоянием дренажей, водоотводящих выпусков, канав и кюветов.

Контрольно-измерительная аппаратура

13.11 Оснащение оснований ГТС на период их эксплуатации контрольно-измерительной аппаратурой должно осуществляться, главным образом, в период их строительства по специальному проекту натуральных наблюдений (мониторинга).

В состав КИА должны включаться измерительные приборы (датчики, преобразователи) серийного (промышленного) типа, прошедшие метрологическую аттестацию и сертификацию, удовлетворяющие требованиям по точности и диапазону измерений, долговременной стабильности.

В проекте инструментальных натуральных наблюдений должны быть предусмотрены меры по защите от повреждений КИА, кабельных линий от установленных в сооружение измерительных приборов и измерительных пультов, а также необходимые меры по обеспечению безопасного производства работ при проведении измерений.

В качестве измерительных устройств, не требующих метрологической аттестации, допускается использовать в системе КИА приборы не промышленного изготовления, прошедшие широкую апробацию на практике (трубные пьезометры, механические щелемеры, геодезические марки и реперы, ленты, рейки и т.п.).

13.12 Контрольно-измерительная аппаратура в основании гидротехнического сооружения должна быть установлена в наиболее «чувствительных», характерных по реакции к нагрузкам и воздействиям зонах, в которых измеренные величины соответствующего контролируемого диагностического показателя являются основой для расчета критериев безопасности основания.

При назначении номенклатуры и количества КИА в основаниях должны быть удовлетворены требования по необходимой представительности, достоверности и сравнимости результатов инструментальных наблюдений.



Приборы и устройства, предназначенные для проведения натуральных наблюдений за основанием, размещаются, как правило, в контрольных сечениях по всей длине сооружения с учетом его конструктивных решений, инженерно-геологических и геокриологических особенностей и профиля поверхности основания.

Количество контрольных сечений по длине основания назначаются с таким расчетом, чтобы по показаниям установленной в них КИА можно было с достаточной подробностью характеризовать работу и состояние основания в целом и отдельных наиболее ответственных участков и элементов.

Опечатка.

13.13 При сдаче гидротехнического сооружения в промышленную эксплуатацию генподрядчик, осуществляющий строительство и монтаж КИА, передает заказчику по акту приемки-сдачи всю установленную контрольно-измерительную аппаратуру, а также:

комплект рабочих чертежей и исполнительных схем на установку КИА;

паспорта, аттестаты и монтажно-эксплуатационные инструкции средств измерений;

акты предмонтажной и послемонтажной проверок работоспособности приборов, акты на установку приборов в сооружения;

монтажные ведомости приборов;

журналы «нулевых» и последующих измерении по КИА, технические отчеты по выполненным натурным наблюдениям в строительный период.

13.14 Подходы к измерительным пультам КИА должны отвечать требованиям техники безопасности и охраны труда.

Режим наблюдений за поведением оснований в процессе эксплуатации ГТС

13.15 Натурные наблюдения за основаниями гидротехнических сооружений должны начинаться на стадии их строительства и продолжаться непрерывно в течение всего периода жизненного цикла сооружений вплоть до их консервации или ликвидации.

Для каждого конкретного основания гидротехнического сооружения периодичность регулярных натуральных наблюдений устанавливается индивидуально с учетом инженерно-геологических, гидрогеологических, геокриологических условий, компоновочных и конструктивных особенностей сооружений, характера реакции сооружения на нагрузки и воздействия, наличия (отсутствия) и интенсивности развития неблагоприятных для сооружения процессов или повреждений, условий эксплуатации.

Периодичность натуральных наблюдений должна составлять:



в начальный период эксплуатации сооружения при завершении наполнения водохранилища и нормальных показателей его состояния, вплоть до проявления признаков установившегося режима его работы, не реже 10 - 15 дней;

после выхода работы сооружения на установившейся режим и отсутствии аномальных явлений или процессов - не менее двух циклов в год.

В исключительных случаях, когда в работе гидротехнического сооружения наблюдаются проявление и интенсивное развитие опасных процессов (появление сосредоточенных очагов фильтрации; развитие суффозионного выноса грунта, просадочных и оползневых явлений; образование опасных трещин; резкие повышения фильтрационных напоров, расходов и градиентов напора, интенсификация осадок или горизонтальных смещений, раскрытия швов и трещин), измерения по КИА и визуальные осмотры сооружения должны проводиться по учащенному графику ежедневно или несколько раз в сутки, вплоть до выяснения причин возникновения указанных процессов и реализации оперативных инженерных решений по их ликвидации.

Внеочередные циклы измерений по КИА и визуальных осмотров сооружений должны проводиться: после прохождения катастрофических паводков; землетрясений более 5 баллов; сильных штормов (ураганов); форсировки уровня верхнего бьефа выше проектного; перемерзания дренажных устройств.

Изменения периодичности инструментальных натурных наблюдений на эксплуатируемых гидротехнических сооружениях в сторону увеличения или уменьшения циклов измерений (в месяц, в год) должны производиться только при соответствующем обосновании этих изменений проектной или специализированной научно-исследовательской организациями в зависимости от соответствия работы и технического состояния сооружений требованиям проекта, критериям безопасности, а также степени информативности получаемых данных наблюдений.

13.16 Первичная обработка данных мониторинга должна заключаться в переводе показаний КИА и измерительных устройств в физические величины контролируемых показателей основания (например, напряжения, напор, расход, температура, смещения и др.), в выявлении ошибок измерений и в оперативном занесении полученной обработанной информации в базы данных информационно-диагностической системы (компьютер пользователя).

Информационно-диагностическая система должна создаваться на базе современных компьютерных и информационных технологий и программно-технического обеспечения.

Вторичная обработка введенной в информационно-диагностическую систему мониторинга информации о выполненных измерениях по КИА должна проводиться с использованием программного комплекса.



Результаты вторичной обработки данных мониторинга должны быть представлены в виде таблиц, графиков изменения контролируемых показателей во времени и от действующих нагрузок, эпюр распределения значений показателей (напряжений, прогибов, осадок, смещений, напоров, температуры и др.) в пределах контрольных створов, секций, измерительных сечений.

Методы наблюдений за поведением оснований

13.17 При производстве наблюдений за поведением оснований в процессе эксплуатации следует использовать следующие методы инженерной геофизики:

для наблюдения за изменениями уровня подземных вод - сейсморазведка корреляционным методом преломленных волн (КМПВ), электроразведка методом вертикального электрического зондирования (ВЭЗ), георадиолокация (ГРЛЗ);

для определения направления и скорости движения подземных вод водорезимные наблюдения методами резистивиметрии (РЗМ), термометрии (ТМ), радиоизотопными методами в одной или нескольких скважинах, а также модификацией метода заряженного тела (МЗТ);

для наблюдений за разгрузкой подземных и техногенных вод, очагов фильтрации - методы естественного электрического поля (ЕП), вертикальное электрическое зондирование (ВЭЗ), метод вызванной поляризации (ВП), резистивиметрии, термометрии;

для наблюдений за изменением глубины сезонного промерзания и протаивания - ВЭЗ, КМПВ, ГРЛЗ, различные виды каротажа;

для наблюдений за изменением напряженного состояния, трещинообразований - КМПВ, сеймопросвечивание, метод акустической эмиссии (АЭ), ультразвуковой каротаж (УЗК), георадарные исследования;

для выявления, наблюдения и прогноза смещения масс горных пород - методы КМПВ, ВЭЗ и ЭП в модификациях векторных и режимных наблюдений, а также метод АЭ;

для изучения опасных инженерно-геологических процессов (карстовых, термокарстовых провалов, оползней) - методы КМПВ, общей глубинной точки (ОГТ), ВЭЗ, ЭП, ВЭЗ метод двух составляющих (МДС), ВЭЗ ВП, МЗТ, ГРЛЗ.

Рекомендуется выполнять отдельные зондирования или отрезки профилей с определением скорости продольных (желательно также поперечных) волн, сейсмический или ультразвуковой каротаж, межскважинное просвечивание. Также целесообразно применять радиоизотопный каротаж скважин (гамма-гамма-каротаж для оценки плотности, нейтрон-гамма-каротаж для оценки влажности).

[Опечатка.](#)



13.18 Геофильтрационные наблюдения должны проводиться с целью характеристики и оценки влияния подземных вод на изменение состояния основания.

Геофильтрационные наблюдения должны включать:

уточнения проектных представлений об условиях фильтрации и ее воздействиях на основание;

выявление и оценку выходов воды через основание и примыкания плотин;

выявление, характеристику и оценку изменений силового давления подземных вод в зоне взаимодействия оснований и сооружений;

выявление, характеристику и оценку изменений режима и состава подземных вод при развитии техноприродных процессов в зоне взаимодействия оснований и сооружений;

контроль эффективности создаваемых противофильтрационных и дренажных устройств, обоснование целесообразных дополнений и изменений их конструкций;

наблюдения за уровнями, расходами, температурой и химическим составом подземных вод, а также гидродинамические исследования в наблюдательных скважинах и дренажных устройствах оснований;

индикаторные и индикационно-диагностические методы определения путей и скоростей движения подземных вод, опознавания различных типов этих вод, выявления зон их питания и разгрузки, в том числе зон активной инфильтрации на дне водохранилища;

гидрохимические методы в зоне взаимодействия природных подземных вод с водами фильтрационного потока из водохранилища, процессов выщелачивания и растворения пород основания, бетонных конструкций и инъекционных завес в подземном контуре сооружений;

специальные термометрические методы для выявления зон активной фильтрации, изучения динамики фильтрационных процессов и др.

13.19 Геотехнические наблюдения за поведением оснований должны проводиться с целью установления и количественной оценки изменений состава и свойств грунтов и влияния этих изменений на динамику развития процессов в зоне взаимодействия оснований и сооружений.

Геотехнические наблюдения должны включать:

описание, зарисовку и фотографирование грунта, извлекаемого из горно-буровых выработок;

отбор проб ненарушенного и нарушенного сложения из горно-буровых выработок ([ГОСТ 12071](#));

лабораторное и полевое изучение состава и свойств грунтов.



13.20 Геотермические наблюдения должны проводиться с целью:

контролирования температурного режима основания плотин в северной строительно-климатической зоне (ССКЗ), особенно для плотин мерзлого типа для оценки параметров мерзлотных завес (глубины, ширины, сплошности) и границ развивающейся чаши оттаивания под верховой призмой плотины и их изменений во времени;

уточнения скорости и величин развития подруслового талика основания в плотинах талого типа; изменения показателей физико-механических и фильтрационных свойств грунтов в оттаивающей зоне основания.

Геотермические наблюдения должны включать:

режимные измерения температур грунтов основания по сети геотермических скважин, оборудованных комплектами (гирляндами) термодатчиков (терморезисторов, термометров сопротивления);

геофизические исследования комплексом методов для уточнения границ раздела мерзлых и талых зон в основании и физико-механических свойств грунтов в их пределах.

14 Инженерные мероприятия по обеспечению надежности оснований

Обеспечение сопряжения сооружения с основанием

14.1 При проектировании оснований сооружений следует предусматривать конструктивные и технологические мероприятия по сопряжению сооружения с основанием, обеспечивающие устойчивость сооружения, прочность основания (в том числе фильтрационную), допустимое напряженно-деформированное и термическое состояние сооружения и его основания при всех расчетных сочетаниях нагрузок и воздействий на весь проектный срок их эксплуатации и период строительства.

14.2 При проектировании сопряжений сооружений со скальными и нескальными основаниями следует учитывать, что:

разработка котлована под сооружение ведет к разгрузке и к разуплотнению грунтового массива основания и, как следствие, к увеличению его водопроницаемости и деформируемости и к уменьшению параметров сопротивления сдвигу;

возведение сооружения ведет к пригрузке и к уплотнению массива основания, уменьшению его водопроницаемости и деформируемости и к увеличению параметров сопротивления сдвигу, особенно сильно проявляющихся для скальных оснований.

14.3 В проекте оснований сооружений должны быть разработаны мероприятия, обеспечивающие предотвращение в процессе строительства изменения принятых в расчетах прочностных, деформационных и фильтрационных характеристик грунтов основания за счет промерзания, выветривания, разуплотнения и разжижения грунтов, а также исключая возможность фильтрации напорных вод через дно котлована и его непроектное затопление.



14.4 В процессе строительства следует осуществлять геотехконтроль с оперативной оценкой физико-механических характеристик грунтов основания. При неблагоприятных отклонениях характеристик грунтов следует произвести корректировку проекта сооружения или производства работ.

14.5 При проектировании сопряжений сооружений с основанием следует, как правило, предусматривать экономически целесообразное удаление или замену слабых (или ослабленных в процессе строительства), а также сильнольдистых, распученных (для высоких плотин при использовании I принципа строительства), резко изменяющих физико-механические и теплофизические свойства при оттаивании (при использовании II принципа строительства) грунтов с поверхности на глубину, ниже которой характеристики грунтов (с учетом возможного их улучшения) удовлетворяют условиям устойчивости сооружения, прочности основания и заданного фильтрационного режима.

Примечания

1 При гидротехническом строительстве в северной строительной-климатической зоне под термином «принцип строительства» понимается следующее:

принцип строительства I: Многолетнемерзлые грунты основания плотины сохраняются в мерзлом состоянии при ее строительстве и эксплуатации, а талые грунты противофильтрационного устройства плотины и ее основания замораживаются до начала заполнения водохранилища и сохраняются в мерзлом состоянии при эксплуатации;

принцип строительства II: Допускается оттаивание многолетнемерзлых грунтов основания в ходе строительства и эксплуатации плотины или искусственное их оттаивание на заданную глубину до начала заполнения водохранилища.

2 Принцип строительства (с сохранением или оттаиванием многолетнемерзлых грунтов) следует выбирать с учетом климатических и мерзлотных условий района строительства на основании технико-экономического анализа.

14.6 При проектировании сопряжения бетонных сооружений со скальным основанием в случаях, если удаление грунтов в значительных объемах экономически нецелесообразно, для обеспечения выполнения требований устойчивости сооружения или его береговых упоров, прочности и деформируемости основания, для уменьшения объемов удаления скального грунта необходимо рассматривать следующие мероприятия:

снижение противодействия в основании подпорных сооружений и береговых массивов примыканий;

создание уклона в сторону верхнего бьефа на контакте сооружения с основанием, сложенным скальными и полускальными грунтами, имеющими относительно низкие прочностные характеристики контакта бетон-скала;



создание упора в основании со стороны нижнего бьефа в случае наличия более прочных грунтов под носком плотины или передачи части усилия от плотины на здание ГЭС, на конструкции водобойного колодца и т.д.;

применение конструкций, обеспечивающих наиболее благоприятное направление усилий и воздействий на основание и береговые примыкания сооружения;

анкеровку секций сооружения и береговых примыканий при наличии достаточно прочных грунтов в основании;

инъекционное укрепление грунтов основания при достаточно развитой трещиноватости массива при отсутствии глинистого заполнителя трещин;

заделку горным способом крупных геологических нарушений в основании плотины и их выходов на поверхность и другие конструктивные мероприятия.

При недостаточной технико-экономической эффективности указанных мероприятий должно быть предусмотрено заглубление подошвы сооружения в более сохранный зону скальных грунтов.

14.7 Для обеспечения устойчивости бетонных сооружений на нескальных основаниях, обеспечения прочности и допустимых осадок и смещений при проектировании сопряжения сооружения с основанием в необходимых случаях следует предусматривать:

устройство верхового и низового зубьев, уклон подошвы сооружения в сторону верхнего бьефа;

дренирование малопроницаемых слоев основания;

механическое и инъекционное уплотнение и укрепление грунтов и другие мероприятия.

14.8 В проектах грунтовых плотин, возводимых на нескальном основании, как правило, следует предусматривать специальную подготовку основания на участках сопряжения противофильтрационных элементов с основанием.

При этом должны быть разработаны и обоснованы мероприятия, предотвращающие недопустимые деформации и потерю устойчивости сооружений и недопустимые фильтрационные расходы.

Подготовку оснований, как правило, следует производить в осушенном (дренированном) котловане, не допуская разуплотнения и разжижения верхнего слоя грунта.

14.9 При проектировании сопряжений плотин из грунтовых материалов со скальным основанием следует предусматривать мероприятия, направленные на обеспечение устойчивости плотин, уменьшение неравномерных деформаций основания и сооружения,



предотвращение суффозии и недопустимого снижения прочности грунта основания при его разуплотнении, а также водонасыщении и т.д.

14.10 При проектировании сопряжения противофильтрационных элементов грунтовых плотин, возводимых на скальном основании, должны быть предусмотрены: удаление разрушенной скалы, разделка и бетонирование разведочных геологических и строительных выработок, крупных трещин.

Следует также предусматривать следующие мероприятия: устройство бетонной плиты, покрытие скалы торкретом, инъекционное уплотнение части основания, прилегающей к подошве водонепроницаемого элемента.

14.11 На участках сопряжения с основанием частей профиля плотины, выполняемых из более водопроницаемых материалов (упорных призм, банкетов и т.д.), чем противофильтрационные устройства, удаление разборной разрушенной (выветрелой) скалы не обязательно.

При проектировании сооружений с сохранением мерзлых грунтов в основании (принцип I) следует предусматривать в необходимых случаях теплозащитный слой, убираемый непосредственно перед укладкой материала приконтактной зоны сооружения.

14.12 Глубина заложения подошвы сооружения должна определяться исходя из необходимости обеспечения требуемой надежности сооружения по устойчивости, допустимым смещениям и осадкам, по несущей способности, фильтрационной прочности основания.

При этом глубину заложения подошвы сооружений следует принимать минимально возможной с учетом:

особенностей сооружений;

гидрогеологических, геологических, топографических и климатических условий площадки строительства;

размыва грунтов в нижнем бьефе;

судоходных уровней воды и др.

Для мелиоративных гидротехнических сооружений допускается принимать глубину заложения их подошвы независимо от глубины промерзания, при этом необходимо учитывать указания [14.7](#).

14.13 Размеры, в том числе глубина врезки бетонного гидротехнического сооружения в скальное основание, должны быть во всех случаях обоснованы в проекте сооружения и удовлетворять следующим требованиям:



устойчивости сооружения на сдвиг;

местной прочности основания;

надежности подземного контура.

14.14 При проектировании сопряжений бетонных и железобетонных сооружений со скальным основанием следует предусматривать:

удаление интенсивно выветрелых грунтов (разборного слоя), имеющих низкие прочностные и деформационные характеристики и слабо поддающихся омоноличиванию из-за наличия глинистого заполнителя в трещинах;

для оснований, имеющих крупные нарушения и области глубокого избирательного выветривания, - удаление грунта, объем которого следует принимать на основе результатов расчетов напряженного состояния и устойчивости сооружения.

Закрепление и уплотнение грунтов оснований

14.15 Для повышения несущей способности оснований, уменьшения осадок и смещений, а также для обеспечения требуемой проектом водонепроницаемости и фильтрационной прочности грунтов следует предусматривать, в необходимых случаях, закрепление и уплотнение грунтов.

Для этого могут быть использованы цементация, химические методы закрепления, замораживание грунтов, механическое уплотнение, дренирование массива, устройство набивных свай и т.д.

14.16 Необходимость в таких мероприятиях, как правило, должна обуславливаться наличием в основании неблагоприятных геологических и гидрогеологических условий в частности:

залегания в основании грунтов с пониженной прочностью и повышенной деформируемостью;

крупных структурно-тектонических нарушений сплошности скального основания;

неоднородности массива основания, выражающейся в значительной изменчивости механических свойств грунтов в различных его зонах;

залеганием в основании сильно водопроницаемых и суффозионных грунтов;

экологическими требованиями по защите окружающей среды.

14.17 При проектировании сопряжения бетонных подпорных сооружений со скальным основанием при необходимости следует предусматривать закрепление грунтов в области, примыкающей к нижней грани сооружения, а также закрепление и уплотнение выходов в пределах контура сооружения и основания крупных трещин, тектонических зон и других



разрывных нарушений и прослоев ослабленных грунтов. Рекомендуется, как правило, также укрепление контакта бетонного сооружения со скальным основанием. Сплошное усиление основания должно быть обосновано.

14.18 При проектировании подпорных сооружений I и II классов определение способа и объемов работ по укреплению основания должно обосновываться расчетами, а для сооружений I класса при необходимости и экспериментальными исследованиями напряженно-деформированного состояния сооружения и основания. Для сооружений, проектируемых на основании, сложенном мерзлыми грунтами, рекомендуется выполнение опытных экспериментальных исследований и для сооружений II и III классов.

Для сооружений III и IV классов на всех стадиях проектирования, а также для сооружений I и II классов на стадии обоснования инвестиций способы и объемы работ по укреплению основания допускается устанавливать по аналогам.

Приложение А (рекомендуемое)

Классификация массивов грунтов

Таблица А.1 - Классификация по трещиноватости скальных массивов

| Степень трещиноватости | Модуль трещиноватости M_i | Показатель качества породы RQD, % | Коэффициент трещиноватости и пустотности $K_{тп}$, % | Объем породных блоков, $дм^3$ | Относительная деформируемость E/E_b , % | Относительная скорость упругих волн $u_p/u_{pб}$, % | Ширина раскрытия трещин, мм | Размер ребра блока, мм |
|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------------|------------------------------------------------------|-----------------------------|------------------------|
| Очень слаботрещиноватые | < 1,5 | > 90 | < 0,1 | Тысячи | > 70 | > 60 | Менее 0,5 | Более 1,5 |
| Слаботрещиноватые | 1,5 - 5 | 75 - 90 | 0,1 - 0,5 | Сотни | 50 - 70 | 60 - 30 | 0,5 - 1 | 0,5 - 1,5 |
| Среднетрещиноватые | 5 - 10 | 50 - 75 | 0,5 - 2,0 | Десятки | 25 - 50 | 30 - 10 | 1 - 5 | 0,3 - 0,5 |
| Сильнотрещиноватые | 10 - 30 | 25 - 50 | 2,0 - 5,0 | Единицы | 10 - 25 | 10 - 3 | 5 - 10 | 0,1 - 0,3 |
| Очень сильнотрещиноватые | > 30 | 0 - 25 | > 5 | Доли единицы | 3 - 10 | < 3 | Более 10 | Менее 0,1 |



| Степень трещиноватости | Модуль трещиноватости M_i | Показатель качества породы RQD, % | Коэффициент трещиноватости и пустотности $K_{тп}$, % | Объем породных блоков, $дм^3$ | Относительная деформируемость E/E_b , % | Относительная скорость упругих волн $u_p/u_{p,b}$, % | Ширина раскрытия трещин, мм | Размер ребра блока, мм |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------------|----------------------------------------------------------|-----------------------------|------------------------|
| <p>Условные обозначения, принятые в таблице А.1:</p> <p>M_i - число трещин на 1 м линии измерения нормально главной или главным системам трещин;</p> <p>RQD - отношение общей длины сохранных кусков керна длиной более 10 см к длине пробуренного интервала в скважине;</p> <p>$K_{тп}$ - отношение суммарной площади трещин к площади породы;</p> <p>E, $u_{p,b}$ - то же, в породном блоке (отдельности).</p> <p>Примечание - Слаботрещиноватые и очень сильнотрещиноватые массивы рекомендуется характеризовать одним значением M_i, относящимся к любой системе трещин. Средне- и сильнотрещиноватые массивы могут характеризоваться несколькими значениями M_i, относящимися к различным главным системам трещин.</p> | | | | | | | | |

Т а б л и ц а А.2 - Классификация скальных массивов по водопроницаемости

| Степень водопроницаемости | Коэффициент фильтрации k , м/сут | Удельное водопоглощение q , л/мин |
|-------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| Практически водонепроницаемые | < 0,005 | < 0,01 |
| Слабоводопроницаемые | 0,005 - 0,3 | 0,01 - 0,1 |
| Водопроницаемые | 0 - 3 | 0,1 - 1 |
| Сильноводопроницаемые | 3 - 30 | 1 - 10 |
| Очень сильноводопроницаемые | > 30 | > 10 |

Т а б л и ц а А.3 - Классификация скальных грунтов по деформируемости

| Степень деформируемости | Модуль деформации массива E , МПа |
|-------------------------|-------------------------------------|
| Очень слабдеформируемые | > 20000 |
| Слабдеформируемые | 10000 - 20000 |



| Степень деформируемости | Модуль деформации массива E , МПа |
|---------------------------|-------------------------------------|
| Среднедеформируемые | 5000 - 10000 |
| Сильнодеформируемые | 2000 - 5000 |
| Очень сильнодеформируемые | < 2000 |

Т а б л и ц а А.4 - **Классификация скальных массивов по степени выветрелости**

| Степень выветрелости | Коэффициент выветрелости K_w | Коэффициент трещинной пустотности K_{tm} , % | Раскрытие трещин Δ_a , мм |
|----------------------|--------------------------------|------------------------------------------------|----------------------------------|
| Сильновыветрелые | < 0,8 | > 3 | > 5 |
| Выветрелые | 0,8 - 0,9 | 3 - 1 | 1 - 5 |
| Слабовыветрелые | 0,9 - 1,0 | 1 - 0,5 | 0,5 - 1 |
| Невыветрелые | 1,0 | < 0,5 | 0,1 - 0,5 |

K_w - отношение плотности выветрелого образца грунта к плотности невыветрелого образца того же грунта.

Примечания

1 Степень выветрелости скального грунта, характеризуемая таблицей [А.4](#), тесно связана с разгрузкой скального массива. По степени развития этих явлений скальные массивы по мере их заглубления от дневной поверхности рекомендуется разделять на четыре зоны (или подзоны), которые кроме указанных в таблице [А.4](#) показателей характеризуются также следующим:

2 Зона А сильного выветривания (элювиирования) обычно сложена малопрочными породными блоками существенно измененного химико-минерального состава и имеет большее число разноориентированных трещин, как правило, заполненных рыхлыми продуктами выветривания материнской породы или привнесенным мелкоземом.

3 Зона Б средней степени разгрузки и выветривания имеет заметно измененную окраску, но малоизмененный минеральный и химический состав породных блоков, учащенные и расширенные трещины с заполнителем из мелкозема и местное интенсивное избирательное выветривание.

4 Зона В слабой разгрузки и выветривания характеризуется несколько большим, чем в неизменном массиве, количеством трещин и наличием вдоль некоторых трещин слабого избирательного выветривания.

5 Зона Г не затронута разгрузкой и выветриванием.

Классификация скальных массивов по характеру сложения

По характеру сложения целесообразно выделять следующие категории массивов:



массивные крупноблочные (слабо расчлененные, плохо поддающиеся избирательному выветриванию);

блочные (с четко выраженным расчленением на отдельности, ограниченные поверхностями ослабления, выветриваются преимущественно избирательно);

слоистые (с преобладающей системой трещин, неравномерно избирательно выветривающиеся);

плитчатые (сильно расчлененные, легко поддающиеся неравномерному избирательному выветриванию).

Классификация скальных массивов по степени однородности

По степени однородности рекомендуется выделять следующие категории массивов:

однородные (квазиоднородные), сложенные одним типом пород, изменение значений характеристик которого по каждому классификационному признаку не выходит за пределы, соответствующие одной категории (т.е. указанные в одной строке в таблицах [A.1](#) - [A.4](#));

неоднородные, сложенные несколькими различными типами пород или содержащие отдельные зоны, значения характеристик которых по всем или некоторым классификационным признакам варьируются в пределах, соответствующих двум категориям;

очень неоднородные, сложенные несколькими различными типами пород и содержащие отдельные зоны, значения характеристик в которых по всем или по большинству признаков варьируются в пределах, соответствующих трем или даже всем четырем категориям.

Т а б л и ц а А.5 - Классификация по льдистости грунтов

| Разновидность грунта | Льдистость грунта за счет видимых ледяных включений i_j , % | |
|----------------------|---------------------------------------------------------------|--------------------|
| | скального грунта | нескального грунта |
| Очень слабольдистый | $< 0,1$ | < 3 |
| Слабольдистый | $0,1 \leq i_j < 0,5$ | $3 \leq i_j < 20$ |
| Льдистый | $0,5 \leq i_j < 1$ | $20 \leq i_j < 40$ |
| Сильнольдистый | $1 \leq i_j < 5$ | $40 \leq i_j < 60$ |
| Очень сильнольдистый | > 5 | > 60 |

Классификация мерзлых нескальных грунтов по степени цементации их льдом

Рекомендуется выделять следующие категории мерзлых грунтов:



твердомерзлые грунты - прочно сцементированные льдом, характеризующиеся относительно хрупким разрушением и температурой, указанной в таблице А.6;

пластичномерзлые грунты - сцементированные льдом, обладающие вязкими свойствами и температурой, указанной в таблице А.6;

сыпучемерзлые грунты - крупнообломочные и песчаные, не сцементированные льдом вследствие малой их влажности.

Таблица А.6

| Вид грунтов | Разновидность грунта | | |
|------------------------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|
| | твердомерзлый при $t < t^T$, °С | пластичномерзлый при t , °С | сыпучемерзлый при $t < 0$, °С |
| Скальные и полускальные | $t^T = 0$ | - | - |
| Крупнообломочные | $t^T = 0$ | - | - |
| Пески гравелистые, крупные и средней крупности | $t^T = 0,1$ | $t^T < t < t^{H3}$ | $S_r \leq 0,15$ |
| Пески мелкие и пылеватые | $t^T < -0,3$ | $t^T < t < t^{H3}$ при $S_r > 0,8$ | |
| Глинистые | Супесь | $t^T \leq -0,6$ | |
| | Суглинок | $t^T \leq -1,0$ | $t^T < t < t^{H3}$ |
| | Глина | $t^T \leq -1,5$ | |
| Заторфованный | $t_1^T = -0,7(J_r + t^T)$ | $t^T < t < t^{H3}$ | - |
| Торф | - | $t < 0$ | - |

Примечание - t^T - температура границы твердомерзлого состояния минеральных грунтов: t_1^T - то же, для заторфованных грунтов; t^{H3} - температура начала замерзания; J_r - относительное содержание органического вещества; S_r - коэффициент водонасыщения.

Приложение Б (рекомендуемое)

Определение параметров внутреннего трения ($\text{tg}\phi'$, c'), коэффициента фильтрационной консолидации c_v и коэффициента начального порового давления K_u методом трехосного сжатия, давления предуплотнения p'_c методом компрессионного сжатия и коэффициента переуплотнения OCR



В данном приложении даны уточнения ряда положений [ГОСТ 12248](#) и [ГОСТ 20522](#), направленные на повышение точности и достоверности определения параметров трения грунтов в эффективных напряжениях, а также на установление рекомендуемых методов определения параметров, указанных в названии приложения.

Определение параметров внутреннего трения ($\text{tg}\phi'$, c'), коэффициента консолидации c_v и коэффициента начального порового давления K_u методом трехосного сжатия

Б.1 Подготовка образца грунта к испытанию

Б.1.1 Для приведения образца грунта в состояние, соответствующее условиям его природного залегания по величине эффективных напряжений в скелете грунта и величине порового давления, выполняется комплекс мероприятий, именуемый этапом реконсолидации.

Б.1.2 Этапу реконсолидации образца грунта должен предшествовать расчет напряжений, действовавших на образец в условиях естественного залегания: полного вертикального напряжения $\sigma_{1,0}$ и полного горизонтального $\sigma_{3,0}$. Здесь и далее индекс «0» означает, что значение параметра относится к условиям естественного залегания.

Максимальные значения полных напряжений следует назначать с учетом возможностей оборудования: допустимого давления в камере прибора и максимального усилия пресса, создающего осевое напряжение. При определении показателей механических свойств грунтов напряженное состояние оценивается в эффективных напряжениях $\sigma'_{1,3}$, определяемых по формуле

$$\sigma'_{1,3} = (\sigma_{1,3} - u), \quad (\text{Б.1})$$

где u - поровое давление, $\sigma_{1,3}$ - полные напряжения.

Природное поровое давление в исследуемом слое грунтового массива (основания) рассчитывается по формуле

$$u_0 = \rho_w g z_w, \quad (\text{Б.2})$$

где u_0 - поровое давление в массиве на отметке отбора монолита, кПа;

ρ_w - плотность поровой воды, т/м³;

g - ускорение силы тяжести, м/с²;

z_w - глубина залегания образца грунта от положения уровня грунтовых вод, м.

Природное эффективное вертикальное напряжение рассчитывается по формуле

$$\sigma'_{1,0} = \rho g(z - z_w) + (\rho - \rho_w) g z_w, \quad (\text{Б.3})$$

где ρ - плотность грунта, т/м³;

$\sigma'_{1,0}$ - эффективное вертикальное напряжение, кПа;



z - глубина залегания образца грунта от поверхности грунта, м.

При отборе образцов из грунтового массива, расположенного на дне речной или морской акватории, к поровому давлению необходимо добавлять давление воды (давление столба воды) на уровне поверхности грунта, а грунтовый массив считать полностью водонасыщенным ($z_w = z$).

При испытаниях образцов грунта с больших глубин допускается ограничивать расчетное поровое давление u_0 значением 300 кПа, при котором, как правило, обеспечивается практически полное растворение газообразной составляющей.

Эффективное горизонтальное напряжение в условиях естественного залегания $\sigma'_{3,0}$ определяется формулой

$$\sigma'_{3,0} = k_0 \sigma'_{1,0}, \quad (\text{Б.4})$$

где k_0 - коэффициент бокового давления (принимается по таблице [Б.1](#)).

Таблица Б.1

| Грунт | Значение k_0 |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|
| Песок | 0,35 - 0,55 |
| Супесь | 0,40 - 0,55 |
| Суглинок | 0,50 - 0,60 |
| Глина: | |
| при $I_L \leq 0,25$, | 0,33 - 0,60 |
| при $0,25 I_L \leq 1,0$ | 0,60 - 0,82 |
| Примечания | |
| 1 Вычисление порового давления u_0 , эффективных вертикального $\sigma'_{1,0}$ и горизонтального $\sigma'_{3,0}$ напряжений в массиве может производиться с учетом наличия в основании относительного водоупора (слоев глинистых грунтов с низкими значениями коэффициента фильтрации). В этом случае эффективные вертикальные напряжения по кровле водопроницаемого слоя, лежащего ниже водоупора, равны полным напряжениям на подошве перекрывающего его водоупорного слоя. | |
| 2 Для илов и текучепластичных глинистых грунтов можно принять $k_0 = 1,0$. | |
| 3 В существенно переуплотненных грунтах (при $OCR > 4$) следует принимать $k_0 \geq 1,0$. | |

Б.2 Этап реконсолидации образца выполняется следующим образом.

Б.2.1 При проведении испытаний в системе противодействия следует использовать деаэрированную воду. При установке образца в камеру прибора следует исключить



защемление воздуха в контактах поверхности образца с эластичной оболочкой и с верхним и нижним штампами. Для этого до установки образца следует систему трубок, подводящих воду к штампам, и отверстия в штампах заполнить деаэрированной водой до появления ее на поверхности штампов и вытеснения пузырьков воздуха. Для исключения защемления воздуха между образцом и эластичной оболочкой рекомендуется:

а) при испытаниях неразмокающих и ненабухающих грунтов поместить образец в контейнер с деаэрированной водой на 1 - 2 мин;

б) при испытаниях образцов слабых или набухающих грунтов обязательно поместить в контейнер с деаэрированной водой резиновую оболочку непосредственно перед ее установкой на образец;

в) при испытаниях грунтов в приборах со встроенной эластичной оболочкой обеспечить заполнение зазора между грунтом и оболочкой деаэрированной водой.

Б.2.2 По завершении установки образца, установки и заполнения камеры прибора, установки и подключения измерительных систем, дренаж из образца перекрывается и производится повышение среднего давления в камере прибора σ до значения $\sigma'_{3,0}$, рассчитанного согласно [Б.1.2](#), по формуле [\(Б.4\)](#).

Повышение давления в камере прибора *a* производится ступенями $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$.

Величина ступеней, как правило, не должна превосходить 20 - 50 кПа (для грунтов твердой консистенции при обосновании величина ступеней может быть увеличена до 100 - 200 кПа). Выдержка на каждой ступени нагружения составляет не менее 15 мин. Одновременно производится измерение порового давления в образце *m*. На каждой ступени нагружения определяется значение параметра $B = \Delta u / \Delta\sigma$, где Δu - приращение давления в поровой воде при увеличении среднего давления на ступень $\Delta\sigma$.

Б.2.3 По достижении полными напряжениями $\sigma_1 = \sigma_3$ значений $\sigma'_{3,0}$ в зависимости от величины возникающего порового давления должны производиться действия, указанные в [Б.2.3](#) - [Б.2.6](#).

Если после достижения полными напряжениями $\sigma_1 = \sigma_3$ значений $\sigma'_{3,0}$ поровое давление практически отсутствует $u \leq 0$ (значение параметра *B* на последней ступени $< 0,3$), то определяется отношение коэффициента водонасыщения грунта *S_r* к расчетному значению *S_{r,p}*. Если отношение $S_r/S_{r,p} \geq 0,95$, то этап реконсолидации считается завершенным.

Если $S_r/S_{r,p} < 0,95$, реконсолидация продолжается по методу противодействия. Система противодействия открывается и производится одновременное увеличение полных напряжений $\sigma_1 = \sigma_3$ и порового давления в образце (принудительно) на величину ступени $\Delta\sigma = \Delta u$. Производится измерение давления поровой жидкости на противоположном торце образца *u'*. Величины σ и *u* поддерживаются постоянными до тех пор, пока разность $u - u'$ не уменьшается до 5 % от Δu . Если измерение порового давления на противоположном торце образца



невозможно, то выдержка во времени определяется стабилизацией уровня жидкости в системе противодействия (или отсутствием потока жидкости в образец грунта). Процедура ступенчатого повышения полного давления в камере прибора и порового давления продолжается до достижения поровым давлением величины u_0 в условиях естественного залегания. Величина ступеней $\Delta u = \Delta \sigma$ в этой процедуре не должна превышать 50 кПа. На этом этап реконсолидации считается законченным.

Б.2.4 Если после достижения полными напряжениями $\sigma_1 = \sigma_3$ значений $\sigma'_{3,0}$ в образце грунта возникло поровое давление $0 < u < u_0$ и значение параметра В на последней ступени нагружения превышает значение 0,3, то продолжается ступенчатое повышение среднего полного напряжения σ ($\sigma_1 = \sigma_3$) в условиях закрытой системы с обязательным измерением порового давления u . Повышение полных напряжений $\sigma_1 = \sigma_3$ производится до тех пор, пока либо: а) эффективные напряжения в образце $\sigma'_1 = \sigma'_3 = (\sigma_3 - u)$ не станут равными эффективному горизонтальному напряжению в основании $\sigma'_{3,0}$ и при этом поровое давление в образце u не превзойдет расчетного значения u_0 ; б) поровое давление u достигнет расчетного значения u_0 (при этом эффективные напряжения $\sigma'_1 = \sigma'_3$ не превзойдут расчетного значения $\sigma'_{3,0}$). Величина ступеней $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$ не должна превосходить 50 кПа (для грунтов твердой консистенции величина ступеней нагружения может быть увеличена до 100 - 200 кПа), выдержка на каждой ступени приращения напряжений составляет не менее 15 мин.

Б.2.5 В случае, если при операциях по [Б.2.4](#) оказалось $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_{3,0}$ и $u < u_0$, то в системе противодействия создается давление u_0 и дренаж открывается, дальнейшая реконсолидация выполняется по методу противодействия, как описано в [Б.2.3](#) до завершения этапа реконсолидации ($\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_{3,0}$; $u = u_0$; $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma'_{3,0} + u_0$).

В случае если при операциях по [Б.2.4](#) оказалось $u = u_0$, $\sigma_1 = \sigma_3 < \sigma_{3,0}$, то в системе противодействия создается давление u_0 и дренаж открывается. Производится ступенчатое увеличение полных напряжений до значений $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma'_{3,0} + u_0$. Величина ступеней $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3$ не должна превосходить 50 кПа. Выдержка во времени на каждой ступени определяется по стабилизации деформаций в образце (может контролироваться по стабилизации уровня (потока) жидкости в системе противодействия).

Б.2.6 При проведении испытаний охлажденных грунтов процесс реконсолидации по эффективным напряжениям и поровому давлению должен сопровождаться термостатированием при заданном значении температуры.

Консолидированно-недренированные испытания

Б.3 Консолидированно-недренированные испытания служат для определения:

эффективного угла внутреннего трения ϕ' ;

эффективного сцепления c' ;

коэффициента фильтрационной консолидации c_v ;



коэффициента начального порового давления K_u .

Для всех испытываемых грунтов необходимо определять физические характеристики и гранулометрический состав.

Б.4 Консолидация проводится при постоянном противодавлении, достигнутом на этапе реконсолидации. Давления консолидации (разность между давлением в камере и противодавлением) для образцов грунта одного монолита должны включать указанный в задании диапазон строительных нагрузок и выбираться так, чтобы давления σ'_z по завершении консолидации отличались друг от друга на величину, равную 40 - 50 % значения $\sigma'_{z,0}$ в точке отбора монолита, но не менее чем на 20 кПа для мягко- и текучепластичных глинистых грунтов ($0,5 < I_L < 1$) и 50 кПа для грунтов более твердых консистенций. Противодавление устанавливается равным $u = u_0$ или ниже с тем, чтобы давление, устанавливаемое при консолидации, не превысило допускаемого конструкцией камеры прибора.

Допускаемое снижение противодавления ограничивается величиной порового давления, при котором на этапе реконсолидации параметр B становился больше 0,95 (достигается полное водонасыщение образца и растворение газовой фазы).

Б.5 В начале испытания (после завершения этапа реконсолидации) перекрывается дренаж из образца и производится повышение среднего полного напряжения на образец ступенями $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3$, не превышающими 50 кПа. Конечное значение полных напряжений определяется величиной $\sigma'_{1,0} + \sigma'_c$, где σ'_c - вертикальное напряжение на глубине отбора монолита от строительной пригрузки от сооружения. Значения σ'_c определяются, например, в соответствии с указаниями [К.2](#).

Значение σ'_c при испытаниях может быть увеличено или уменьшено для удовлетворения требованиям [Б.4](#). На каждой ступени нагружения производится выдержка во времени не менее 15 мин и измеряется поровое давление.

Для неполностью водонасыщенных грунтов (содержащих нерастворенный газ, $B < 0,95$) после этапа реконсолидации и по результатам выполнения указаний [Б.5](#) в каждом опыте определяется частное значение коэффициента начального порового давления K_u как отношение суммарного приращения порового давления Δu за время приложения напряжений $\sigma_0 = (\sigma'_{1,0} + \sigma'_c)$ к величине σ_0

$$K_u = \Delta u / \sigma_0. \quad (Б.5)$$

Нормативное и равное ему расчетное значение коэффициента порового давления ($K_u^n = K_u$) определяется как среднее арифметическое из его частных значений.

Б.6 Задача этапа консолидации - в условиях открытого дренажа привести образец в равновесное состояние по эффективным напряжениям, при которых требуется определить прочностные характеристики, а также деформационные - модуль объемного сжатия. Для глинистых грунтов данные, полученные на этой стадии, используются для определения



коэффициента фильтрационной консолидации c_v , а также для расчета скорости деформирования образца на этапе разрушения (сдвига). Консолидация проводится при постоянном значении противодействия, соответствующем природным условиям залегания грунта (если в программе испытаний нет других указаний).

Б.7 Этап консолидации выполняется открытием системы противодействия. Объемная деформация образца в ходе консолидации определяется с помощью системы противодействия путем измерения объема вытесненной из образца поровой жидкости. Измерение объема вытесненной жидкости (а при необходимости и величины порового давления) производится с постепенным увеличением интервалов времени между отсчетами, например, через 0,2, 0,5, 1, 2, 5, 10, 15 и 30 мин, через 1, 2, 4 и 8 ч и далее в начале и конце каждой смены.

При проведении консолидации рекомендуется использовать односторонний либо двусторонний торцевой дренаж с учетом конструктивных возможностей приборов и программы экспериментов.

При одностороннем дренаже и при наличии датчика порового давления на торце, противоположном от дренируемого, контроль процесса консолидации допускается вести по поровому давлению. Критерием условной стабилизации в этом случае является выравнивание порового давления с противодействием.

Б.8 По результатам измерений строятся графики зависимостей $\Delta V = f(\sqrt{t})$, $\Delta V = \lg(t)$ и в тех случаях, когда измеряется поровое давление - $u = f(t)$, по которым определяется время 90 %-ной консолидации t_{90} , время 100 %-ной консолидации t_{100} и время 50 %-ной консолидации t_{50} .

Консолидацию следует продолжать не менее суток после достижения времени 100 %-ной фильтрационной консолидации, установленной по графикам.

Б.9 Частные значения коэффициента фильтрационной консолидации $c_{v,i}$ по методу «корень квадратный из времени» вычисляют по формуле

$$c_v = \frac{T_{90} h^2}{t_{90}}, \quad (Б.6)$$

где T_{90} - коэффициент (фактор времени), соответствующий степени консолидации 0,90, равный 0,848;

h - высота образца (средняя между начальной высотой и высотой после завершения опыта на консолидацию), см. При двухсторонней фильтрации принимается высота, равная $h/2$;

t_{90} - время, мин.

Время 90 %-ной фильтрационной консолидации определяется следующим образом (рисунок [Б.1](#)).



Проводят прямую ab , касательную к начальной линейной части кривой уплотнения и затем прямую ac , абсциссы которой будут на 15 % больше абсцисс прямой ab . Пересечение прямой ac с кривой уплотнения дает точку, соответствующую 90 % первичной консолидации.

Время 100 %-ной фильтрационной консолидации определяется из величины $\sqrt{t_{100}}$, которое определяется как точка пересечения горизонтальной прямой, соответствующей $\Delta V = \Delta V_{90}/0,9$, с кривой уплотнения.

Б.10 Вычисление $c_{v,i}$ методом «логарифм времени» выполняется так же, как указано в [ГОСТ 12248](#) (приложение П).

Б.11 Нормативное и равное ему расчетное значения коэффициента консолидации ($c_{v,n}$ и c_v) определяется как среднее арифметическое из частных значений $c_{v,i}$.

Определение значений c_v выполняется для диапазона нагрузок, указанного в задании на лабораторные испытания. Если диапазон выходит за пределы нагрузок при консолидации, то последние нагрузки могут быть соответствующим образом смещены.

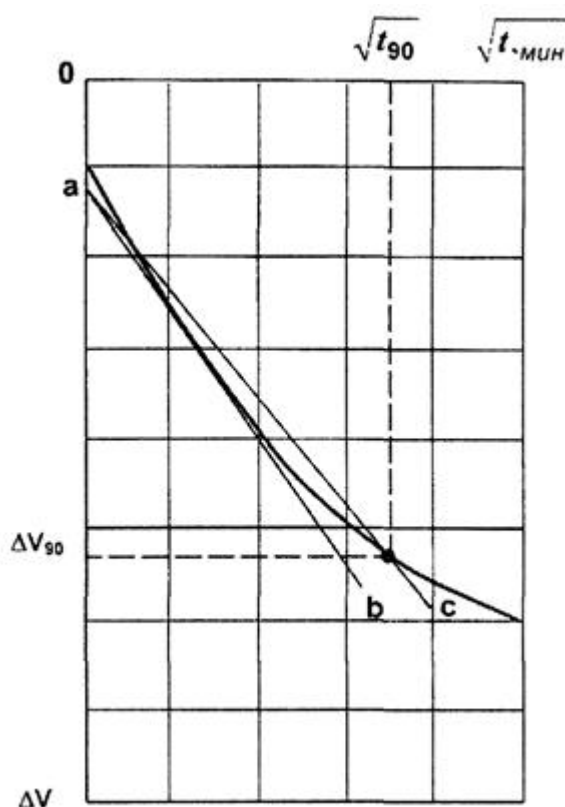


Рисунок Б.1 - Графический способ определения 90 % первичной консолидации методом «квадратный корень из времени»

Б.12 По завершении консолидации краны дренажной системы перекрываются и производится нагружение образца грунта вертикальной нагрузкой до его разрушения. Нагружение осуществляется или с постоянной скоростью вертикальной деформации образца ϵ_1 или ступенчатым повышением осевой нагрузки при $\sigma_3 = \text{const}$.



Скорость вертикальных деформаций ε_1 выбирается следующим образом.

В соответствии с указаниями [Б.8](#), [Б.9](#) определяется время 100 %-ной фильтрационной консолидации t_{100} . Скорость вертикальных деформаций находится делением значения предельной вертикальной деформации ε_1^p , полученной из предыдущих испытаний образцов данного грунта или принятой для супесей - 0,10, для суглинков - 0,15, для глин - 0,20, на величину t_{100}

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^p / t_{100}, \quad (\text{Б.7})$$

где ε_1 - скорость вертикальных деформаций.

При силовом способе нагружения величина ступеней устанавливается из необходимости получить 8 - 10 ступеней нагрузки до достижения разрушения. Выдержка во времени на каждой ступени устанавливается путем деления времени t_{100} на число ступеней.

В процессе испытания регистрируются давление в камере прибора, вертикальная нагрузка на образец грунта, вертикальные перемещения, поровое давление.

Испытания заканчиваются при выполнении одного из критериев, указанных в [ГОСТ 12248](#).

Б.13 По результатам испытаний определяют соответствующие предельному равновесию частные значения эффективных напряжений $\sigma'_{1,1tm}$ и $\sigma'_{3,1tm}$. Совокупность этих значений, полученных в разных опытах для одной разновидности грунта, используется для определения нормативных ($\text{tg}\phi'_n, c'_n$) и расчетных ($\text{tg}\phi_{I,II}, c'_{I,II}$) значений характеристик прочности статистическими методами в соответствии с [ГОСТ 20522](#).

Определение давления предуплотнения p'_c методом компрессионного сжатия и коэффициента переуплотнения OCR

Б.14 Определение величины p'_c выполняется в компрессионных приборах, обеспечивающих передачу на образец вертикальных напряжений до 5 - 10 МПа с размером колец диаметром 50 и/или 70 мм и высотой 20 ± 2 мм.

Б.15 Нагружение образцов производится ступенями до напряжений в 5 - 10 МПа (в зависимости от глубины залегания образца и ожидаемой величины давления предуплотнения). Нагрузку на каждой последующей ступени следует принимать равной удвоенному значению нагрузки на предыдущей ступени, например: 0,012; 0,025; 0,05; 0,1; 0,2 и т.д., МПа. Рекомендуется устанавливать дополнительные ступени нагружения в области предполагаемых значений p'_c . Необходимое время выдержки на каждой ступени нагрузки составляет не менее 24 ч.

Б.16 Для всех испытываемых грунтов необходимо определять физические характеристики и гранулометрический состав.



Б.17 Определение частных значений p'_c выполняется по компрессионным кривым методом Казагранде, для чего необходимо выполнить следующие построения. По полученным в каждом опыте результатам строится компрессионная кривая в полулогарифмическом масштабе (рисунок Б.2). На графике определяется точка, соответствующая наибольшей кривизне кривой, через эту точку проводятся горизонтальная линия и касательная к кривой, затем проводится биссектриса угла α между ними. Определяется точка пересечения биссектрисы угла α с продолжением прямолинейного участка компрессионной кривой, проекция которой на ось давлений p' и дает величину давления предуплотнения p'_c (рисунок Б.2).

Б.18 Определение коэффициента переуплотнения производится по формуле

$$OCR = \frac{p'_c}{p'_0}, \quad (Б.8)$$

где p'_c и p'_0 - соответственно эффективное давление предуплотнения и эффективное бытовое давление на глубине залегания образца.

Б.19 Результаты испытаний для каждого инженерно-геологического элемента должны быть представлены паспортами испытаний с графиками компрессионных кривых и сведены в таблицу с привязкой по глубине. По каждому из ИГЭ должны быть рассчитаны средние значения давления предуплотнения p'_c и коэффициента переуплотнения OCR .

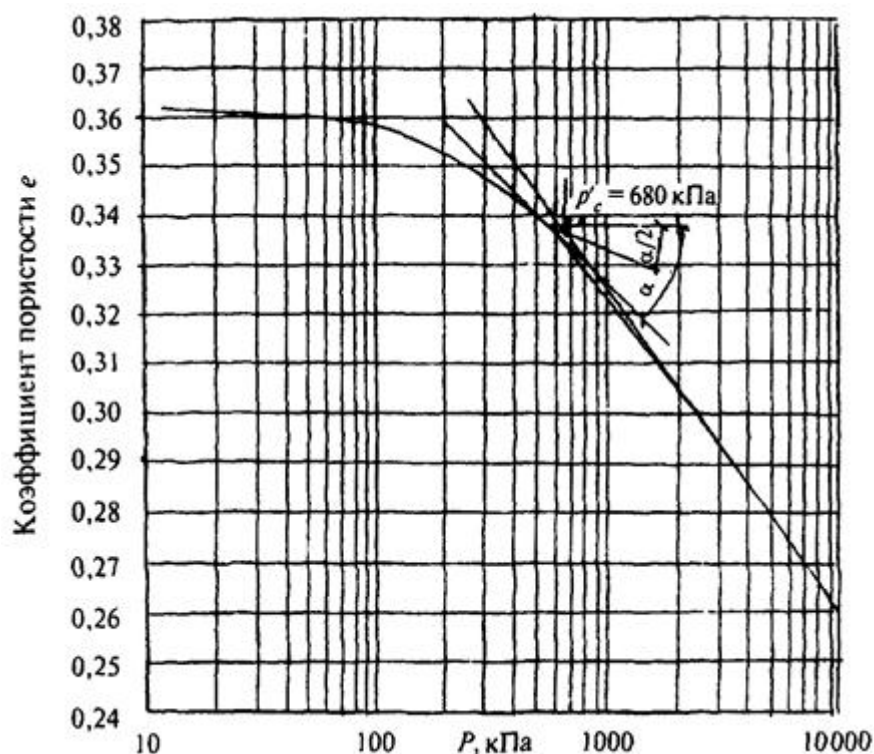


Рисунок Б.2 - Определение давления предуплотнения p'_c по методу Казагранде

Особенности определения параметров прочности и деформируемости грунтов при динамических воздействиях



Б.20 Динамическая прочность грунта на сдвиг определяется как предельное значение суммы статической компоненты сдвиговых напряжений τ_a и циклической составляющей τ_{cy} на поверхности разрушения

$$(\tau_{f,cy})_{пред} = (\tau_a + \tau_{cy})_{пред} = f(N, d_{50}, \mu_\sigma, \omega_1, \dots, \omega_n), \quad (Б.9)$$

где N - число циклов нагружения;

d_{50} - характеристика гранулометрического состава грунта;

μ_σ - параметр Лоде;

ω_1, ω_n - другие определяющие параметры;

$\tau_{f,cy}$ - пиковые значения динамических сдвигающих напряжений.

Лабораторное моделирование напряженно-деформированного состояния элемента грунта в основании ГТС, как правило, охватывает лишь условия гармонических внешних воздействий (рисунок Б.3). Опыты проводятся в условиях трехосного сжатия или простого сдвига при наличии либо отсутствии дренирования.

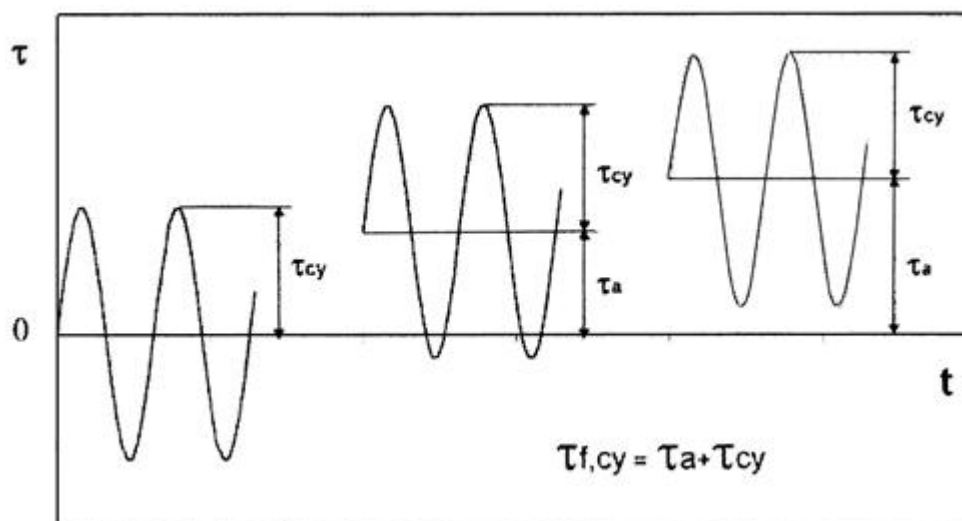


Рисунок Б.3 - Возможные соотношения циклической и статической составляющих касательных напряжений

Б.21 Динамические параметры прочности грунтов являются интегральными характеристиками и одновременно зависят от физических свойств грунтов и параметров внешних воздействий. Динамическая прочность грунтов определяется в долях от статической прочности отдельно по каждому виду воздействия. Деформационные характеристики - динамический модуль сдвига и коэффициент демпфирования - определяются на основе анализа внутри цикловых процессов (петель нагружения).

Б.22 Прочность грунтов при динамических воздействиях рекомендуется определять на основе гипотезы о возможности линейного независимого суммирования результатов внешних



воздействий (накопления повреждений) Палмгрена-Майнера. Согласно гипотезе накопления повреждений суммарный эффект циклов нагружения различной интенсивности определяется линейной суперпозицией и не зависит от последовательности отдельных циклов. Поэтому влияние динамического воздействия может быть охарактеризовано как эквивалентное число циклов нагружения $N_{экв}$, которое по кумулятивному эффекту накопления повреждаемости соответствует реальному внешнему воздействию. Таким образом, динамическое повреждение при некотором уровне напряжений характеризует повреждение при любом другом уровне напряжений.

Реальное воздействие является нерегулярным и для оценки повреждаемости грунтов должно быть представлено в виде последовательности синусоидальных волн (или групп волн) с уровнем воздействия в каждой группе, типичным для рассматриваемого эксплуатационного режима. Такой анализ базируется на экспериментальных данных, описывающих процесс накопления циклической и статической составляющих сдвиговой деформации, или порового давления при росте числа циклов нагружения.

Б.23 Метод определения параметров прочности при динамических воздействиях - расчетно-экспериментальный, основанный на методе последовательных приближений. Программа испытаний должна учитывать различные потенциальные формы потери устойчивости системы «сооружение-основание», а также прогнозируемые уровни статических и циклических напряжений в основании. При формировании программы лабораторных испытаний допускается рассматривать не все виды внешних воздействий, а лишь наихудшие с точки зрения возможной потери сооружением устойчивости. Консерватизм получаемых оценок должен быть подтвержден имеющимися данными исследований динамических свойств грунтов в российской и мировой практике.

Б.24 Основной задачей экспериментальных лабораторных исследований является определение количества циклов нагружения N , необходимых для разрушения грунта при различных соотношениях статической и динамической составляющих циклической нагрузки. Выполняемые опыты - недренированные, с контролем напряжений или деформаций. Уровень статических сдвигающих напряжений задается в зависимости от глубины рассматриваемого слоя, дополнительной пригрузки от сооружения, уровня внешних динамических воздействий.

Предварительно определяется сопротивление недренированному сдвигу s_u связных грунтов и параметры трения для несвязных грунтов в условиях квазистатического нагружения. Затем, при различных комбинациях нормализованной статической составляющей напряжений (τ_{av}/s_u , τ_{av}/σ'_{vo} , τ_{cy}/s_u , τ_{cy}/σ'_{vo}) фиксируется количество циклов нагружения, приводящее к разрушению грунта в условиях «закрытой» системы при перекрытом дренаже, что соответствует постоянству объема полностью водонасыщенного образца при сдвиге.

Оценка динамической прочности базируется на эмпирически полученных кривых

разрушения $\frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{vo}} - f(N)$ или $\frac{\tau_{f,cy}}{\sigma'_{vo}} - f(N)$ - для несвязных грунтов и $\frac{\tau_{cy}}{s_u} - f(N)$ или



$$\frac{\tau_{\text{из}}}{s_u} = f(N)$$

- для связных грунтов. Здесь N - предельное число циклов при разрушении образца, σ'_{vo} - эффективные напряжения при консолидации, τ_a - статическая составляющая сдвигающих напряжений, τ_{cy} - циклическая составляющая сдвигающих напряжений, s_u - сопротивление недренированному сдвигу. Под разрушением образца понимают достижение заданного уровня деформации - статической (γ , ϵ_a) или циклической (γ_{cy} , ϵ_{cy}), избыточного порового давления. При проведении экспериментов критериями остановки опыта рекомендуется считать достижение первым одного из следующих условий:

статической составляющей сдвиговой деформации 20 %;

амплитуды циклической деформации 10 %;

достижение поровым давлением уровня 95 % σ'_{vo} ;

достижение $N = 1500$ (уровень может меняться в зависимости от вида моделируемого воздействия).

Для несвязных образцов грунтов результаты испытаний могут быть представлены также в

виде зависимостей $\frac{\Delta U}{\sigma_w} = f\left(N, \frac{\tau_{cy}}{\sigma_w}\right)$, по которым определяется суммарное накопление избыточного порового давления жидкости в грунте при рассматриваемом воздействии.

Б.25 Оценка деформационных характеристик грунтов при динамических воздействиях производится как на основе полевых, так и лабораторных испытаний.

Под деформационными характеристиками следует понимать динамический модуль сдвига G^d и коэффициент демпфирования D^d . Оценка модуля сдвига при деформациях 10^{-6} - 10^{-5} производится по результатам прямых измерений скорости поперечных волн u_s в полевых и лабораторных условиях и пересчетом по формуле

$$G^d = \rho u_s^2. \quad (\text{Б.10})$$

В лабораторных условиях измерения должны проводиться на образцах грунтов в условиях трехосного сжатия при напряжениях, максимально близких к природным на заданной глубине путем ультразвукового зондирования (bender element).

Деформации 10^{-5} - 10^{-3} охватываются лабораторными испытаниями в резонансной колонне, свыше 10^{-3} - в приборе трехосного сжатия (опыты с контролем деформаций).

Исходными данными для определения коэффициента демпфирования D^d являются внутрицикловые зависимости напряжений и деформаций (петли нагружения). Результатом испытаний являются кривые $G^d = f(\gamma_{cy}, \sigma', f)$ и $D^d = f(\gamma_{cy}, \sigma', f)$, где γ_{cy} - амплитуда деформации сдвига, σ' - средние эффективные напряжения в грунте, f - частота нагружения.



Приложение В (обязательное)

Определение модулей деформации оснований для расчета перемещений сооружений

В.1 В зависимости от видов сооружений и схем расчета перемещений принимаются различные значения модулей деформации $E_i(E_{p,i}, E_{s,i}), E_m$.

За исходные принимаются значения модулей, определенные компрессионными испытаниями или полевыми опытами на штампах.

В.2 Модуль деформации i -го слоя E_i следует определять по формулам:

$$E'_i = E'_i \beta_i m_{oi}; \quad (\text{В.1})$$

$$E'_i = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}, \quad (\text{В.2})$$

где E'_i - модуль деформации первичной ($E'_{p,i}$) или вторичной ($E'_{s,i}$) ветви компрессионной кривой (в соответствующем диапазоне давлений от сооружения и веса грунта);

$$\beta_i = 1 - \frac{2\nu_i^2}{1 - \nu_i}; \quad (\text{В.3})$$

$$m_{oi} = m_{ci} m_{pi}; \quad (\text{В.4})$$

ε_1 - относительное сжатие грунта, соответствующее напряжению от собственного веса грунта в середине i -го слоя основания $\sigma_1 = \gamma_{II} z_i$;

ε_2 - относительное сжатие грунта, соответствующее суммарному напряжению;

$\sigma_2 = \gamma_{II} z_i + \sigma_c$ (σ_c - напряжение от веса сооружения в середине i -го слоя основания);

ν_i - коэффициент поперечного расширения грунта i -го слоя;

m_{pi} - коэффициент, принимаемый для пылевато-глинистых грунтов равным отношению модуля деформации, полученного при испытании грунтов штампами, к модулю деформации, полученному при компрессионных испытаниях. При отсутствии указанных данных коэффициент m_{pi} для пылевато-глинистых грунтов твердой и полутвердой консистенций допускается принимать по рисунку [В.1](#) в зависимости от коэффициента пористости ε и показателя текучести I_L . Для пылевато-глинистых грунтов пластичных консистенций и песчаных грунтов коэффициент m_{pi} принимается равным 1;

m_{ci} - коэффициент условий работы, определяемый по формуле

$$m_{ci} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{\frac{n_i}{2}}, \quad (\text{В.5})$$



где A - площадь фундамента, m^2 , определяемая для фундаментов с соотношением сторон $l/b \leq 3$ как $A = lb$, а для фундаментов с соотношением $l/b > 3$ как $A = 3b^2$;

A_0 - площадь, равная $1 m^2$;

n_i - параметр, определяемый по результатам испытаний i -го слоя грунта двумя штампами различных площадей A_1 и A_2 под одной и той же нагрузкой по формуле

$$n_i = 1 - \frac{2 \lg \left(\frac{\Delta s_{1,i}}{\Delta s_{2,i}} \right)}{\lg \left(\frac{A_1}{A_2} \right)} \quad (B.6)$$

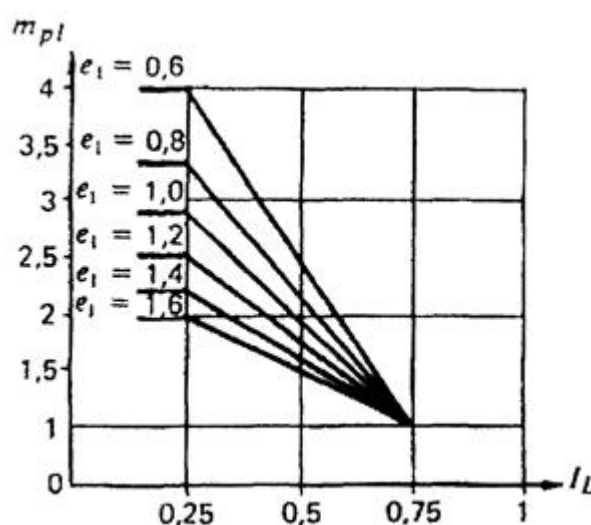


Рисунок B.1 - График для определения коэффициента m_{pi}

В формуле (B.6):

$\Delta s_{1,i}$, $\Delta s_{2,i}$ - приращения осадок штампов с площадями A_1 и A_2 от дополнительного давления по результатам испытаний i -го слоя.

При отсутствии данных штамповых испытаний допускается принимать следующие значения параметра n_i для грунтов:

пылевато-глинистых ледниковых..... 0,1 - 0,2;

остальных пылевато-глинистых..... 0,15 - 0,3;

песчаных..... 0,25 - 0,5.

Минимальные или максимальные из указанных значений n_i следует принимать, если сжимаемый слой основания определяется исходя из условий $\sigma_{z,p} = 0,5\sigma_{z,g}$ или $\sigma_{z,p} = 0,2\sigma_{z,g}$ соответственно (см. 11.6.2). При промежуточных значениях глубины сжимаемого слоя значения n_i принимают по интерполяции.



В.3 Средний модуль деформации всего сжимаемого слоя E_m , а также среднее значение v_m следует определять по формулам:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_i}}; \quad (B.7)$$

$$v_m = \sum_{i=1}^n v_i \frac{h_i}{H}, \quad (B.8)$$

где E_i - то же, что и в формуле (B.1);

v_i - то же, что и в формуле (B.3);

h_i - толщина i -го слоя грунта;

A_i - площадь эпюры вертикальных напряжений от давления p под подошвой сооружения в пределах i -го слоя грунта, определяемая по приложению К для глубины z_i , соответствующей середине i -го слоя.

Приложение Г (обязательное)

Расчет устойчивости сооружений на сдвиг по поверхности неоднородного основания

В случае неоднородного (слоистого) основания расчетные характеристики прочности грунтов $\text{tg}\phi_i$, c_i должны быть заменены средневзвешенными значениями этих характеристик $\text{tg}\phi_{l,m}$, $c_{l,m}$.

При этом имеют место следующие случаи:

а) если слои грунтов основания вертикальны или угол падения их более 60° , а простираение слоев ориентировано поперек направления сдвига или угол между ними близок к 90° (рисунок Г.1), значение осредненной характеристики $\text{tg}\phi_{l,m}$ определяется из уравнения

$$P \text{tg}\phi_{l,m} = \int_A \sigma \text{tg}\phi_i dA, \quad (Г.1)$$

где P - равнодействующая нормальных сил;

A - площадь подошвы сооружения.



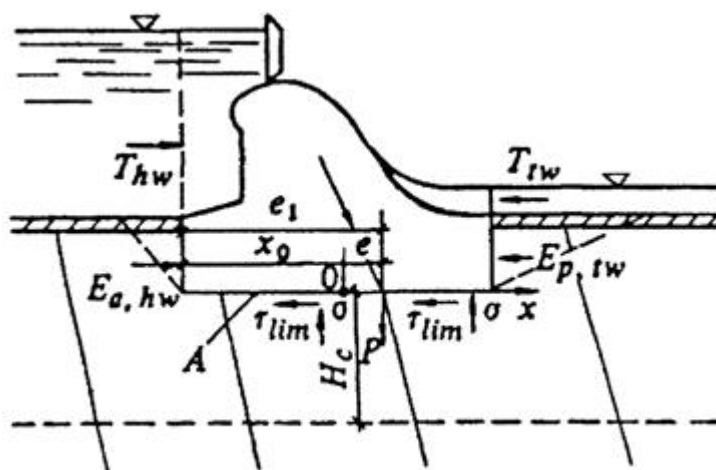


Рисунок Г.1 - Схема к расчету устойчивости сооружений на сдвиг по плоской поверхности основания с неоднородной поперечной слоистостью грунтов при большом угле падения слоев

Нормальные контактные напряжения σ определяются в этом случае по формуле

$$\sigma = PE \left(\frac{1}{\int_A EdA} + \frac{ex}{\int_A Ex^2 dA} \right), \quad (\text{Г.2})$$

где эксцентриситет e и абсцисса x отсчитываются от оси, проходящей через точку O , положение которой определяется формулой

$$x_0 = \frac{\int_A Ex_1 dA}{\int_A EdA}. \quad (\text{Г.3})$$

Значения $\text{tg}\phi_{1,m}$ и $c_{1,m}$ определяются по формулам:

$$\text{tg}\phi_{1,m} = \frac{\int_A E \text{tg}\phi_1 dA}{\int_A EdA} + \frac{\int_A E \text{tg}\phi_1 x dA}{\int_A Ex^2 dA}; \quad (\text{Г.4})$$

$$c_{1,m} = \frac{1}{A} \int_A c_1 dA; \quad (\text{Г.5})$$

б) при однородной слоистости грунтов на протяжении подошвы сооружения, т.е. при одинаковой доле каждого слоя на разных участках ширины подошвы, значение $\text{tg}\phi_{1,m}$ определяется по формуле



$$\operatorname{tg}\varphi_{1,m} = \frac{\int_A E \operatorname{tg}\varphi_1 dA}{\int_A E dA}, \quad (\Gamma.6)$$

при этом значение $c_{1,m}$ определяется по формуле (Г.5);

в) если простираение вертикальных слоев грунтов основания ориентировано вдоль направления сдвига или угол между ними менее 10° , значения $\operatorname{tg}\varphi_{1,m}$ и $c_{1,m}$ также определяются по формулам (Г.5) и (Г.6);

г) если слои грунтов основания пологие с углом падения менее 10° (рисунок Г.2), то $c_{1,m}$ определяется по формуле (Г.5), $\operatorname{tg}\varphi_{1,m}$ определяется по формуле

$$\operatorname{tg}\varphi_{1,m} = \frac{I}{A} \int_A \operatorname{tg}\varphi_1 dA + \frac{e}{I} \int_A \operatorname{tg}\varphi_1 x dA, \quad (\Gamma.7)$$

где I - момент инерции площади подошвы.

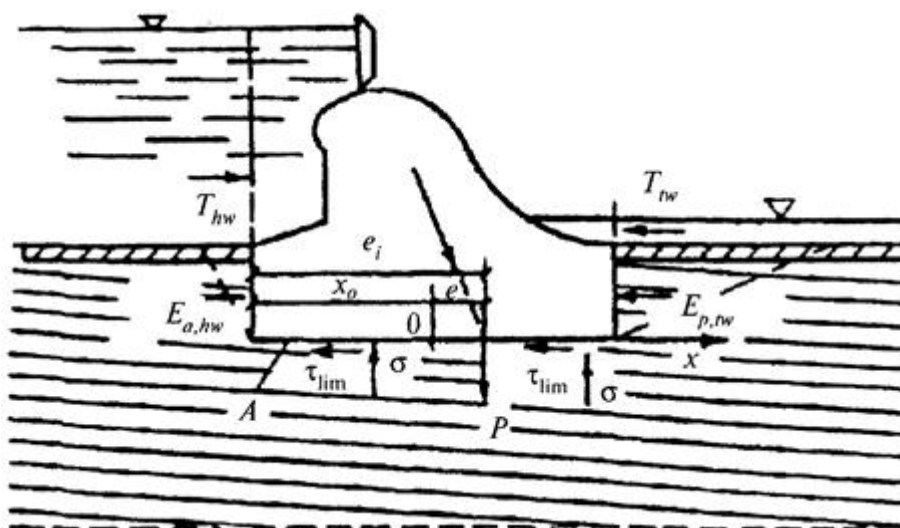


Рисунок Г.2 - Схема к расчету устойчивости сооружения на сдвиг по плоской поверхности основания с неоднородной поперечной слоистостью грунтов при малом угле падения слоев

Приложение Д (рекомендуемое)

Расчет устойчивости сооружений при сдвиге с поворотом в плане

Д.1 Расчет устойчивости сооружения рекомендуется производить с учетом его поворота в плане (в плоскости подошвы) в случае, если расчетная сдвигающая сила F приложена с эксцентриситетом $e_F \geq 0,05\sqrt{lb}$. При этом поворот сооружения рассматривается относительно точки O - центра поворота (рисунок Д.1).



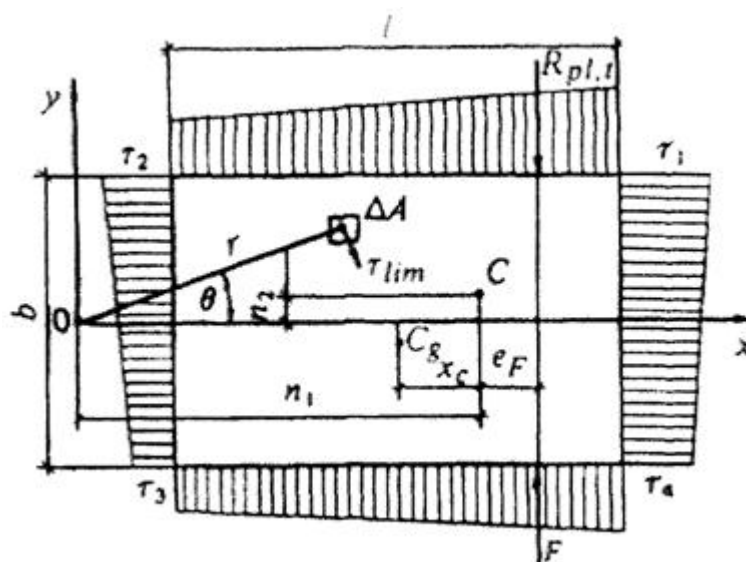


Рисунок Д.1 - Схема к расчету устойчивости сооружения при плоском сдвиге с поворотом в плане без учета отпора грунта

На рисунке [Д.1](#) обозначено: - C_g центр тяжести подошвы сооружения; C - центр тяжести эпюры распределенных по подошве предельных касательных напряжений; $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$ - предельные касательные напряжения; x_c - расстояние, определяемое по формуле

$$x_c = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{lim} x \Delta A}{\sum_{i=1}^n \tau_{lim} \Delta A}.$$

В случае линейной зависимости касательных напряжений от координат и при прямоугольной форме подошвы сооружения x_c определяется по формуле

$$x_c = \frac{l}{6} \cdot \frac{\tau_1 - \tau_2}{\tau_1 + \tau_3} = \frac{l}{6} \cdot \frac{\tau_4 - \tau_3}{\tau_4 + \tau_2}.$$

Д.2 При однородном основании и равномерном распределении нормальных напряжений эксцентриситет e_F расчетной сдвигающей силы F рекомендуется определять относительно центра тяжести подошвы сооружения C_g . При неоднородном основании или неравномерном распределении напряжений эксцентриситет e_F необходимо определять относительно центра тяжести эпюры распределенных по подошве сооружения предельных касательных напряжений $\tau_{lim} = \sigma \phi_1 + C_1$.

Схема к расчету устойчивости сооружений при плоском сдвиге с поворотом в плане без учета отпора грунта с низовой стороны приведена на рисунке [Д.1](#).

Д.3 При расчете устойчивости сооружений с прямоугольным или близким к прямоугольному очертанием подошвы и равномерным распределением τ_{lim} предельную силу сопротивления сдвигу $R_{pl,t}$ без учета отпора грунта рекомендуется определять по формуле



$$R_{pl,t} = \alpha_t R_{pl}, \quad (Д.1)$$

где α_t - безразмерный коэффициент, определяемый по рисунку [Д.2а](#);

R_{pl} - предельная сила сопротивления при плоском сдвиге без поворота, определяемая в соответствии с [7.9](#).

Предельную силу сопротивления при смешанном сдвиге с поворотом сооружений на нескальных основаниях рекомендуется также определять, используя коэффициент α_t , полученный по рисунку [Д.2а](#).

Д.4 При непрямоугольном очертании подошвы сооружения, неравномерном распределении τ_{lim} или при необходимости учета отпора грунта с низовой стороны (рисунок [Д.3](#)) предельная сила сопротивления $R_{pl,t}$ и координаты центра поворота определяются следующими тремя уравнениями равновесия:

$$\sum \tau_{lim} \sin \theta \Delta A = 0; \quad (Д.2)$$

$$\sum \tau_{lim} \cos \theta \Delta A + \gamma'_c E_{p,tw} = R_{pl,t}; \quad (Д.3)$$

$$\sum \tau_{lim} r \Delta A + \gamma'_c E_{p,tw} r_{tw} = R_{pl,t} (n_1 + e_F), \quad (Д.4)$$

где τ_{lim} - предельное касательное напряжение на элементарной площадке ΔA ;

θ - угол между радиусом r , проведенным из центра поворота (с которым совмещено начало координат) до центра площадки ΔA , и осью, перпендикулярной направлению действующей силы F ;

$\gamma'_c, E_{p,tw}$ - то же, что и в [7.9](#);

r_{tw} - расстояние, определяемое по рисунку [Д.3а](#);

e_F - эксцентриситет сдвигающей силы;

n_1, n_2 - координаты центра поворота, определяемые по рисунку [Д.2б](#).



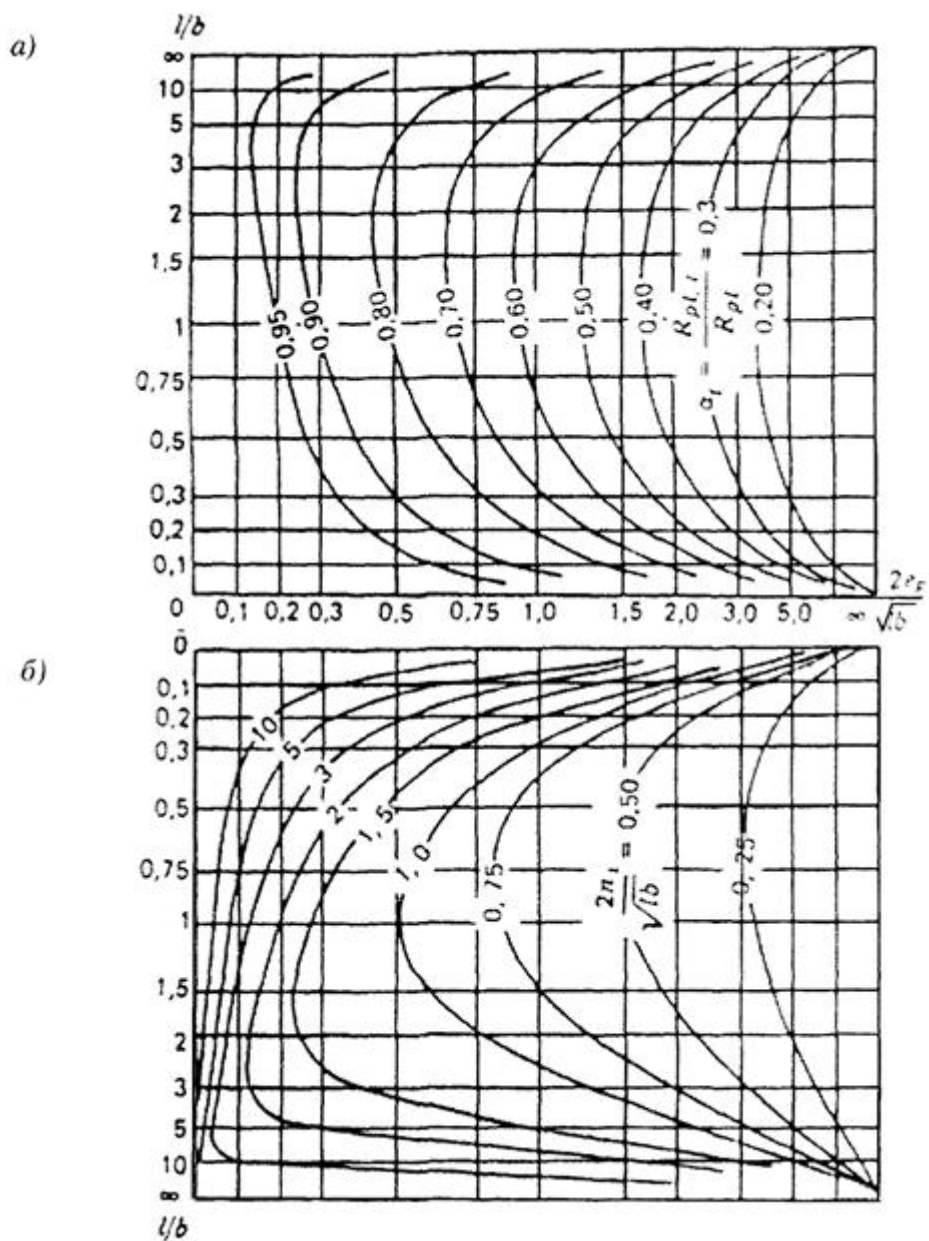
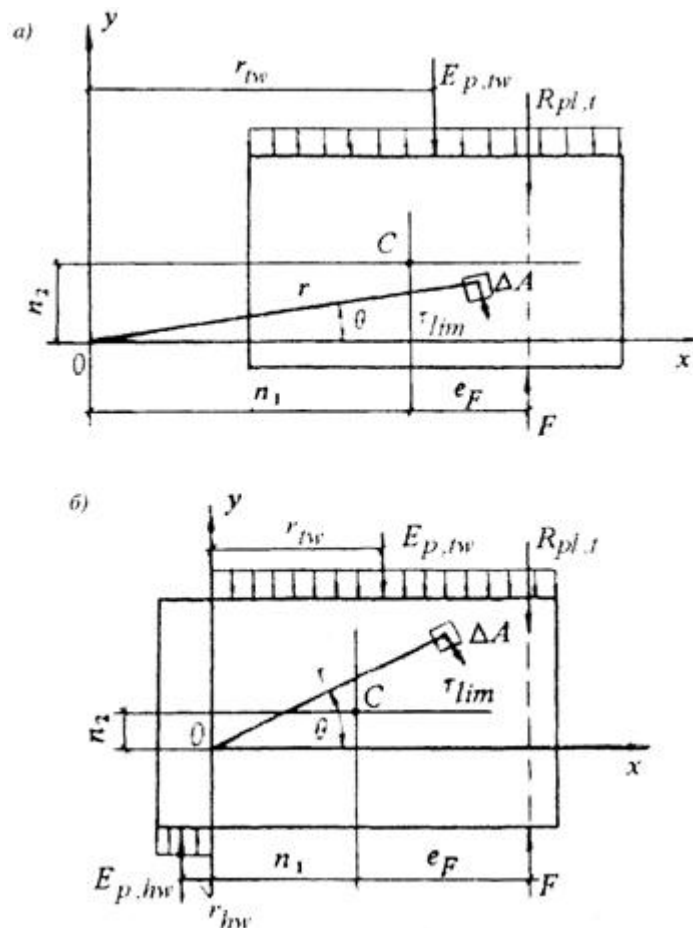


Рисунок Д.2 - Графики для определения коэффициента α_t (а) и координаты центра поворота n_1 (б)





а - при расположении центра поворота вне подошвы сооружения; б - то же, в пределах подошвы сооружения

Рисунок Д.3 - Схемы к расчету устойчивости сооружений глубокого заложения при плоском сдвиге с поворотом в плане с учетом отпора грунта

Определение предельной силы сопротивления сдвигу $R_{pl,t}$ и координат полюса поворота производится в следующей последовательности.

1. Из уравнений (Д.3) и (Д.4) исключается $R_{pl,t}$ и из полученной системы двух уравнений подбором определяются координаты n_1 и n_2 , после чего находится $R_{pl,t}$.

2. В случае когда центр поворота O оказывается внутри площади подошвы (при значительном эксцентриситете e_F) и отпор грунта возникает с обеих сторон сооружения (см. рисунок Д.3б), необходимо использовать уравнение (Д.2) и следующие уравнения:

$$\sum \tau_{lim} \cos \theta \Delta A + \gamma'_c (E_{p,tw} - E_{p,hw}) = R_{pl,t}; \tag{Д.5}$$

$$\sum \tau_{lim} r \Delta A + \gamma'_c (E_{p,tw} r_{tw} + E_{p,hw} r_{hw}) = R_{pl,t} (n_1 + e_F), \tag{Д.6}$$

где τ_{lim} , ΔA , γ'_c , $E_{p,tw}$, r_{tw} , r , n_1 , e_F - то же, что и в формулах (Д.3) и (Д.4);

$E_{p,hw}$ - расчетное значение горизонтальной составляющей отпора грунта с верхней стороны сооружения;

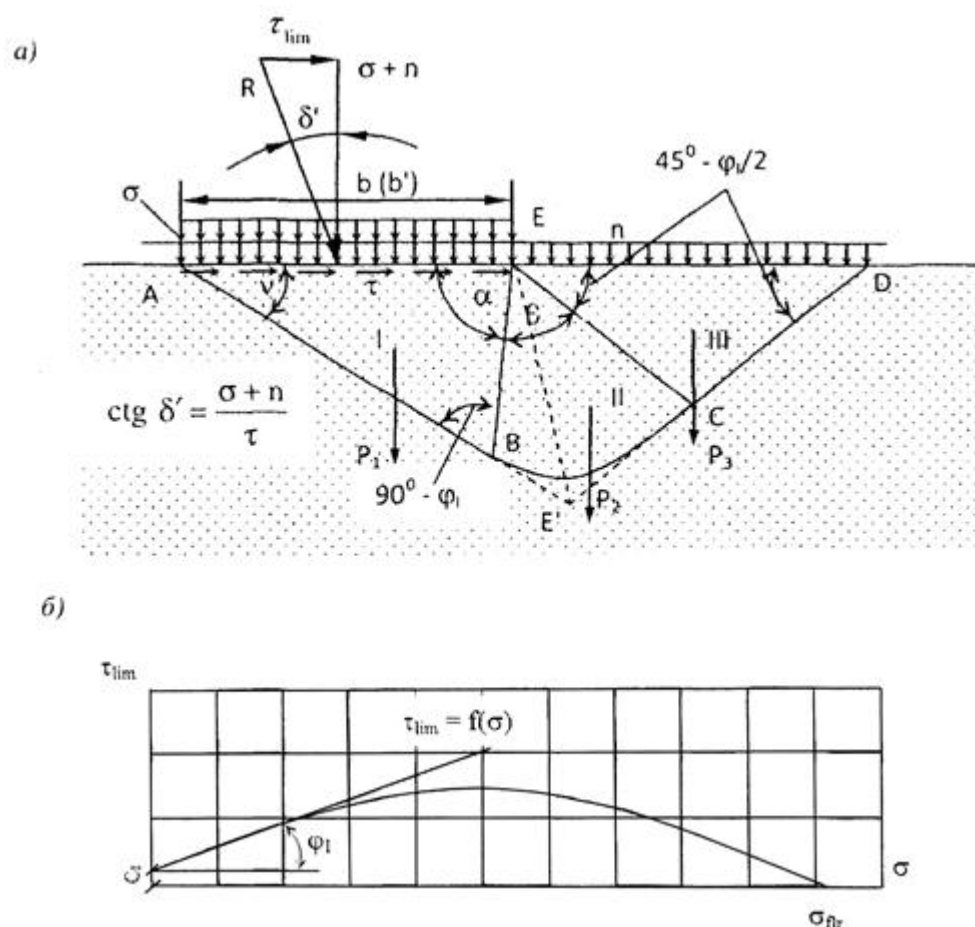


r_{hw} - расстояние, определяемое по рисунку [Д.3б](#).

Приложение Е (рекомендуемое)

Расчет устойчивости сооружений на нескальных основаниях по схемам глубинного и смешанного сдвигов

Е.1 Для определения силы предельного сопротивления на участке сдвига с выпором R_u следует применять метод теории предельного равновесия. При этом в случае глубинного сдвига от наклонной нагрузки (рисунок [Е.1](#)) определяется полная сила предельного сопротивления R_u ,



а - расчетная схема; б - график несущей способности основания; I, II, III - зоны призмы обрушения

Рисунок Е.1 - К расчету несущей способности основания и устойчивости сооружения при глубинном сдвиге

Е.2 По этому методу профиль поверхности скольжения, ограничивающей область предельного состояния грунта основания, принимается в виде двух отрезков прямых AB и DC , соединенных между собой криволинейной вставкой, описываемой уравнением логарифмической спирали (рисунок [Е.1а](#)). Связь между углом наклона к вертикали равнодействующей внешних сил, равной по значению силе предельного сопротивления сдвигу



R_u , и ориентировкой треугольника предельного равновесия определяется углом v , который находится по формуле

$$v = \frac{1}{2} \left(\arccos \frac{\sin \delta'}{\sin \varphi_1} + \varphi_1 - \delta' \right). \quad (\text{E.1})$$

При определении R_u сцепление грунта по своему действию принимается тождественным приложению внешней равномерно распределенной нагрузки в виде нормального напряжения

$$n = \frac{c_1}{\text{tg} \varphi_1} \quad (\text{здесь } \text{tg} \varphi_1 \text{ и } c_1 \text{ - то же, что и в } 7.7).$$

Опечатка.

Значение τ_{lim} для заданных значений b_1 (b'_1), σ_m , φ_1 , c_1 , γ_1 определяется следующим образом.

Строится график несущей способности основания $\tau_{\text{lim}} = f(\sigma)$ для всей ширины b или расчетной ширины b' подошвы фундамента (см. рисунок [E.1б](#)). Построение этого графика производится по ряду значений δ' (от $\delta' = 0$ до $\delta' = \varphi_1$) и соответствующим им значениям v .

По найденному значению v находятся все данные, необходимые для определения размеров призмы выпора $ABCD$. Линия AB проводится по углу v , линия EB - по углу $\alpha = 90^\circ + \varphi_1 - v$.

Линия EC строится по углу $45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}$ между ней и горизонтальной поверхностью основания. Профиль ограничивающей поверхности скольжения для промежуточной зоны II строится по уравнению логарифмической спирали. Радиус $r = \overline{EC}$ находится по формуле

$$r = r_0 e^{\alpha \text{tg} \varphi_1}, \quad (\text{E.2})$$

где $r_0 = \overline{EB}$; $\theta = 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} + v$.

Линия CD проводится через точку C под углом $45^\circ - \frac{\varphi_1}{2}$ к горизонтальной поверхности ED .

После определения очертания призмы обрушения находятся веса P_1 , P_2 , P_3 (с учетом взвешивающего действия воды) отдельных ее зон I, II, III (при наличии сцепления к силе P_3 добавляется нагрузка $n\overline{ED}$, соответствующая приложенному к поверхности нормальному напряжению, а при наличии пригрузки интенсивностью q - нагрузка $q\overline{ED}$) и сила R_u , определяемая по формуле

$$R_u = \frac{P_1 \cos v \sin(\rho + \varphi_1 - v)}{\cos(\rho - v) \sin(v + \delta' - \varphi_1)}, \quad (\text{E.3})$$



где

$$\rho = \operatorname{arctg} \left[\frac{Q + P_2 + P_3}{-P_1 \operatorname{tg} \beta - (Q + P_1 + P_2 + P_3) \operatorname{tg} \nu} \right]; \quad (\text{E.4})$$

$$Q = -\frac{P_3}{2} \left[1 + \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right) \right]; \quad (\text{E.5})$$

$$\beta = \operatorname{arctg} \frac{r - r_o \cos \theta}{r_o \sin \theta} + \alpha - \varphi_1. \quad (\text{E.6})$$

Е.3 В случаях, для которых в таблице [E.1](#) приведены значения коэффициентов несущей способности N_γ , N_c , N_q , а также значения коэффициента K , позволяющего определить длину участка $E\psi D$ на рисунке E.1a ($E\psi D = Kb$), R_u определяется по формуле

$$R_u = \gamma_1 b^2 N_\gamma + b c_1 N_c + b q N_{qL} \quad (\text{E.7})$$

где γ_1 , c_1 , b - то же, что и в [7.7](#) раздела [7](#) свода правил;

q - интенсивность равномерной нагрузки на участке ED призмы выпора.

Таблица E.1 - Значения коэффициентов несущей способности и коэффициента K

| ϕ_l | Коэффициенты | При δ' (в долях ϕ_1) | | | | | |
|----------|--------------|-----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | 0 | 0,1 ϕ_l | 0,3 ϕ_l | 0,5 ϕ_l | 0,7 ϕ_l | 0,9 ϕ_l |
| 0° | N_γ | 0,000 | | | | | |
| | N_c | 5,142 | | | | | |
| | N_q | 1,000 | | | | | |
| | K | 1,000 | | | | | |
| 2° | N_γ | 0,066 | 0,071 | 0,073 | 0,067 | 0,055 | 0,037 |
| | N_c | 5,632 | 5,502 | 5,202 | 4,833 | 4,357 | 3,639 |
| | N_q | 1,197 | 1,192 | 1,182 | 1,169 | 1,152 | 1,127 |
| | K | 1,094 | 1,036 | 0,910 | 0,765 | 0,588 | 0,336 |
| 4° | N_γ | 0,152 | 0,154 | 0,148 | 0,131 | 0,106 | 0,071 |
| | N_c | 6,185 | 6,025 | 5,659 | 5,216 | 4,655 | 3,830 |
| | N_q | 1,433 | 1,421 | 1,396 | 1,365 | 1,325 | 1,268 |
| | K | 1,197 | 1,131 | 0,989 | 0,826 | 0,631 | 0,356 |



| ϕ_l | Коэффициенты | При δ' (в долях ϕ_l) | | | | | |
|----------|--------------|-----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | 0 | 0,1 ϕ_l | 0,3 ϕ_l | 0,5 ϕ_l | 0,7 ϕ_l | 0,9 ϕ_l |
| 6° | N_y | 0,264 | 0,261 | 0,242 | 0,209 | 0,165 | 0,108 |
| | N_c | 6,813 | 6,615 | 6,169 | 5,638 | 4,977 | 4,030 |
| | N_q | 1,716 | 1,695 | 1,648 | 1,593 | 1,523 | 1,424 |
| | K | 1,310 | 1,235 | 1,075 | 0,893 | 0,677 | 0,378 |
| 8° | N_y | 0,409 | 0,398 | 0,360 | 0,304 | 0,234 | 0,149 |
| | N_c | 7,528 | 7,284 | 6,740 | 6,103 | 5,325 | 4,241 |
| | N_q | 2,058 | 2,024 | 1,947 | 1,858 | 1,748 | 1,596 |
| | K | 1,435 | 1,350 | 1,169 | 0,965 | 0,725 | 0,400 |
| 10° | N_y | 0,597 | 0,574 | 0,507 | 0,418 | 0,315 | 0,193 |
| | N_c | 8,345 | 8,044 | 7,381 | 6,617 | 5,703 | 4,461 |
| | N_q | 2,471 | 2,418 | 2,301 | 2,167 | 2,006 | 1,787 |
| | K | 1,572 | 1,476 | 1,271 | 1,043 | 0,778 | 0,424 |
| 12° | N_y | 0,841 | 0,800 | 0,691 | 0,558 | 0,408 | 0,242 |
| | N_c | 9,285 | 8,913 | 8,103 | 7,187 | 6,114 | 4,694 |
| | N_q | 2,974 | 2,895 | 2,722 | 2,528 | 2,300 | 1,998 |
| | K | 1,724 | 1,615 | 1,383 | 1,127 | 0,833 | 0,449 |
| 14° | N_y | 1,158 | 1,090 | 0,923 | 0,727 | 0,518 | 0,295 |
| | N_c | 10,371 | 9,910 | 8,920 | 7,821 | 6,560 | 4,940 |
| | N_q | 3,586 | 3,471 | 3,224 | 2,950 | 2,636 | 2,232 |
| | K | 1,894 | 1,769 | 1,506 | 1,219 | 0,893 | 0,475 |
| 16° | N_y | 1,573 | 1,466 | 1,214 | 0,934 | 0,647 | 0,354 |
| | N_c | 11,631 | 11,060 | 9,847 | 8,530 | 7,048 | 5,198 |
| | N_q | 4,335 | 4,171 | 3,824 | 3,446 | 3,021 | 2,491 |
| | K | 2,082 | 1,940 | 1,642 | 1,319 | 0,958 | 0,502 |
| 18° | N_y | 2,118 | 1,953 | 1,581 | 1,187 | 0,797 | 0,418 |



| ϕ_l | Коэффициенты | При δ' (в долях ϕ_1) | | | | | |
|----------|--------------|-----------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | | 0 | $0,1\phi_l$ | $0,3\phi_l$ | $0,5\phi_l$ | $0,7\phi_l$ | $0,9\phi_l$ |
| | N_c | 13,104 | 12,394 | 10,907 | 9,321 | 7,582 | 5,472 |
| | N_q | 5,258 | 5,027 | 4,544 | 4,029 | 3,464 | 2,778 |
| | K | 2,293 | 2,130 | 1,791 | 1,428 | 1,027 | 0,531 |
| 20° | N_y | 2,837 | 2,587 | 2,047 | 1,497 | 0,974 | 0,489 |
| | N_c | 17,583 | 16,697 | 14,870 | 12,959 | 10,915 | 8,508 |
| | N_q | 6,400 | 6,077 | 5,412 | 4,717 | 3,973 | 3,097 |
| | K | 2,530 | 2,343 | 1,957 | 1,548 | 1,102 | 0,562 |
| 22° | N_y | 3,792 | 3,419 | 2,640 | 1,878 | 1,183 | 0,567 |
| | N_c | 16,883 | 15,774 | 13,522 | 11,218 | 8,812 | 6,067 |
| | N_q | 7,821 | 7,373 | 6,463 | 5,532 | 4,560 | 3,451 |
| | K | 2,797 | 2,582 | 2,141 | 1,679 | 1,183 | 0,595 |
| 24° | N_y | 5,070 | 4,517 | 3,400 | 2,350 | 1,429 | 0,653 |
| | N_c | 21,570 | 20,178 | 17,392 | 14,605 | 11,769 | 8,638 |
| | N_q | 9,604 | 8,984 | 7,744 | 6,503 | 5,240 | 3,846 |
| | K | 3,099 | 2,851 | 2,346 | 1,823 | 1,271 | 0,629 |
| 26° | N_y | 6,796 | 5,980 | 4,381 | 2,937 | 1,722 | 0,748 |
| | N_c | 22,256 | 20,499 | 17,039 | 13,659 | 10,312 | 6,738 |
| | N_q | 11,855 | 10,998 | 9,311 | 7,662 | 6,030 | 4,286 |
| | K | 3,443 | 3,156 | 2,576 | 1,983 | 1,366 | 0,666 |
| 28° | N_y | 9,149 | 7,943 | 5,655 | 3,671 | 2,072 | 0,854 |
| | N_c | 25,804 | 23,575 | 19,261 | 15,148 | 11,188 | 7,106 |
| | N_q | 14,720 | 13,535 | 11,241 | 9,055 | 6,949 | 4,779 |
| | K | 3,837 | 3,504 | 2,834 | 2,160 | 1,471 | 0,705 |
| 30° | N_y | 12,394 | 10,608 | 7,326 | 4,596 | 2,491 | 0,972 |
| | N_c | 30,141 | 27,295 | 21,888 | 16,867 | 12,168 | 7,500 |



| ϕ_l | Коэффициенты | При δ' (в долях ϕ_1) | | | | | |
|----------|--------------|-----------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | 0 | 0,1 ϕ_l | 0,3 ϕ_l | 0,5 ϕ_l | 0,7 ϕ_l | 0,9 ϕ_l |
| | N_q | 18,402 | 16,759 | 13,637 | 10,738 | 8,025 | 5,330 |
| | K | 4,290 | 3,901 | 3,126 | 2,358 | 1,585 | 0,747 |
| 32° | N_y | 16,922 | 14,264 | 9,536 | 5,770 | 2,997 | 1,103 |
| | N_c | 35,492 | 31,835 | 25,016 | 18,854 | 13,268 | 7,922 |
| | N_q | 23,178 | 20,893 | 16,632 | 12,781 | 9,291 | 5,950 |
| | K | 4,814 | 4,358 | 3,458 | 2,578 | 1,710 | 0,792 |
| 36° | N_y | 32,530 | 26,507 | 16,492 | 9,212 | 4,359 | 1,417 |
| | N_c | 50,588 | 44,399 | 33,329 | 23,904 | 15,914 | 8,864 |
| | N_q | 37,754 | 33,258 | 25,215 | 18,367 | 12,562 | 7,440 |
| | K | 6,144 | 5,506 | 4,274 | 3,107 | 2,001 | 0,892 |
| 40° | N_y | 66,014 | 51,714 | 29,605 | 15,093 | 6,427 | 1,819 |
| | N_c | 75,314 | 64,419 | 45,816 | 31,008 | 19,360 | 9,967 |
| | N_q | 64,196 | 55,054 | 39,444 | 27,019 | 17,245 | 9,363 |
| | K | 8,012 | 7,095 | 5,367 | 3,792 | 2,362 | 1,008 |
| 45° | N_y | 177,620 | 131,120 | 66,272 | 29,516 | 10,783 | 2,503 |
| | N_c | 133,880 | 110,080 | 72,119 | 44,729 | 25,385 | 11,652 |
| | N_q | 134,880 | 111,080 | 73,119 | 45,729 | 26,385 | 12,652 |
| | K | 11,614 | 10,101 | 7,350 | 4,975 | 2,951 | 1,185 |

По найденным значениям R_u определяются σ и τ_{lim} , используемые для построения графика (см. рисунок [E.1б](#)), по формулам:

$$\sigma = \frac{R_u}{b(b')} \cos \delta' - n; \quad (E.8)$$

$$\tau_{lim} = \frac{R_u}{b(b')} \sin \delta'. \quad (E.9)$$

E.4 При действии на сооружение только вертикальных сил определение предельной (разрушающей) вертикальной нагрузки на основание может быть произведено указанным



выше методом. При этом построение призмы обрушения производится только для $\delta' = 0$ и

$$\nu = 45^\circ + \frac{\phi_1}{2}.$$

Е.5 При наличии в основании фильтрационного потока и необходимости учета фильтрационных сил определение R_u следует производить аналитически или графоаналитическим методом путем построения многоугольника сил на базе равнодействующих весов каждой из трех зон призмы обрушения с учетом суммарных фильтрационных сил, действующих в каждой из них.

Направления и значения суммарных фильтрационных сил определяются по заданной гидродинамической сетке движения фильтрационного потока под сооружением.

Для этого после построения объемлющей поверхности скольжения по методу, изложенному в [Е.2](#), и построения гидродинамической сетки (методом ЭГДА или расчетным способом) каждая из зон I, II, III (см. рисунок Е.1а) оказывается разбитой на ряд участков, для каждого из которых находится линия тока, проходящая через центр тяжести участка. Направление фильтрационной силы принимается по касательной к этой линии тоже в центре тяжести участка, а значение ее - по формуле

$$D_i = \gamma_w I_{m,i} A_i, \quad (\text{Е.10})$$

где γ_w - удельный вес воды;

$I_{m,i}$ - средний градиент напора для данного участка;

A_i - площадь участка.

Значения суммарных фильтрационных сил $\Phi_{f,1}$, $\Phi_{f,2}$, $\Phi_{f,3}$ определяются как геометрические суммы фильтрационных сил в пределах рассматриваемой зоны I, II или III.

Е.6 При определении силы предельного сопротивления в случае сдвига с выпором при сейсмических воздействиях $R_{u,eq}$ следует учитывать силы инерции, действующие на грунт в пределах призмы выпора и на пригрузку, определяемые по ускорению земной поверхности, соответствующему принятым расчетной сейсмичности и направлению сейсмических колебаний.

Если основание и пригрузка расположены ниже уровня воды, то по [СП 14.13330](#) вес грунта основания и пригрузки принимается с учетом взвешивающего действия воды, а силы инерции определяются по плотности грунтов в водонасыщенном состоянии.

Е.7 При расчете устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига сопротивление основания сдвигу следует принимать равным сумме сопротивлений на участках плоского сдвига и сдвига с выпором (рисунок [Е.2](#)).



Силу предельного сопротивления при расчете устойчивости сооружений по схеме смешанного сдвига R_{com} при поступательной форме сдвига рекомендуется определять по формуле

$$R_{com} = (\sigma_m \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1) b_2 l + \tau_{lim} b_1 l, \quad (\text{E.11})$$

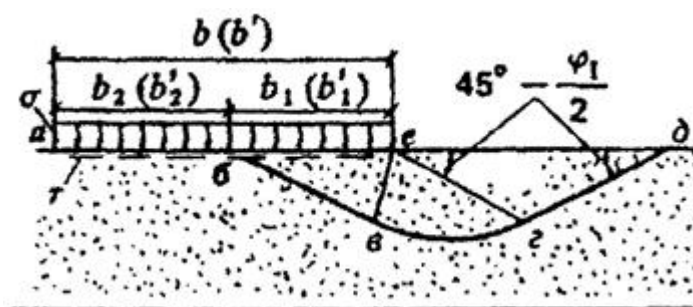
где σ_m , $\operatorname{tg} \varphi_1$, c_1 - то же, что и в [E.2](#) данного приложения;

b_1 , b_2 - расчетные значения ширины участков подошвы сооружения, на которых происходит сдвиг с выпором и плоский сдвиг;

τ_{lim} - предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором, определяемое по формуле ([E.9](#)) данного приложения при $b = b_1$;

l - размер стороны прямоугольной подошвы сооружения, перпендикулярной сдвигающей силе.

Опечатка.



ab - участок плоского сдвига; be - участок сдвига с выпором; $бвгдб$ - зона выпора

Рисунок E.2 - Схема к расчету несущей способности основания и устойчивости сооружения при смешанном сдвиге

Значение b_1 следует определять в зависимости от σ_{max} (с низовой стороны) по формуле

$$b_1 = \frac{b \sigma_{max}}{\sigma_{ftr} - \sigma_{cr}}, \quad (\text{E.12})$$

где $\sigma_{cr} = N_0 b \gamma_1$ для грунтов с коэффициентом сдвига $\operatorname{tg} \varphi_1 > 0,45$ и $\sigma_{cr} = 0$ при $\operatorname{tg} \varphi_1 < 0,45$;

σ_{ftr} - среднее нормальное напряжение в подошве сооружения, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки (см. рисунок [E.1б](#));

N_0 - то же, что и в [7.7](#).

При эксцентриситете e_p нормальной силы p в сторону нижнего бьефа в формуле ([E.11](#)) вместо

b , b_1 и b_2 следует принимать b , b^*_1 и b^*_2 (где $b^* = b - 2e_p$, а $b^*_1 = b_1 \frac{b^*}{b}$); эксцентриситет в сторону верхнего бьефа в расчетах не учитывается.



При смешанном сдвиге с поворотом в плане предельную сдвигающую силу принимают равной $\alpha_t R_{com}$, где α_t определяют по указаниям [7.10](#) и рекомендуемого приложения [Д](#).

Е.8 При прямоугольной подошве сооружения длиной l и шириной b сила предельного сопротивления основания определяется по формуле

$$R_u = A^* (\gamma_1 b^* N_\gamma n_\gamma + c_1 N_c n_c + q N_q n_q), \quad (\text{E.13})$$

где

$$A^* = lb^*; \quad n_\gamma = 1 - 0,25 \frac{b^*}{l}; \quad n_q = 1 + \operatorname{tg} \varphi_1 \frac{b^*}{l}; \quad n_c = 1 + \operatorname{tg} \varphi_1 \frac{N_q}{N_c - 1} \frac{b^*}{l}. \quad (\text{E.14})$$

b^* , $\operatorname{tg} \varphi_1$, c_1 - то же, что и в [7.7](#) N_γ , N_c и N_q - то же, что и в [E.3](#).

Опечатка.

Е.9 Для определения вертикальной составляющей несущей способности в недренированных условиях при постоянной изотропной прочности на сдвиг $c_{u,l}$ можно использовать следующую общую формулу

$$R_u = A^* [N_c c_{u,l} (1 + s_{ca} + d_{ca} - i_{ca}) + q], \quad (\text{E.15})$$

где $N_c = 5,14$ - коэффициент несущей способности;

$c_{u,l}$ - расчетное значение сопротивления недренированному сдвигу;

$$i_{ca} = \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{F_{H1}}{A^* c_{u,l}}} \quad \text{- коэффициент наклона нагрузки};$$

$$s_{ca} = 0,2(1 - 2i_{ca}) \frac{b^*}{l} \quad \text{- коэффициент формы};$$

$$d_{ca} = 0,3 \operatorname{arctg} \frac{d}{b^*} \quad \text{- коэффициент заглубления};$$

$F_{H1} = F_H - R_{H0} - R_{HP}$ - горизонтальная нагрузка на площадь A^* ;

F_H - полная горизонтальная нагрузка на фундамент;

R_{H0} - сопротивление сдвигу вне A ;

R_{HP} - горизонтальная составляющая равнодействующей активного и пассивного давления на фундамент;

A^* - то же, что и в [E.8](#);

d - заглубление фундамента.



Приложение Ж (рекомендуемое)

Определение контактных напряжений методом внецентренного сжатия

По методу внецентренного сжатия нормальные и касательные контактные напряжения при неплоской подошве сооружения (рисунок Ж.1) определяются по формулам:

$$\sigma = \frac{N}{A} \cos \delta + \frac{Mr}{I_0} \cos \beta; \quad (\text{Ж.1})$$

$$\tau = \frac{N}{A} \sin \delta + \frac{Mr}{I_0} \sin \beta, \quad (\text{Ж.2})$$

где N - равнодействующая сил, приложенных к сооружению;

$M = N_e$ - момент этой силы относительно центра тяжести подошвы (см. рисунок Ж.1);

A, I_0 - площадь подошвы и ее центральный момент инерции;

r - радиус-вектор рассматриваемой точки K подошвы относительно центра O ;

δ - угол между направлением равнодействующей N и нормалью к подошве в точке K ;

β - угол между нормальями к подошве в точке K и к радиусу-вектору этой точки.

При плоской подошве сооружения контактные напряжения определяются по формулам:

$$\sigma = \frac{N \cos \delta}{A} + \frac{Mx}{I_y}; \quad (\text{Ж.3})$$

$$\tau = \frac{N \sin \delta}{A}, \quad (\text{Ж.4})$$

где x - расстояние от рассматриваемой точки до центра тяжести подошвы;

I_y - момент инерции площади подошвы.

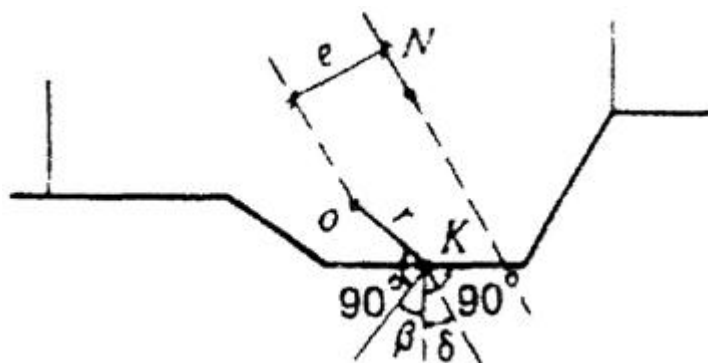


Рисунок Ж.1 - Схема к определению нормальных и касательных контактных напряжений при ломаной подошве сооружения



Приложение И (рекомендуемое)

Определение контактных напряжений для сооружений на однородных песчаных основаниях методом экспериментальных эпюр

Нормальные контактные напряжения методом экспериментальных эпюр определяются:

в случае когда равнодействующая всех внешних сил P проходит через центр подошвы сооружения, по формуле

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_m, \quad (\text{И.1})$$

где σ_x - нормальное контактное напряжение в точке, находящейся на расстоянии x от центра подошвы сооружения;

$\bar{\sigma}_x$ - относительное нормальное контактное напряжение в соответствующей точке,

определяемое по таблице [И.1](#) в зависимости от $N_z = \frac{\sigma_m}{b\gamma_1}$ (ниже уровня воды удельный вес грунта следует принимать с учетом взвешивающего действия воды);

σ_m - среднее нормальное контактное напряжение по подошве сооружения, равное

$$\sigma_m = \frac{P}{bl};$$

в случае внецентренного приложения к основанию равнодействующей внешних сил и отсутствия растягивающих напряжений по контакту подошвы фундамента с основанием при

$\frac{2e_p}{b} \leq \frac{1}{3m_k}$ по формуле

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_m \left(1 \pm \frac{12e_p x}{b^2} m_k \right), \quad (\text{И.2})$$

где σ_x , $\bar{\sigma}_x$, x - то же, что и в формуле [\(И.1\)](#);

e_p - эксцентриситет приложения нагрузки, нормальной к плоскости подошвы сооружения;

m_k - коэффициент, определяемый по таблице [И.2](#).

Примечание - При подстановке в формулу [\(И.2\)](#) e_p и x следует учитывать их полярность относительно начала координат, принимаемого в центре подошвы сооружения.

Таблица И.1 - Значения $\bar{\sigma}_x$



| $\frac{2x}{b}$ | $\bar{\sigma}_z$ при N_0 | | | | | | |
|----------------|----------------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 0,5 | 1 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 |
| 0 | 1,18 | 1,22 | 1,28 | 1,34 | 1,38 | 1,40 | 1,42 |
| 0,1 | 1,17 | 1,21 | 1,27 | 1,32 | 1,36 | 1,38 | 1,40 |
| 0,2 | 1,16 | 1,20 | 1,25 | 1,29 | 1,33 | 1,35 | 1,36 |
| 0,3 | 1,14 | 1,17 | 1,20 | 1,24 | 1,27 | 1,29 | 1,30 |
| 0,4 | 1,11 | 1,14 | 1,15 | 1,18 | 1,20 | 1,22 | 1,23 |
| 0,5 | 1,08 | 1,09 | 1,09 | 1,10 | 1,11 | 1,12 | 1,12 |
| 0,6 | 1,03 | 1,02 | 1,01 | 1,00 | 0,99 | 0,98 | 0,98 |
| 0,7 | 0,98 | 0,95 | 0,91 | 0,87 | 0,85 | 0,83 | 0,82 |
| 0,8 | 0,92 | 0,87 | 0,80 | 0,74 | 0,70 | 0,67 | 0,65 |
| 0,9 | 0,82 | 0,74 | 0,68 | 0,59 | 0,50 | 0,46 | 0,43 |
| 1,0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Таблица И.2 - Значения коэффициента m_k

| Число моделирования N_0 | 0,5 | 1 | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Коэффициент m_k | 1,221 | 1,296 | 1,345 | 1,402 | 1,464 | 1,501 | 1,628 |

Приложение К (обязательное)

Определение осадки основания методом послойного суммирования

К.1 Осадка основания определяется методом послойного суммирования в соответствии с [11.6.1](#). Дополнительные вертикальные напряжения в середине i -го слоя грунта принимаются равными полусумме указанных напряжений на верхней z_{i-1} и нижней z_i границах слоя.

К.2 Значение дополнительного вертикального напряжения на глубине z_i основания от нагрузок p и пригрузок q определяется по формуле

$$\sigma_{z,p,l} = \alpha_{1,i}p + \alpha_{2,i}q,$$

где p - среднее фактическое вертикальное давление на грунт по подошве фундамента;



$\alpha_{1,i}$ - коэффициент, учитывающий изменение по глубине дополнительного давления в грунте и принимаемый по таблице [К.1](#) для прямоугольной формы подошвы в зависимости от

относительной глубины $m = \frac{2z_i}{b}$ и отношения сторон $\frac{l}{b}$, для круглой - от отношения $m = \frac{2z_i}{b}$;

$\alpha_{2,i}$ - коэффициент, определяемый для прямоугольной пригрузки по рисунку [К.1а](#), а для треугольной - по рисунку [К.1б](#).

Допускается пригрузку аппроксимировать прямоугольной, треугольной или трапецидальной эпюрой в зависимости от формы засыпаемого котлована. В последнем случае осадки складываются из определенных для прямоугольной и треугольной нагрузок.

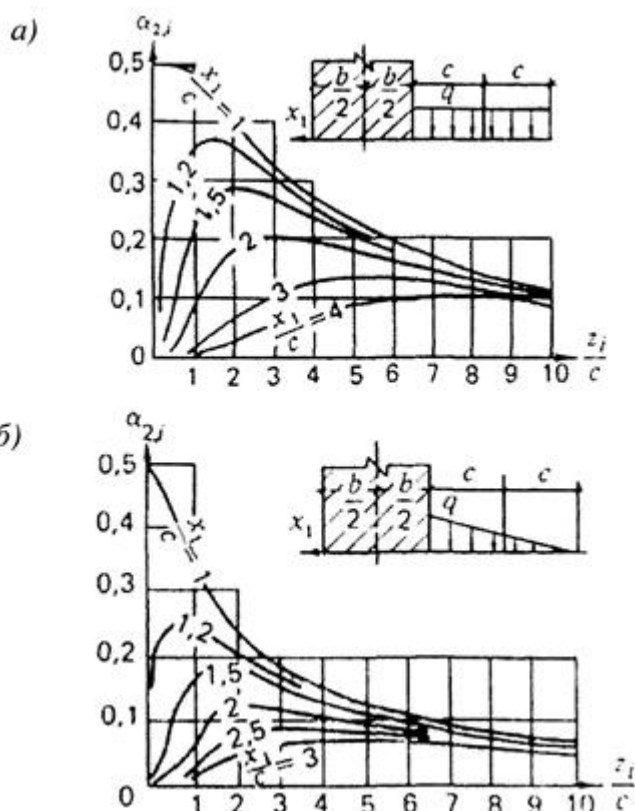
Таблица К.1 - Значения коэффициента $\alpha_{1,i}$

| $\frac{2z_i}{b}$ $\left(\frac{2z_i}{d}\right)$ | Круглые фундаменты | Прямоугольные фундаменты с отношением сторон l/b , равным | | | | | | |
|---------------------------------------------------|-----------------------|-------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5 | 10 |
| 0,0 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 |
| 0,4 | 0,949 | 0,960 | 0,972 | 0,975 | 0,976 | 0,977 | 0,977 | 0,977 |
| 0,8 | 0,756 | 0,800 | 0,848 | 0,866 | 0,875 | 0,879 | 0,881 | 0,881 |
| 1,2 | 0,547 | 0,606 | 0,682 | 0,717 | 0,740 | 0,749 | 0,754 | 0,775 |
| 1,6 | 0,390 | 0,449 | 0,532 | 0,578 | 0,612 | 0,630 | 0,639 | 0,642 |
| 2,0 | 0,285 | 0,336 | 0,414 | 0,463 | 0,505 | 0,529 | 0,545 | 0,550 |
| 2,4 | 0,214 | 0,257 | 0,325 | 0,374 | 0,419 | 0,449 | 0,470 | 0,477 |
| 2,8 | 0,165 | 0,201 | 0,260 | 0,304 | 0,350 | 0,383 | 0,410 | 0,420 |
| 3,2 | 0,130 | 0,160 | 0,210 | 0,251 | 0,294 | 0,329 | 0,360 | 0,374 |
| 3,6 | 0,106 | 0,130 | 0,173 | 0,209 | 0,250 | 0,285 | 0,320 | 0,337 |
| 4,0 | 0,087 | 0,108 | 0,145 | 0,176 | 0,214 | 0,248 | 0,285 | 0,306 |
| 4,4 | 0,073 | 0,091 | 0,122 | 0,150 | 0,185 | 0,218 | 0,256 | 0,280 |
| 4,8 | 0,062 | 0,077 | 0,105 | 0,130 | 0,161 | 0,192 | 0,230 | 0,258 |
| 5,2 | 0,052 | 0,066 | 0,091 | 0,112 | 0,141 | 0,170 | 0,208 | 0,239 |
| 5,6 | 0,046 | 0,058 | 0,079 | 0,099 | 0,124 | 0,152 | 0,189 | 0,223 |
| 6,0 | 0,040 | 0,051 | 0,070 | 0,087 | 0,110 | 0,136 | 0,172 | 0,208 |



| | | | | | | | |
|-------------------------------------------------------|-----------------------|-------------------------------------------------------------|-----|-----|-----|-----|---|
| $\frac{2z_i}{b}$ $\left(\frac{2z_i}{d}\right)$ | Круглые фундаменты | Прямоугольные фундаменты с отношением сторон l/b , равным | | | | | |
| | | 1 | 1,4 | 1,8 | 2,4 | 3,2 | 5 |

Примечание - При определении дополнительных вертикальных напряжений на глубине z_i от подошвы фундамента по вертикали, проходящей через угловую точку прямоугольного фундамента, значения коэффициентов $\alpha_{1,i}$, определенные по таблице [К.1](#), умножаются на 0,25.



а - для прямоугольной пригрузки; б - для треугольной пригрузки

Рисунок К.1 - Графики для определения коэффициента $\alpha_{2,i}$

Приложение Л (рекомендуемое)

Определение осадки основания при среднем давлении под подошвой сооружения, превышающем расчетное сопротивление грунта

Осадку основания при среднем давлении под подошвой сооружения p , превышающем расчетное сопротивление грунта основания R , рекомендуется определять по формуле

$$s_p = K_p s, \quad (\text{Л.1})$$

где K_p - коэффициент увеличения осадки при учете областей пластических деформаций, определяемый для однородного в пределах сжимаемой толщи грунта H_c при ширине



сооружения $b \leq 20$ м и $H_c/b \leq 2$ по рисунку Л.1, в других случаях - по результатам специальных исследований;

s - осадка, определяемая по указаниям 11.6.1 и приложения К.

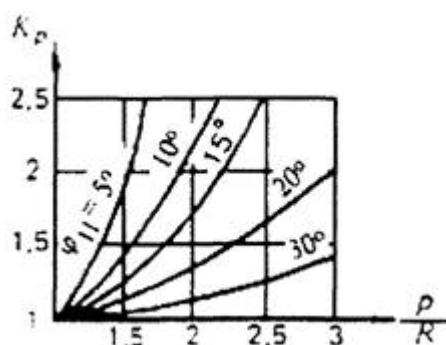


Рисунок Л.1 - График для определения коэффициента K_p

Приложение М (рекомендуемое)

Определение степени первичной консолидации грунта

Степень первичной консолидации грунта U_1 в расчетный момент времени от начала роста нагрузки определяется по рисунку М.1, где c_v^0 - коэффициент степени консолидации ($c_v^0 = c_v t_0 / h_0^2$); $\tau_1 = t/t_0$; t - расчетное время; t_0 - время роста нагрузки; h_0 - расчетная толщина слоя, определяемая по 7.7; c_v - коэффициент консолидации грунта в вертикальном направлении.

В случае мгновенного приложения нагрузки степень первичной консолидации определяется по рисунку МЛ для $c_v^0 = 0,01$ и $\tau_1 = 100 c_v t / h_0^2$.

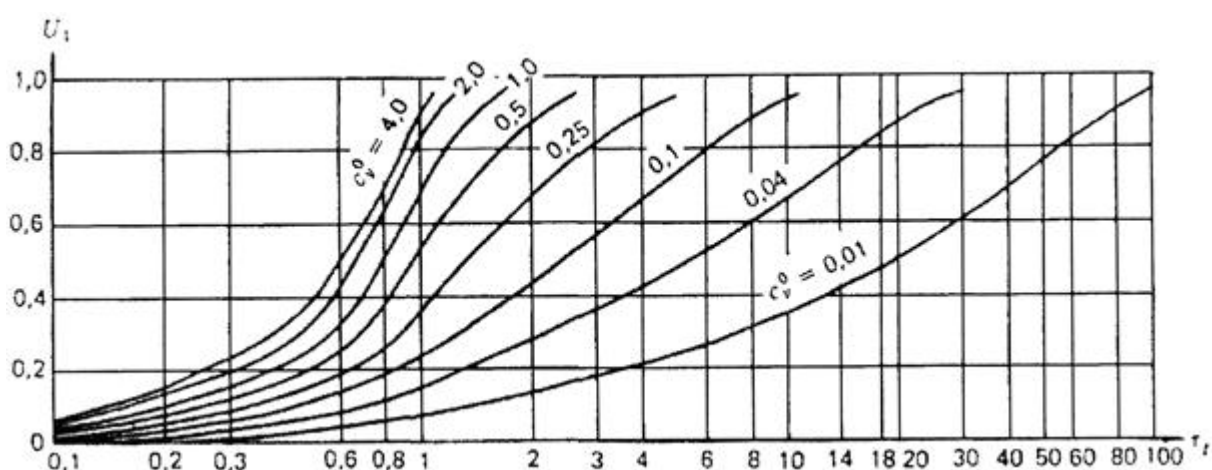


Рисунок М.1 - График зависимости степени консолидации U_1 от $\tau_t = \frac{t}{t_0}$ для различных значений c_v^0



Приложение Н (рекомендуемое)

Определение конечных горизонтальных перемещений гравитационных сооружений с горизонтальной подошвой на нескальных основаниях

Н.1 Смещение сооружения определяется по формуле

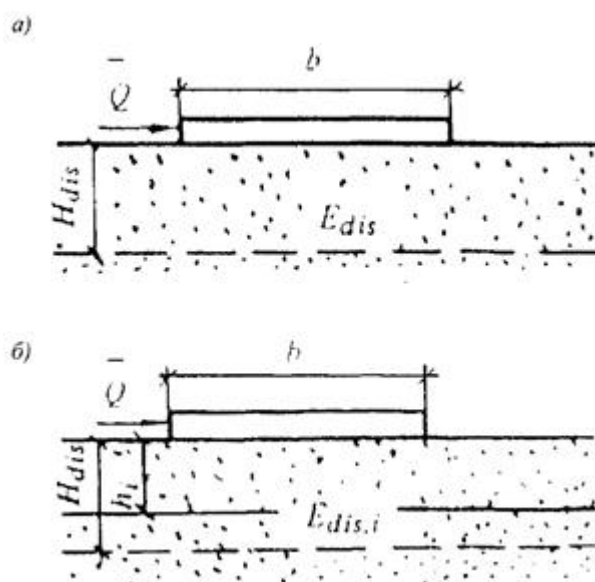
$$u = \frac{\bar{Q}}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\Phi_i - \Phi_{i-1}}{E_{dis,i}},$$

где \bar{Q} - суммарная горизонтальная нагрузка на 1 м длины сооружения (рисунок [Н.1](#));

n - число слоев грунта в пределах смещаемой толщи H_{dis} ;

Φ - коэффициент, определяемый по рисунку [Н.2](#) в зависимости от отношения глубины залегания подошвы i -го слоя грунта h_i к полуширине сооружения $b/2$;

E_{dis} - модуль деформации смещаемого слоя грунта.



а - при однородном основании; б - при горизонтально-слоистом основании; Q - горизонтальная сила

Рисунок Н.1 - Схемы к определению горизонтальных смещений сооружений



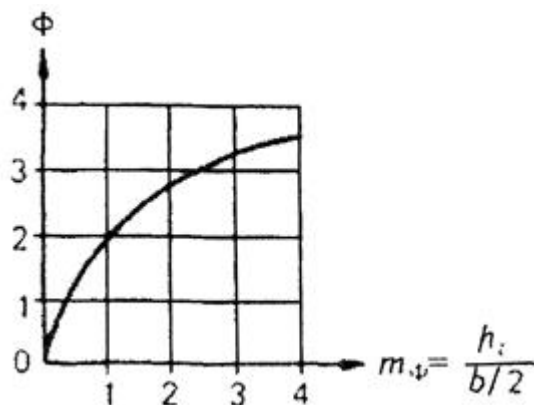


Рисунок Н.2 - График для определения коэффициента Ф

Н.2 В суммарную горизонтальную нагрузку \bar{Q} следует включать все силы, действующие на сооружение в направлении сдвига, за вычетом сил отпора, принимаемых равными давлению грунта в состоянии покоя.

Н.3 Модуль деформации грунта в смещаемом слое $E_{dis,i}$ принимается равным $1,2E_i$ - для глинистых грунтов и $1,5E_i$ - для песчаных грунтов, где E_i - то же, что и в приложении В.

Н.4 Расчетная глубина смещаемой толщи H_{dis} принимается равной

$$H_{dis} = 0,4b + 0,3H_c, \quad (\text{Н.2})$$

где H_c - глубина сжимаемой толщи, определяемая в соответствии с [11.6.2](#).

Приложение II (справочное)

Основные буквенные обозначения

Коэффициенты надежности, условий работы и сочетания нагрузок

γ_c - коэффициент условий работы;

γ_g - коэффициент надежности по грунту;

γ_n - коэффициент надежности по степени ответственности сооружения;

γ_{lc} - коэффициент сочетания нагрузок;

γ_c - коэффициент условий работы, учитывающий зависимость реактивного давления грунта с низовой стороны сооружения от горизонтального смещения сооружения при потере им устойчивости.

Характеристики грунтов

X_n - нормативное значение характеристики;

X - расчетное значение характеристики;



α - доверительная вероятность расчетных значений;

ρ - плотность;

ρ_d - плотность скелета грунта;

ρ_s - плотность частиц;

I_L - показатель текучести;

γ - удельный вес;

e - коэффициент пористости;

a - коэффициент уплотнения;

c - удельное сцепление;

ϕ - угол внутреннего трения;

E - модуль деформации;

G - модуль сдвига;

ν - коэффициент поперечной деформации (Пуассона);

k - коэффициент фильтрации;

c_v - коэффициент консолидации;

c_v^0 - коэффициент степени консолидации;

U_1 - степень первичной консолидации;

U_2 - степень вторичной консолидации;

μ_1, μ - коэффициенты упругой и гравитационной водоотдачи;

$\delta_{срр}, \delta_{1,срр}$ - параметры ползучести;

q - коэффициент водопоглощения;

I_{cr}, I_{est} - градиенты напора соответственно критический и действующий;

u_{cr}, u_{est} - критическая и действующая скорости фильтрации;

t_{fl} - показатель гибкости фундамента;

$R_c (R_{c,m})$ - предел прочности на одноосное сжатие отдельности (массива) скальных грунтов;



R_t ($R_{t,m}$) - предел прочности на одноосное растяжение отдельности (массива) скальных грунтов;

$R_{cs,m}$ - предел прочности на смятие массива скального грунта;

u_p , u_s - скорости распространения продольных и поперечных волн в скальном массиве.

Нагрузки, напряжения, сопротивления

F_0 - обобщенная расчетная сдвигающая сила;

R_0 - обобщенная расчетная сила предельного сопротивления грунта;

R_{pl} - расчетное значение предельного сопротивления грунта при плоском сдвиге;

R_g - расчетные силы сопротивления свай, анкеров;

R_u - расчетная сила предельного сопротивления основания на участке сдвига с выпором;

$E_{p,tw}$ - расчетное значение горизонтальных составляющих пассивного давления грунта с низовой стороны сооружения;

$E_{a,hw}$ - расчетное значение горизонтальных составляющих активного давления грунта с верховой стороны сооружения;

Φ - суммарная фильтрационная сила;

q - равномерно распределенная вертикальная пригрузка;

σ - нормальное напряжение;

τ - касательное напряжение;

u - избыточное давление в поровой воде;

σ_z - вертикальное нормальное напряжение в грунте;

$\sigma_{z,g}$ - то же, от собственного веса грунта;

$\sigma_{z,p}$ - то же, дополнительное от внешней нагрузки;

N_σ - число моделирования.

Деформации оснований и сооружений

S - совместная деформация основания и сооружения;

S_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения;

S_t - нестабилизированная совместная деформация основания и сооружения;



s, u, i - соответственно осадка, горизонтальное перемещение и крен сооружения.

Геометрические характеристики

l - длина сооружения;

b - ширина сооружения;

h - высота сооружения;

A - площадь подошвы сооружения;

e - эксцентриситет;

r - радиус;

h - толщина слоя грунта;

h_c - высота консолидируемого слоя;

H_c - глубина сжимаемой толщи;

H_{dis} - толщина смещаемого слоя;

$\alpha_{j,d}$ - угол падения трещины;

$\alpha_{j,l}$ - угол простираения трещины;

l_j - длина трещины;

b_j - ширина раскрытия трещины.

Библиография

- [1] [СП 11-102-97](#) Инженерно-экологические изыскания для строительства
- [2] [СП 11-104-97](#) Инженерно-геодезические изыскания для строительства
- [3] [СП 11-105-97](#) Инженерно-геологические изыскания для строительства
- [4] [СП 11-114-2004](#) Инженерные изыскания на континентальном шельфе для строительства морских нефтегазопромысловых сооружений
- [5] [СП 50-101-2004](#) Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений

Ключевые слова: основания, гидротехнические сооружения, деформации, напряжения, грунты, водопонижение





**МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВТЕХСТРОЙ**

**ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ГИДРОТЕХНИКИ
имени Б.Е. ВЕДЕНЕЕВА**

**МЕТОДИКА СОСТАВЛЕНИЯ МОДЕЛЕЙ
ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ
СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ В ОСНОВАНИЯХ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

(Пособие к СНиП 2.02.02-85)

**П 54-90
ВНИИГ**

**САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
1992**

Методика базируется на представлении о трещиноватых скальных массивах, служащих основаниями крупных инженерных сооружений, как о дискретной, неоднородной и анизотропной среде зонально-блочного строения.

Работа включает обоснование и методику анализа данных опытно-фильтрационных полевых работ и их интерпретацию при распространении на пространство скального массива в форме масштабных понятийных моделей водопроницаемости.

Составлена в лаборатории инженерной геологии и геокриологии ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева.

Предназначена для инженеров-геологов, гидрогеологов, проектировщиков, занимающихся обоснованием гидротехнического строительства.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Строительство гидротехнических сооружений в сложных инженерно-геологических условиях повысило требования проектирования к качеству изысканий и исследований оснований. Для обоснования проектов противифльтрационных и дренажных устройств необходимо знать распределение характеристик водопроницаемости (коэффициента фильтрации и удельного водопоглощения) в основании плотины, т.е. создать модель водопроницаемости¹.

¹ Ряд авторов именуют ее «фильтрационной моделью», а также «моделью фильтрационных свойств». По-видимому, «фильтрационная модель» должна быть более информативной, т.е. помимо параметров водопроницаемости включать распределение в массиве значений критической скорости движения воды в трещинах, критического градиента напора, упругой и гравитационной водоотдачи и др.

Необходимость в методике ее составления определяется еще до сих пор бытующим, недостаточно системным подходом к интерпретации данных о водопроницаемости оснований плотин без учета структурной неоднородности и анизотропии скальных массивов. При этом фильтрационные разрезы, независимо от структуры основания, представляются слоистыми (с границами приблизительно параллельными дневной поверхности), т.е. учитывают лишь разную степень экзогенного изменения пород. Такое упрощение реальной картины нередко приводит к нежелательным последствиям - изменениям в проектах, ошибкам в определении объемов цементационных работ или осложнениям в эксплуатации гидроузлов.

Во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, начиная с 1967 г., под руководством А.М. Гуреева разрабатывалась методика обобщения материалов гидрогеологических исследований на



геоструктурной основе. Методика апробирована при исследованиях оснований Саяно-Шушенской, Красноярской, Колымской, Могилев-Подольской, Ингурской, Чарвакской ГЭС, Константиновского, Стрыйского гидроузлов и др., в том числе при моделировании методом ЭГДА на плоских разнородно-проницаемых электрических моделях.

Сходный методический подход по данному разделу инженерно-геологического моделирования развивался в Гидропроекте В.В. Каякиным и А.И. Каякиной (Токтогульский, Курпсайский, Чарвакский гидроузлы, плотина Папанского водохранилища) [29].

Различным вопросам фильтрационного моделирования скальных оснований посвящены работы Г.М. Ломизе, М.В. Раца, С.Н. Чернышева, Л.А. Ароновой, В.Н. Жиленкова, Л.Н. Павловской, А.В. Андрианова, В.З. Чечота, А.К. Мастицкого и др. Однако до настоящего времени отсутствовало методическое пособие по построению моделей водопроницаемости.

В настоящей работе с позиции дискретного (зонально-блочного) строения скальных массивов изложена методика составления моделей водопроницаемости скальных оснований плотин. Показаны способы выявления зон сосредоточенной фильтрации и суффозионного выноса фильтрационным потоком заполнителя трещин и карстовых полостей. Изложены общие предпосылки возникновения и развития суффозии в скальных массивах. Показана возможность использования гидравлических данных, полученных при строительстве противофильтрационных завес, для уточнения модели водопроницаемости.

Методика составлена в лаборатории инженерной геологии и геокриологии ВНИИГА А.М. Гуревым, М.С. Кравец, О.К. Воронковым.

В подготовке работы к изданию принимал участие И.С. Брюн. В анализе материалов на конкретных объектах участвовали Л.И. Антонова (Саяно-Шушенский, Константиновский, Ингурский гидроузлы), М.П. Леонов, Т.В. Моисеенко, С.М. Румянцева (Чарвакский гидроузел).

Научное редактирование выполнено зав. лабораторией инженерной геологии и геокриологии канд. геол.-мин. наук Н.Ф. Кривоноговой и зав. лабораторией фильтрационных исследований доктором техн. наук В.Н. Жиленковым.

При составлении Методики были учтены замечания и предложения ряда организаций: Гидропроекта им. С.Я. Жука, ЛГТУ, Ленгидропроекта, а также специалистов ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева.

При подготовке данной редакции использованы советы и замечания В.Н. Жиленкова, Г.В. Катульского, Н.Н. Кондратьева, Н.Ф. Кривоноговой, В.М. Лебедева, Л.Н. Павловской, И.А. Пирогова, Л.Ф. Фурсова, Н.И. Шевченко.

| | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|
| Министерство энергетики и электрификации СССР | Методика составления моделей водопроницаемости скальных массивов в основаниях гидротехнических сооружений | <u>П 54-90</u> ВНИИГ |
| Внесена Всесоюзным ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательским институтом гидротехники им. Б.Е. Веденеева | Утверждена ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева решением № 20 от 6 ноября 1990 г. | Срок введения I кв. 1992 г. |

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Область применения

1.1. Настоящей Методикой целесообразно руководствоваться при:

- инженерно-геологических изысканиях, гидрогеологических исследованиях;
- анализе и обобщении данных опытно-фильтрационных работ;



- разработке моделей водопроницаемости, необходимых для проектирования подземного контура высоконапорных плотин, расчетов фильтрационных расходов, расчетов местной фильтрационной прочности, обоснования параметров противофильтрационных и дренажных устройств, конструкций, проектирования цементационных завес и определения ожидаемого поглощения цемента.

Методика может использоваться также для построения физических моделей с целью фильтрационных исследований (методом электрогидродинамических аналогий - ЭГДА и др.) при определении основных параметров фильтрационного потока: градиентов напора в теле цементационной завесы, градиентов напора на выходе фильтрационного потока в дренаже и в нижний бьеф, противодействия на подошву плотины, фильтрационных расходов, формы и параметров фильтрационного потока в береговых примыканиях и др.

Примечания: 1. Настоящая Методика может быть использована также при: изысканиях и исследованиях скальных и полускальных оснований сооружений тепловых и атомных электростанций, транспортных сооружений; изучении массивов в связи с проведением горных работ; изучении подземных горных выработок; проектировании и разработке карьеров и других подобных объектов.

2. При использовании настоящей Методики следует также соблюдать требования СНиП на проектирование оснований гидротехнических сооружений (2.02.02.85), на инженерные изыскания для строительства (1.02.07-87), ГОСТ 25100-82 и другие общесоюзные и ведомственные документы, относящиеся к вопросам инженерно-геологических изысканий и исследований.

3. Настоящая Методика не рассматривает вопросы фильтрационных расчетов оснований и экспериментального моделирования методом ЭГДА (см. СНиП 2.02.02-85 и Пособие к СНиП II-16-76) [49].

4. Настоящая Методика не рассматривает вопросы фильтрационного моделирования многолетнемерзлых скальных оснований, но применима к таликовым зонам области многолетней мерзлоты.

1.2. Важнейшими характеристиками водопроницаемости, рассматриваемыми в Методике, являются:

удельное водопоглощение породы q (л/мин·м·м) - расход (в литрах за 1 минуту) нагнетаемой в скважину воды, отнесенный к интервалу длиной 1 м и к напору, равному 1 м столба воды; общепринята упрощенная запись размерности q - л/мин;

коэффициент фильтрации K_f (м/с или, м/сут) - скорость фильтрации через единицу поперечного сечения грунта при гидравлическом градиенте (H/L), равном единице (H - разность напоров; L - длина пути фильтрации).

Между величинами q и K_f существуют тесные корреляционные связи ($r \geq 0,95$). В практике инженерно-геологических изысканий скальных оснований допустимо принимать примерное равенство численных значений q (л/мин·м²) и K_f (м/сут). По данным В.М. Насберга, в различных массивах пород основной диапазон изменения отношения $q/K_f = 0,64 \div 1,44$.

1.3. Массивы скальных пород характеризуются широким диапазоном изменения водопроницаемости: $10^{-3} \div 10^3$ л/мин. Различие величин q до 5 - 6 порядков встречается в пределах одного массива. Например, монопородный (гранитный) массив участка Колымского гидроузла характеризуется значениями $q = 0,001 \div 1270$ л/мин. Большой разброс величин q в одном и том же массиве объясняется наличием редких, но широко раскрытых трещин. При этом длина опытных интервалов (обычно 5 - 10 м) сопоставима с расстояниями между крупными трещинами. Точность единичного определения характеристики водопроницаемости оценивается предельными ошибками порядка 40 % (метрологические - 20÷30 %, методические - 10÷12 %) [23]. Классификация скальных оснований по водопроницаемости приведена в табл. 1 (СНиП 2.02.02-85).

1.4. В Методике используется следующая терминология.

Водопроницаемость - фильтрующая способность отдельных элементов скальных массивов: пластов, зон, отдельных трещин и т.д., выраженная через произведение коэффициента фильтрации этого элемента на его мощность. Для пакетов или пачек пластов,



состоящих из пород с различными коэффициентами фильтрации, водопроводимость пакетов или пачек будет равна сумме произведений коэффициентов фильтрации на мощность каждого из пластов, образующих пакет или пачку пород.

Таблица 1

| Степень водопроницаемости | Коэффициент фильтрации K_f , м/сут | Удельное водопоглощение q , л/мин |
|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| Практически водонепроницаемые | Менее 0,005 | Менее 0,01 |
| Слабоводопроницаемые | 0,005 - 0,3 | 0,01 - 0,1 |
| Водопроницаемые | 0,3 - 3 | 0,1 - 1 |
| Сильноводопроницаемые | 3 - 30 | 1 - 10 |
| Очень сильноводопроницаемые | Свыше 30 | Свыше 10 |

Водопроницаемость - свойство грунта, заключающееся в способности среды пропускать сквозь себя воду (основное фильтрационное свойство горных пород в массиве или в образце).

Водоупор - практически водонепроницаемый слой грунта, подстилающий водопроницаемое основание плотины.

Дарси - проницаемость, при которой на длине пути фильтрации 1 см по направлению струи через породу с поперечным сечением 1 см² и перепаде давления 0,1 МПа в течение 1 с проходит 1 см³ жидкости вязкостью в 1 сантипауэ.

Действительная скорость фильтрации - средняя скорость движения жидкости в открытых порах и трещинах (пустотах) среды, т.е. расход фильтрационного потока, отнесенный к действительной площади только фильтрующего сечения (площади всех пустот).

Ламинарная фильтрация - движение фильтрующей жидкости со скоростью, линейно зависящей от градиента напора.

Механическая суффозия - размыв грунта фильтрационным потоком, проявляющийся в виде отрыва и перемещения отдельных его частиц и агрегатов грунта внутри полостей, пор, каверн и трещин.

Модель - абстрактное (понятийное) или вещественное отображение объектов или процессов, адекватное исследуемым объектам (процессам) в отношении некоторых заданных критериев.

Модель гидрогеологическая скального массива - пространственное распределение гидрогеологических характеристик массива (коэффициентов фильтрации, удельных водопоглощений, скоростей фильтрации, дебитов, напоров, минерализации, химического состава, температуры подземных вод и т.п.), представленное в виде системы вертикальных и горизонтальных сечений скального массива, а также вспомогательных схем, диаграмм и др.

Модель водопроницаемости скального массива - составная часть гидрогеологической модели, характеризующая распределение значений коэффициента фильтрации или удельного водопоглощения.

Модель инженерно-геологическая - комплекс моделей, включающий группы: а - основной модели (геоструктурной - строения и состояния массива); б - вспомогательных моделей (литолого-петрологической, структурно-тектонической, экзогенного изменения пород, геофизической, напряженного состояния массива); в - прикладных или специализированных моделей: свойств, природных процессов, взаимодействия массива с сооружением.

Подземный контур бетонного напорного сооружения - условная линия, ограничивающая снизу водонепроницаемые части сооружения и противофильтрационные конструкции, и отделяющая эти части от водопроницаемого грунта, служащего его основанием.



Пористость общая скальной породы в образце и в массиве - совокупность всех пор и трещин (исключая трещины с минеральным заполнителем типа кварца, кальцита и др.), численно равная объему всех пор и трещин в единице объема породы.

Путь сосредоточенной фильтрации - участок горных пород, проводящий через себя значительный объем фильтрационного расхода воды данного (рассматриваемого) скального массива.

Скорость фильтрации - воображаемая (условная) скорость движения фильтрующейся в грунте жидкости, равная отношению ее расхода в данном живом сечении к полной площади этого сечения.

Сплошная среда - модель, в которой предполагается условно, что жидкость движется не только в порах или трещинах, но и через твердую фазу пористого трещиноватого тела.

Среда анизотропная (изотропная) в отношении водопроницаемости - среда, в любой точке которой коэффициент фильтрации (удельное водопоглощение) зависит (не зависит) от направления фильтрации.

Среда неоднородная (однородная) - среда, в которой коэффициент фильтрации (удельное водопоглощение) зависит (не зависит) от координат области фильтрации.

Среда кусочно-однородная - среда, состоящая из однородных по водопроницаемости участков, на границах которых коэффициент фильтрации изменяется дискретно.

Суффозионный грунт - грунт, внутри которого или на его внешней границе под воздействием фильтрации могут возникать (при определенных критических скоростях фильтрации) опасные фильтрационные деформации, т.е. перемещение частиц грунта, ведущее к опасным деформациям скелета грунта и недопустимому снижению его несущей способности.

Суффозионная устойчивость - сохранение частицами грунта своего первоначального положения при воздействии на них фильтрационного потока.

Турбулентная фильтрация - движение фильтрующейся жидкости со скоростью, пропорциональной градиенту напора в степени меньше единицы.

Фильтрационный поток - поток фильтрующейся в грунте жидкости.

Фильтрация - движение жидкости в пористо-трещиноватой среде скальных грунтов или пористой среде нескальных грунтов.

Принятые обозначения

Условные обозначения, единицы измерения

В работе используются следующие обозначения физических величин:

H - напор, Па;

P - давление, Па;

r - радиус выработки и цилиндрического канала, м;

δ - раскрытие трещины, м;

S - понижение или повышение уровня при откачке или нагнетании, м;

M - мощность водоносного горизонта, м;

R - радиус влияния, м;

h - глубина середины интервала опытного нагнетания (откачки) от поверхности скальных пород, м;

l - длина интервала опробования и расстояние между трещинами, м;

Q - расход воды, м³/с; л/мин; 1 л/мин = $16,67 \times 10^{-6}$ м³/с;

q - удельное водопоглощение, л/мин·м²;

K_f - коэффициент фильтрации, м/с; 1 м/сут = $1,16 \times 10^{-5}$ м/с;

K_n - коэффициент проницаемости, м²; 1 дарси = $1,02 \times 10^{-12}$ м²;

$T = K_f M$ - водопроводимость пласта, зоны и т.д., м²/с;



$$C = \frac{K_{\phi}}{q}$$

q - коэффициент пересчета, безразмерный;

$K_a = q''/q'$ - коэффициент анизотропии, безразмерный;

K_d - коэффициент действительной скорости фильтрации, м/с;

v - скорость фильтрации, м/с;

$v_{кр}$ - критическая скорость фильтрации, м/с;

J - градиент напора, безразмерный;

$J_{кр}$ - критический градиент напора, безразмерный;

Re_k - критическое значение числа Рейнольдса, безразмерное;

A, B - гидравлические параметры шероховатости стенок трещины, м;

S^* - коэффициент извилистости трещин, безразмерный;

μ - динамическая вязкость воды, пуаз, Па·с; 1 пуаз = 0,1 Па·с;

ν - кинематическая вязкость воды, м²/с; 1 стокс = 1×10⁻⁴, м²/с.

1.5. Под моделью водопроницаемости понимают схематизированное пространственное распределение величин K_{ϕ} или q , значения которых определяются гидрогеологическими или геофизическими методами. Такая модель должна характеризовать неоднородность и анизотропию массива по характеристикам водопроницаемости путем интерпретации значений K_{ϕ} или q (полученных экспериментально, а также по корреляционным связям и расчетам) на геоструктурной основе, т.е. с учетом: нарушения сплошности различных порядков в массиве; литолого-петрологических особенностей; подзон экзогенного изменения (выветривания и разгрузки естественных напряжений) пород. На практике модель водопроницаемости представляют в виде серии масштабных разрезов, срезов на различных отметках, а также специализированных карт (например, рельефа поверхности относительного водоупора с $q < 0,01$ л/мин), схем, таблиц и диаграмм. Рассматриваемая модель относится к разряду масштабно-понятийных.

1.6. При построении моделей водопроницаемости можно использовать два разных подхода:

- зональный способ районирования на квазиоднородные (по K_{ϕ} или q) элементы; при этом приближенно, на основе геоструктурной модели, выделяют контуры элементов, которые затем характеризуются средними (арифметическими или геометрическими) значениями водопроницаемости и их среднеквадратическими отклонениями (либо диапазоном изменений q или K_{ϕ} при заданной обеспеченности); этот способ рекомендуется использовать при малом объеме опытно-фильтрационных работ, в условиях малых выборок;

- способ изолиний значений K_{ϕ} или q рекомендуется при большом числе опытов по определению характеристик водопроницаемости; его преимущество состоит в возможности уточнения по конфигурации изолиний контуров квазиоднородных инженерно-геологических элементов и путей сосредоточенной фильтрации.

При выборе способа построения модели необходимо учитывать не только объем исходных данных определения водопроницаемости, но и весь комплекс геологической и геофизической информации о характере изучаемого разреза, что позволило бы судить о наличии в массиве резких границ раздела по показателям свойств, либо о постепенном их изменении с глубиной.

Учитывая реальную неравномерность распределения точек опытно-фильтрационных данных в массиве основания, возможно сочетание обоих способов. В этом случае интерпретацию, где это возможно, выполняют по способу изолиний, а окончательный вид модели водопроницаемости - «зональный». Последний моделирует кусочно-однородную среду - объект фильтрационных расчетов и исследований методом ЭГДА [58].



1.7. Модели водопроницаемости скальных оснований должны составляться на каждом этапе и стадии проектирования с нарастающей подробностью и обоснованностью в соответствии с рекомендуемым масштабом чертежей:

а) исходная (масштаб 1:25000 - 1:5000); предпроектная документация: схема использования реки;

б) предварительная (1:5000 - 1:1000); предпроектная документация: ТЭО;

в) основная (1:1000); проект;

г) уточненная (1:1000 - 1:500 и крупнее); рабочая документация.

В качестве основы каждой из перечисленных выше моделей водопроницаемости следует принимать соответствующую геоструктурную модель основания, исходя из обусловленности характеристик фильтрационных свойств скальных массивов основными особенностями геологического строения и историей их развития. Таким образом, составленная на каждой стадии изысканий модель водопроницаемости должна учитывать соответствующую этой стадии информацию о структуре массива, результаты обобщения материалов для оснований-аналогов, данные опытно-фильтрационных и геофизических работ, возможных расчетов водопроницаемости по параметрам трещиноватости, режимных наблюдений за фильтрацией в период разработки подземных выработок и котлована.

Строгое нормирование объемов гидрогеологических работ, необходимых для построения моделей водопроницаемости на всех стадиях проектирования, невозможно в силу индивидуальных особенностей состава, строения и состояния каждого массива. В качестве основного принципа при установлении необходимого объема работ должно быть условие обеспечения репрезентативности выборки характеристик водопроницаемости в пределах квазиоднородного элемента модели.

Исходную модель рекомендуется составлять, используя аналоги и результаты геофизических работ. Рекомендуемые ориентировочные объемы опытно-фильтрационных работ по стадиям проектирования показаны в табл. 2-2 (Приложение 2).

1.8. При составлении моделей водопроницаемости скальных массивов необходимо учитывать их особенности как среды зонально-блочного строения:

а) все естественные скальные массивы представляют собой *дискретную*¹, расчлененную трещинами среду зонально-блочного строения, преимущественно трансверсально-изотропного типа с осесимметричной анизотропией (слоистые, сланцеватые и расслоенно-трещиноватые породы), либо ортотропного типа (интрузивные и глубокометаморфизованные нерасслоенные породы с четко выраженными ортогональными системами трещин);

¹ Дискретная среда - неоднородная, с резкими изменениями характеристик свойств в соседних структурных элементах, в частности, сложенная из отдельностей, не связанных между собой значительными силами сцепления. Сцепление отдельностей на один - два порядка меньше сцепления той же породы в монолитном образце, а водопроницаемость такой среды - на два и более порядка выше, чем в образце.

Дискретность среды по одной из характеристик свойств не всегда сопровождается дискретностью среды по другим характеристикам.

б) в каждом скальном массиве присутствует пространственная сеть тектонических разрывных нарушений и трещин разных размеров, обычно характеризующихся линейно-плоскостной формой развития. Располагающиеся в ячейках этой сети *блоки* пород имеют различные размеры, форму и ориентацию. Такое повсеместно проявляющееся в массивах любого генезиса сочетание сети зон ослабления с расположенными в ее ячейках блоками позволяет считать *зонально-блочное строение* (рис. 1) характерной особенностью скального массива;



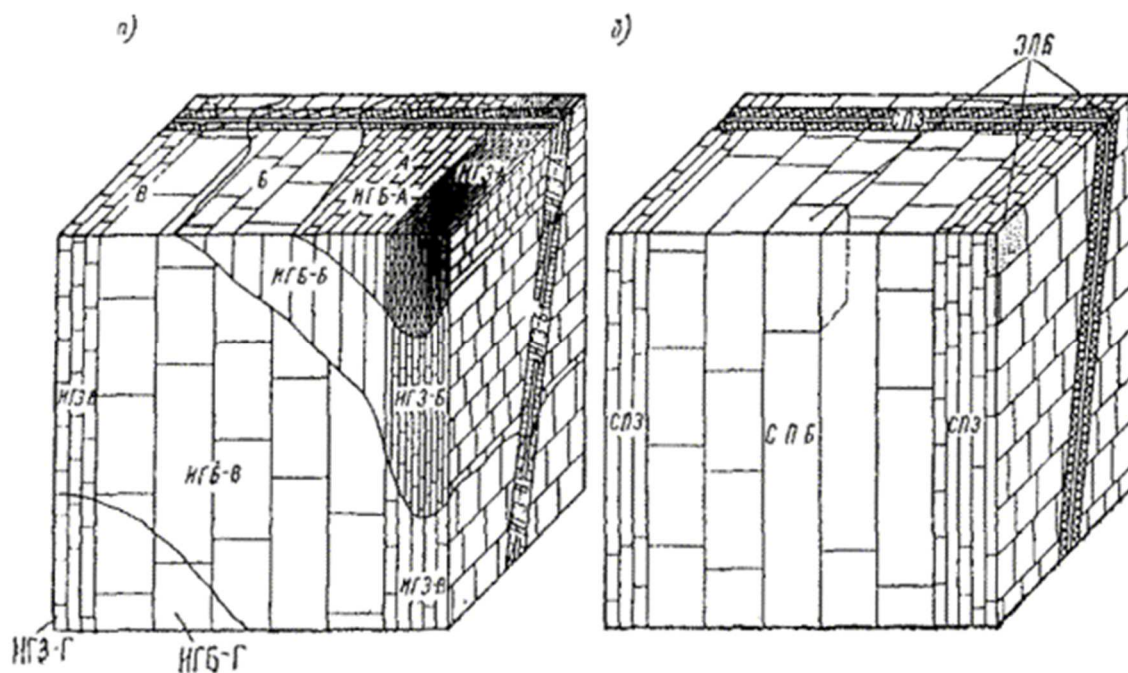


Рис. 1. Генетические объемные элементы геоструктурной модели скального массива (а) и схема зонально-блочного строения (б)

в) мощность зон местного ослабления пород в массиве зависит от генезиса, размеров и кинематики образования трещин и тектонических разрывных смещений, развивающихся унаследованно по фазам тектогенеза. Первичные литогенетические трещины пород при тектонических деформациях трансформируются по-разному. При изучении и структурном анализе трещиноватости необходимо учитывать доминирующее влияние именно тектонических воздействий, определяющих их порядок (табл. 2);

Таблица 2

Классификация по характеру нарушения сплошности массива (СНиП 2.02.02-85 с дополнениями)

| Характер нарушения сплошности массива | Мощность зоны дробления разлома или ширина трещин | Протяженность нарушения |
|-----------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------|--------------------------------|
| Разломы I порядка - глубинные, сейсмогенные | Сотни и тысячи метров | Сотни и тысячи километров |
| Разломы II порядка - глубинные, 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 |
| Крупные трещины V порядка | Свыше 20 мм | Свыше 10 м |
| Средние трещины VI порядка | 10 - 20 мм | 1 - 10 м |
| Мелкие трещины VII порядка | 2 - 10 мм | Менее 1 м |
| Тонкие трещины VIII порядка | 1 - 2 мм | Менее 1 м |
| Локальные трещины IX порядка - внутри пластов, слоев, породных блоков | Менее 1 мм | Менее 1 м |

Примечания: 1. Мощность зоны влияния нарушения оценивается на порядок больше мощности зоны дробления или ширины трещины; амплитуда смещения разломов - на порядок меньше протяженности нарушения.

2. Классификация носит приближенный (оценочный) характер; конкретный массив может характеризоваться местной системой разрывов, соотношение зоны дробления и протяженности нарушения которого может отличаться от классификационной характеристики.

г) генетические объемные элементы массива (рис. 2), квазиоднородные по генезису, литолого-петрологическому составу, структуре, текстуре и блочности, именуется



структурно-петрологическими элементами (СПБ - структурно-петрологическими блоками, СПЗ - структурно-петрологическими зонами);

д) части СПБ и СПЗ, квазиоднородные и по состоянию, именуется соответственно инженерно-геологическими блоками (ИГБ) и зонами (ИГЗ). Выделение контуров ИГБ и ИГЗ проводится по границам их градаций (А, Б, В и Г) по степени влияния процессов разгрузки и выветривания: подзона А - очень сильного (до элювия), Б - сильного, В - среднего, Г - слабого (практически сохранные породы). Поэтому при составлении модели водопроницаемости массивов систематизация, анализ и интерпретация данных опытно-фильтрационных работ должны производиться с обязательным учетом контуров СПЗ, СПБ, ИГЗ и ИГБ на основе геоструктурной модели [18, 48].

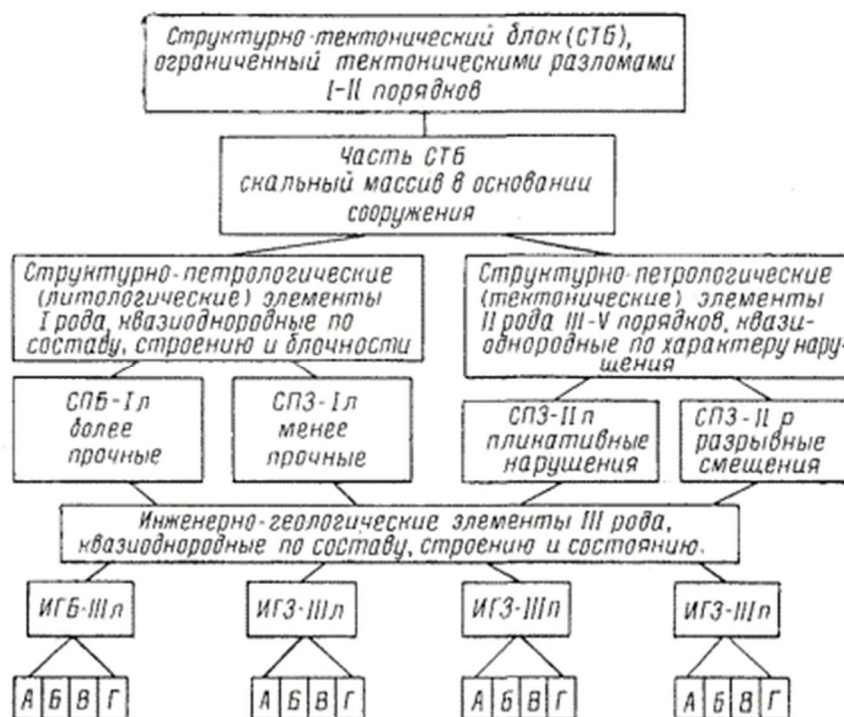


Рис. 2. Схема зонально-блочного строения скальных массивов в основаниях сооружений

А, Б, В, Г - подзоны влияния процессов разгрузки естественных напряжений и выветривания: А - очень сильного (элювий); Б - сильного; В - среднего; Г - слабого (сохранные породы).

Все СПБ, СПЗ, ИГБ и ИГЗ скальных массивов состоят из элементарных породных блоков (ЭПБ), формы, размеры и укладка которых определяются пространственной сетью блокообразующих трещин - элементарных зон ослабления пород (ЭПЗ).

1.9. Движение подземных вод в трещинно-пористой (а также трещиной, либо трещинно-трещинной) среде, какой является любой скальный массив, имеет следующие закономерности, подлежащие учету при составлении модели водопроницаемости:

а) неоднородность и анизотропия скальных массивов как естественно-исторических образований обуславливают, в частности, неоднородность и анизотропию по характеристикам водопроницаемости; фильтрационная неоднородность скальных массивов проявляется в контрастности, в резком повышении водопроницаемости в зонах тектонических разрывных нарушений, ориентация которых может благоприятствовать развитию сосредоточенных путей фильтрации с турбулентным режимом, а не с ламинарным - характерным для остальных частей массива с мелкой и общей трещиноватостью. Выявление и характеристика водопроницаемости таких зон в основаниях плотин является первостепенной задачей изысканий. Необходимо также иметь в виду редкие, но возможные случаи, когда тектонические нарушения являются барражами для подземных вод;



б) направление, скорость и режим фильтрации зависят от элементов залегания пород, ориентации пространственной сети трещин, геометрических параметров трещин, степени выветрелости пород, состава заполнителя трещин и др. в сочетании с положением основной дрены (реки) в рельефе участка гидроузла. При заполнении водохранилища направление, скорость и режим движения подземных вод в зоне фильтрационного контура изменяются;

в) в трещинно-пористой (а также трещинной, либо трещинно-трещинной) среде скальных массивов фильтрация происходит в основном по трещинам, так как сами породы в куске или элементарном породном блоке (ЭПБ) обладают, как правило, низкой межгранулярной пористостью и малой водопроницаемостью. В скальном массиве встречаются разновидности пород разной прочности, разной степени деформированности и трещиноватости, существенно различающиеся и по водопроницаемости.

Системный характер трещиноватости скальных массивов обуславливает следующие три основные схемы фильтрации по трещинам.

Первая схема рассматривает фильтрацию по протяженным трещинам напластования слоистых и расслоенных толщ пород, каждый пласт которых рассечен двумя ортогональными системами трещин отрыва. Частота трещин отрыва примерно обратно пропорциональна мощности пласта. Эта схема характерна для массивов осадочных и метаморфических парапород, а также для крупных по размерам массивов интрузивных и метаморфических ортопород, в которых обычно развиты пологие протяженные трещины пластовой отдельности. Такие массивы обычно анизотропны по характеристикам водопроницаемости.

Вторая схема рассматривает фильтрацию по прерывистым кулисообразным пологим трещинам пластовой отдельности, расчлененным по нормали к ней тремя системами первичных контракционных трещин отрыва, образующих в плане шестиугольник базальтической отдельности. Такая схема характерна для молодых и современных эффузивов, не подвергавшихся постгенетическим тектоническим деформациям. Водопроницаемость таких массивов может быть сильной и очень сильной (в соответствии с классификацией табл. 1).

Третья схема представляет собой сочетание первой или второй схемы с дополнительными трещинами отрыва и скалывания, образующими примерно симметричную зону приразрывного кливажа вдоль плоскостей сместителя тектонических разрывных нарушений. Тектонические зоны включают: 1) подзону сместителя с глиной трения, зачастую слабопроницаемую; 2) подзоны разлинзования, водопроницаемые; 3) подзоны оперения, обычно сильнопроницаемые. Мощность этих подзон пропорциональна амплитуде тектонических разрывных смещений в соответствии с их порядками (табл. 2).

Необходимо учитывать, что в результате избирательного влияния процессов выветривания и разгрузки естественных напряжений каждая из указанных трех схем может усложниться за счет дополнительного раскрытия ранее существовавших трещин, а также образования новых в подзонах А, Б, В на глубину в несколько десятков метров, реже - 100 м и более (Приложение 1).

Рассмотренные упрощенные три схемы для конкретных условий могут подразделяться на подварианты, учитывающие различные граничные условия, морфологию и размеры трещин, состав и степень заполнения трещин, наличие водоупорных прослоек и контактов и др.

1.10. Для изучения водопроницаемости скальных массивов в основаниях гидротехнических напорных сооружений следует использовать полевые методы гидрогеологических исследований:

а) опытные откачки и нагнетания воды, нагнетания воздуха в одиночные буровые скважины в интервалы стандартной длины равной 5 или 10 метрам; выполнение этих работ



регламентируется [ГОСТ 23278-78](#), а также указаниями и инструкциями, разработанными в Гидропроекте им. С.Я. Жука [25, 43, 52, 57];

б) наблюдения за режимом подземных вод, позволяющие с большой достоверностью судить об эффективной водопроницаемости массива и его отдельных частей, о наличии в массиве зон повышенной проницаемости; гидрогеологические наблюдения в процессе проходки скважин и штолен, дающие полезную качественную информацию об относительной водопроницаемости различных частей массива, о наличии в нем путей возможной сосредоточенной фильтрации;

в) геофизические исследования в скважинах, между скважинами и на дневной поверхности (Приложение 2).

1.11. Возможность суффозии нескальных грунтов, заполняющих полости трещин и карстовые полости, оценивается по результатам лабораторных исследований физико-механических свойств материала заполнителей и его фильтрационной прочности в соответствии с Руководством, подготовленным во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева [56].

На стадии рабочего проектирования при составлении уточненных моделей водопроницаемости основания рекомендуется использовать результаты гидравлического опробования буровых скважин первой очереди, выполняемых Гидроспецстроем или другими организациями при устройстве противофильтрационных завес.

2. СИСТЕМАТИЗАЦИЯ ДАННЫХ ПОЛЕВЫХ ОПЫТНО-ФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАБОТ И ИХ АНАЛИЗ

2.1. Достоверность значений q и K_f и соответствие методики проведения опытов требованиям нормативно-методических документов [25, 43, 52, 57] следует оценивать по материалам первичной документации опытно-фильтрационных работ. Не соответствующие этим требованиям дефектные данные опытов необходимо исключить из дальнейшего рассмотрения. Результаты правильно проведенных опытов, сильно отличающиеся от фоновых значений водопроницаемости (на несколько порядков), должны учитываться, даже если они выходят за интервал «Трех сигм» (трех среднеквадратичных отклонений). Такие экстремальные величины характеристик K_f или q обычно находят свое объяснение в структурных особенностях изучаемого массива и отображаются в контурах элементов модели водопроницаемости.

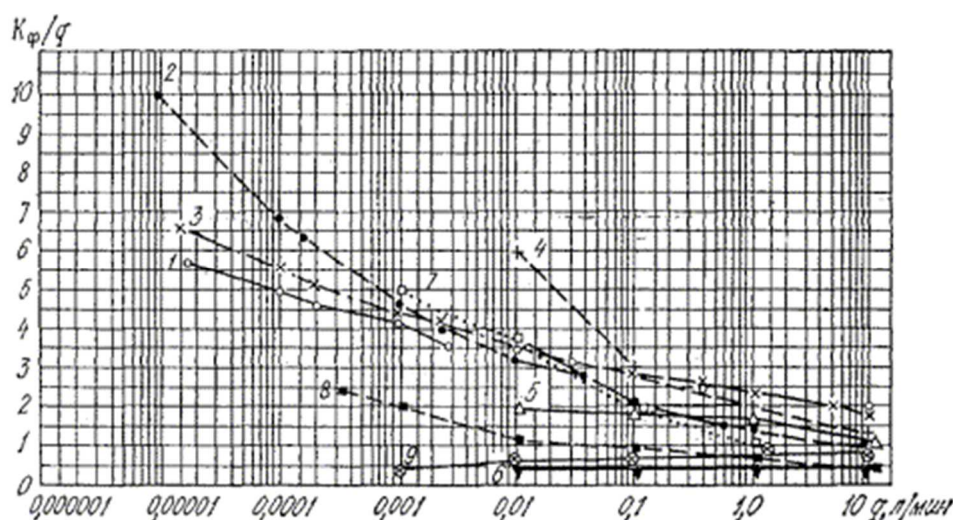


Рис. 3. К оценке коэффициента перехода от удельного водопоглощения q к коэффициенту фильтрации K_f (по данным Л.Н. Ткаченко, А.М. Гуреева, В.В. Каякина, И.А. Пирогова)

1 - диабазы, граниты; 2 - песчано-глинистые отложения; 3 - известняки, доломиты; 4 - граниты (Красноярская ГЭС); 5 - кристаллические сланцы (Саяно-Шушенская ГЭС); 6 - долериты (Братская, Усть-



Илимская ГЭС); 7 - известняки (Чарвакская ГЭС); 8 - известняки (Токтогульская ГЭС); 9 - флиш (Курпсайская, Нурекская ГЭС).

2.2. Основной объем определений водопроницаемости (q) в массиве выполняется методом нагнетаний (наливов) воды в скважины, а одиночные (контрольные) поинтервальные откачки позволяют находить значения K_{ϕ} . Для каждого объекта исследований рекомендуется устанавливать методом парной корреляции связь $\lg K_{\phi} = f(\lg q)$. Для приближенных оценок можно использовать данные рис. 3, либо принимать примерное равенство численных значений q (л/мин) и K_{ϕ} (м/сут). Согласно СНиП 2.02.02-85 величина отношения $K_{\phi}/q = 0,5 \div 3,0$. Обобщающие графики (рис. 3, кривые 1 - 3), составленные по данным больших выборок (сотни значений), дают отношение $K_{\phi}/q = 1,0 \div 4,5$ в диапазоне $q = 0,001 \div 10$ л/мин.

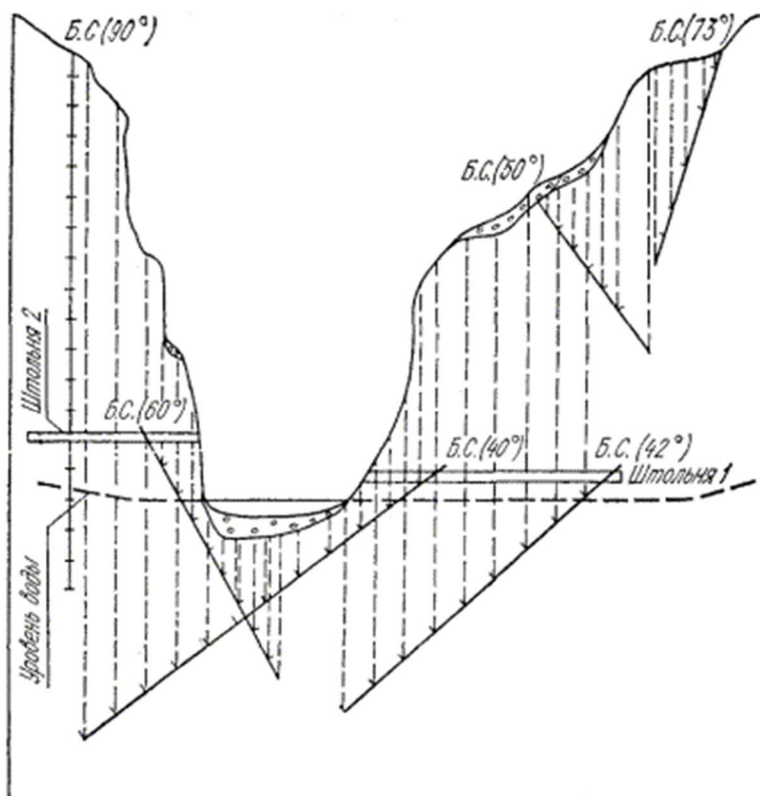


Рис. 4. Схема определения глубины зон опытных нагнетаний в буровые скважины от поверхности скальных горных пород в зависимости от положения стволов скважин относительно рельефа

Б. С. (60°) - ствол буровой скважины с наклоном 60°; вертикальные пунктиры - глубины границ интервалов опытных зон от кровли скальных пород.

Модель водопроницаемости следует составлять на основе значений K_{ϕ} либо q . Если модель строится по значениям K_{ϕ} , то имеющиеся величины q необходимо пересчитать в K_{ϕ} . И наоборот, K_{ϕ} следует пересчитать в q , если модель строится по величинам q .

2.3. Необходимым вспомогательным материалом для построения модели водопроницаемости служат графики $q(h)$ и $q(h_{\text{абс}})$, либо $K_{\phi}(h)$ и $K_{\phi}(h_{\text{абс}})$, где h - глубина от поверхности скальных пород по вертикали до середины интервала опробования; $h_{\text{абс}}$ - абсолютная отметка середины интервала опробования. Указанные графики недостаточно строить «в целом по массиву»; необходима серия графиков отдельно для различных геоморфологических элементов (левый берег, дно долины, правый берег), различных структурно-петрологических элементов (СПЗ, СПБ) и гидродинамической зональности (п. 2.4).



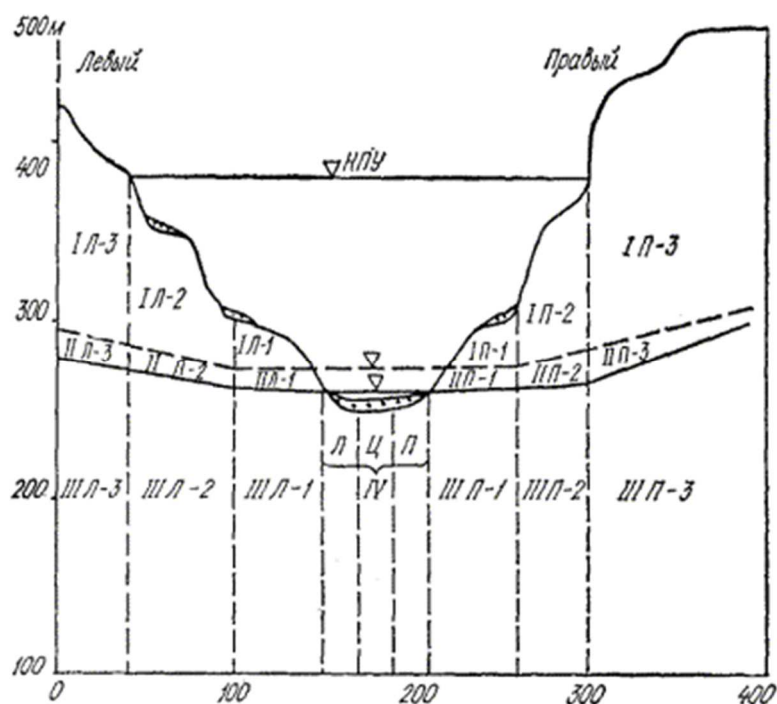


Рис. 5. Принципиальная схема расчленения структурно-петрологических элементов скального основания на их инженерно-геологические части (объемные элементы-блоки) в зависимости от геоморфологических и гидрогеологических условий

I - дренированные борта каньона и их части; *II* - зона сезонных колебаний зеркала подземных вод в бортах; *III* - обводненная зона бортов и ее части; *IV* - обводненная подрусловая зона и ее части: *П* - правая; *Ц* - центральная; *Л* - левая.

График $q(h)$ позволяет выявить влияние выветривания и разгрузки естественных напряжений на водопроницаемость. Значение h вертикальных скважин определяется по разности абсолютных отметок поверхности скальных пород и середины интервала опробования. Для скважин, пробуренных наклонно, в том числе пройденных из штолен, значения h по вертикали следует определять в соответствии с рис. 4.

График $q(h_{\text{абс}})$ позволяет выявить приуроченность зон повышенной водопроницаемости (в частности, путей сосредоточенной фильтрации) к определенным абсолютным отметкам, что характерно для закарстованных оснований, районов молодого и современного вулканизма и др.

Примечание. В условиях каньонообразных или глубоко врезанных речных долин с крутыми бортами следует строить также графики $q(h_{\perp})$ или $q(L)$, где h_{\perp} - глубина по перпендикуляру от поверхности скальных пород; L - заглубление в массив по горизонтали. В указанных условиях такие графики дадут полезную информацию о влиянии выветривания и разгрузки естественных напряжений на водопроницаемость.

2.4. Водопроницаемость и режим фильтрации в различных частях скального массива зависят также от их приуроченности к одной из гидродинамических зон: а) зоне аэрации; б) зоне сезонного колебания уровня подземных вод; в) зоне полного водонасыщения; г) зоне глубинной циркуляции. При большой ширине русла реки и асимметрии долины возможна более дробная систематизация фактического материала, при условии достаточного для статистической обработки числа опытов в каждой зоне (рис. 5). Рекомендованное обязательное разделение дренированной и водонасыщенной зон в бортах долины связано и с методическими различиями в проведении опытов в этих зонах (наливы и нагнетания).

В закарстованных массивах целесообразно разделять гидродинамические зоны по схеме Г.А. Максимовича (рис. 6), так как каждая из этих зон характеризуется своим водным режимом, наличием или отсутствием напора, положением относительно эрозионного вреза,



преобладающим направлением движения, скоростью фильтрации, т.е. присущим этой зоне направлением гидрогеологического процесса.

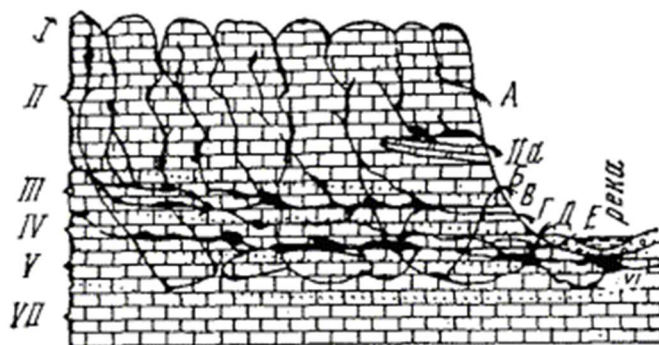


Рис. 6. Схема гидродинамических зон карстового массива, прорезанного рекой (Г.А. Максимович, 1958 г.)

I - зона поверхностной циркуляции; II - зона вертикальной нисходящей циркуляции; III - зона колебания уровня карстовых вод или переходная; IV - зона горизонтальной циркуляции; V - зона сифонной циркуляции напорных вод; VI - зона поддолинной или подрусовой циркуляции; VII - зона глубинной циркуляции.

Карстовые источники зон циркуляции: A - вертикальной нисходящей; B, D - сифонной; E - переходной; G - разгрузка вод зоны горизонтальной циркуляции в речные отложения.

2.5. Фактические данные опытно-фильтрационных работ целесообразно сводить в табличную форму (табл. 3), в которой помимо общепринятых сведений отмечается отнесение интервала к соответствующему структурно-петрологическому элементу (СПБ, СПЗ), а также категория представительности материала опробования массива в зависимости от принадлежности интервала опробования к одному, двум или трем различным элементам строения массива:

I категория - вся длина интервала опробования находится в пределах одного СПБ или СПЗ;

II категория - длина интервала захватывает два генетических элемента, например, СПБ и СПЗ;

III категория - интервал опробования захватывает три и более генетических элемента, например, СПБ основной породы, СПЗ - тело маломощной жилы и СПЗ - ее контакт с вмещающей породой.

Схема оценки категорий представительности значений q показана на рис. 7.

Таблица 3

| | |
|------------------------------|----------------------------|
| Объект | Скважина № |
| Разрез | Абс. отм. устья скважины |
| Геоморфологический элемент | Угол наклона |
| (правый, левый берег, русло) | Азимут наклона |
| | Абс. отм. уровня подз. вод |

| Интервал опытного нагнетания от устья, м | | Длина интервала, м | Водопоглощение q , л/мин | Границы генетических структурно-петрологических элементов в пределах опытного интервала скважины, м | Длина СПЭ в интервале | | Индекс с СПЗ или СПБ | Категория представительности | Примечание (возможные поправки величины q) |
|------------------------------------------|-------|--------------------|----------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|----|----------------------|------------------------------|-----------------------------------------------|
| от | до | | | | м | % | | | |
| 14,90 | 19,65 | 4,75 | 0,7 | Жила диабазы 13,75 - 16,40 | 1,50 | 34 | СПЗ 4а | II | |



| Интервал опытного нагнетания от устья, м | | Длина интервала, м | Водопоглощение q , л/мин | Границы генетических структурно-петрологических элементов в пределах опытного интервала скважины, м | Длина СПЭ в интервале | | Индекс с СПЗ или СПБ | Категория представительности | Примечание (возможные поправки величины q) |
|------------------------------------------|-------|--------------------|----------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|-----|----------------------|------------------------------|-----------------------------------------------|
| от | до | | | | м | % | | | |
| | | | | Парасланцы (контакт) 16,40 - 17,40 | 1,00 | 22 | СПЗ 5б | I - II | |
| | | | | Парасланцы (вне контакта) 17,40 - 19,65 | 2,25 | 44 | СПБ 1 | III | |
| 37,85 | 44,20 | 6,35 | 0,03 | Тело жилы диабазы 36,55 - 45,55 | 6,35 | 100 | СПБ 4а | I | |
| 25,25 | 30,55 | 5,30 | 0,05 | Переходная зона ортопарасланцев 100 % | 5,30 | 100 | СПБ 3 | I | |
| 45,15 | 52,55 | 7,40 | 0,02 | Ортосланцы 100 % | 7,40 | 100 | СПБ 2 | I | |

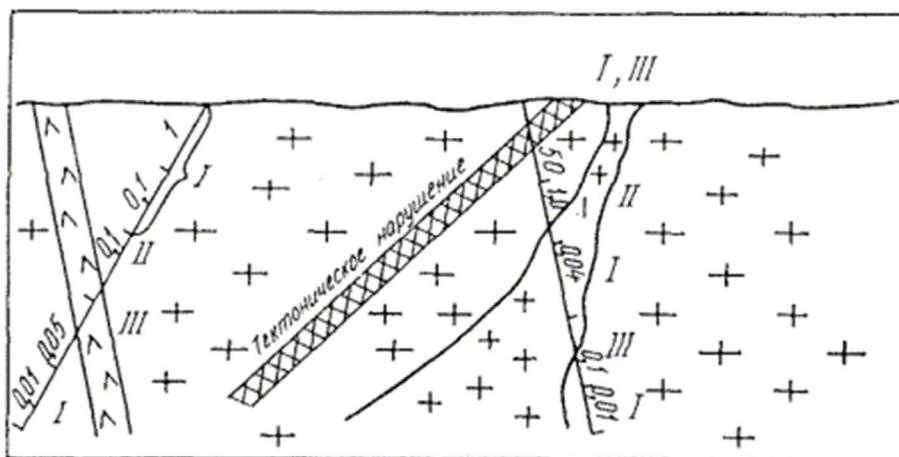


Рис. 7. Схема оценки категорий (I - III) представительности данных опытно-фильтрационных работ.

2.6. Сгруппированные по СПЗ и СПБ с учетом геоморфологических, гидрогеологических условий и категории представительности значения q (или соответствующие K_{ϕ}) анализируются путем:

- построения графиков $q(h)$ или $K_{\phi}(h)$ в полулогарифмическом масштабе (рис. 8);



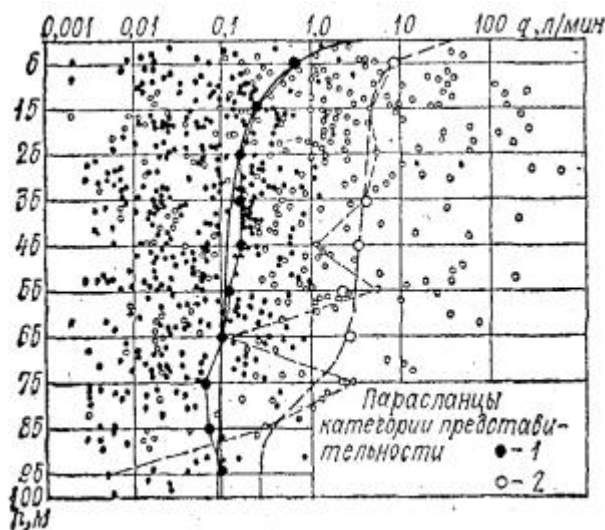


Рис. 8. Изменение значений удельного водопоглощения q с глубиной h от поверхности скального массива в структурно-петрологическом блоке парасланцев основания Саяно-Шушенской ГЭС

1 - I категория представительности; 2 - II категория представительности; ломаными линиями соединены среднеинтервальные значения q ; плавными кривыми - «скользящее» осреднение среднеинтервальных значений q .

- построения графиков $q(h_{абс})$ или $K_f(h_{абс})$ в таком же масштабе;
- проверки закона распределения водопроницаемости для выделенных элементов массива и в целом по массиву; в общем случае эти распределения могут соответствовать различным законам, из которых, руководствуясь практическим опытом, целесообразно рассматривать два: нормальный и логнормальный. Используя вероятностную бумагу [35], с достаточной для практических целей точностью легко определить близость к соответствующему типу распределения: а) если распределение q аппроксимируется на вероятностной бумаге прямой, то оно близко к нормальному; б) если распределение q не аппроксимируется прямой, а распределение lgq аппроксимируется прямой, то оно близко к логнормальному (рис.9);



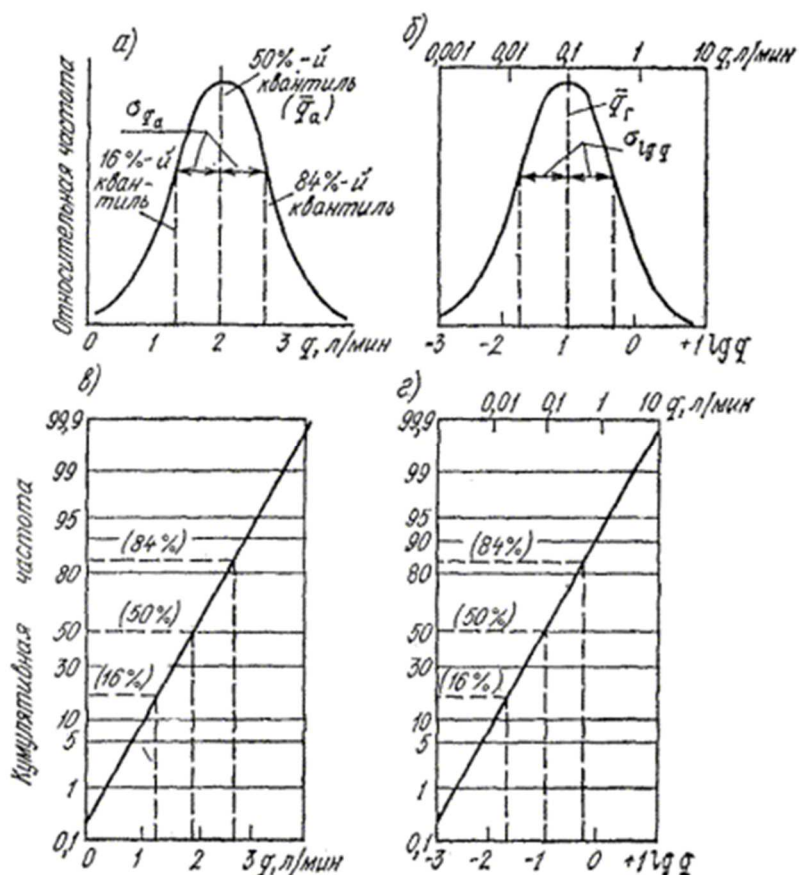


Рис. 9. Нормальное (а) и логнормальное (б) распределения и их представление соответственно на вероятностной (в) и логарифмически-вероятностной (г) бумаге.

- подсчета среднеинтервальных (в диапазоне глубин $\Delta h \approx 10$ м, причем с возможным перекрытием, например, в диапазоне 10 - 20 м, 15 - 25 м, 20 - 30 м и т.д.) значений водопроницаемости:

$$\bar{q}_a = \frac{\sum_{i=1}^n q_i}{n};$$

для случаев нормального распределения

$$\bar{lg} q_r = \frac{\sum_{i=1}^n lg q_i}{n};$$

для случаев логнормального распределения

для случаев, когда трудно однозначно судить о характере распределения (в частности, для малых выборок), целесообразно определить как среднее арифметическое q_a , так и среднее геометрическое q_r . Аналогичные рассуждения справедливы и применительно к K_f ;

- последовательного соединения среднеинтервальных значений ломаной линией и ее последующим сглаживанием методом скользящего осреднения («сглаживание тройками» [40]). Анализ конфигурации ломаной линии по ряду графиков $q(h)$ или $q(h_{abc})$ может, оказаться полезным для уточнения геоструктурных построений и установления сосредоточенных путей фильтрации при построении модели водопроницаемости. Скользящее осреднение соседних трех точек с последовательным смещением на один шаг необходимо для суждения о «тренде» (систематической компоненте) изменения водопроницаемости в зависимости от h (рис. 10) или h_{abc} .



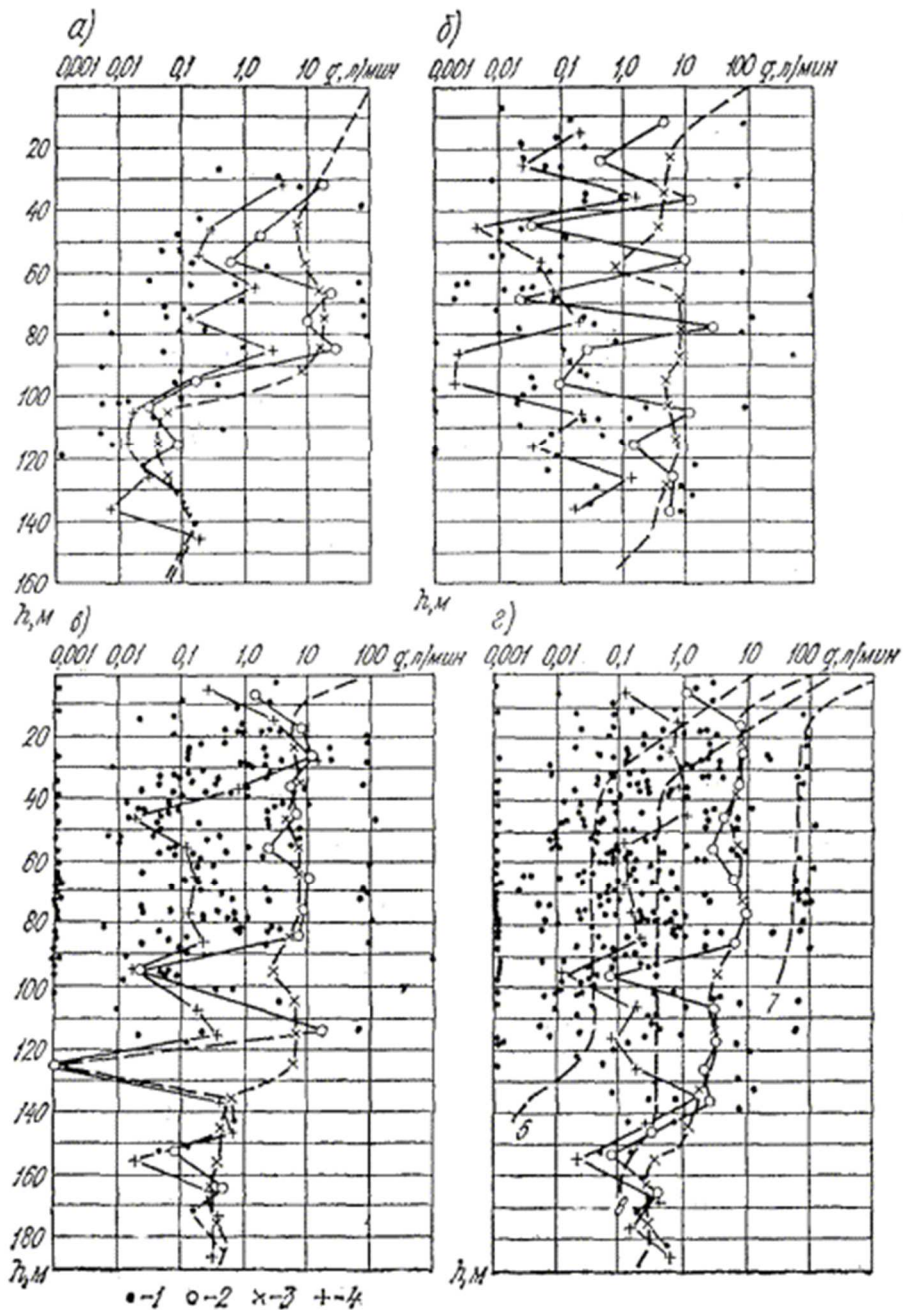


Рис. 10. Изменение величин q карбонатных пород в массиве основания Ингури ГЭС в зависимости от геоморфологии долины, заглубления h в массив и типов его генетических объемных элементов

a - опытное опробование массива на высоких отметках ($H = 415 \div 470$ м); $б$ - то же на средних отметках ($H = 350 \div 415$ м); $в$ - то же на низких отметках ($H = 280 \div 350$ м); $г$ - массив в целом и с учетом его генетических элементов;

1 - экспериментальные значения q ; 2 - среднеарифметические значения $\overline{q_a}$ в интервалах h ; 3 - скользящее осреднение среднеарифметических значений $\overline{q_a}$; 4 - среднегеометрические значения $\overline{q_r}$ в интервалах h ; 5 - кривая среднеарифметических значений $\overline{q_a}$ в сохранных породах СПБ; 6 - то же в подзонах смесителей; 7 - то же в подзонах оперения тектонических смещений.

2.7. Графики $q(h_{абс})$ или $K_f(h_{абс})$ позволяют анализировать влияние на современные характеристики водопроницаемости этапов врезания реки в ее ложе, выражающихся в высотном положении речных террас, с чем связано, в частности, развитие карста в



карбонатных породах. Например, показанные на рис. 11 пики резкого увеличения, водопроницаемости в известняках района Чарвакской ГЭС соответствовали отметкам развития речных террас в долине р. Чирчик. Полезны такого вида графики в районах, сложенных вулканическими породами, для которых характерна сравнительно высокая водопроницаемость, особенно в краевых зонах, и ее крайне неравномерное распределение в разрезе. В массивах, сложенных другими разновидностями пород, графики $q(h_{абс})$ способствуют выявлению субгоризонтальных и пологонаклонных зон высокой водопроницаемости. Необходимо иметь в виду, что графики $q(h)$ и $q(h_{абс})$ не заменяют один другого, а являются необходимым дополнением друг друга.

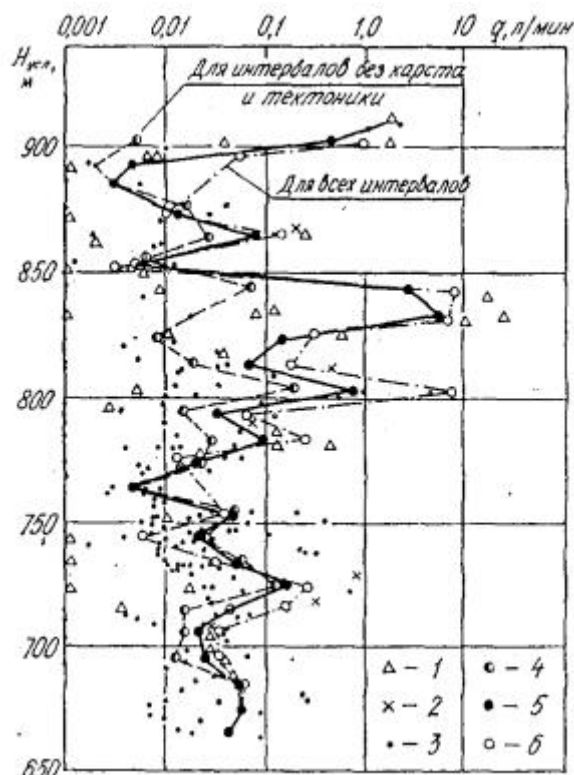


Рис. 11. Изменение величин удельного водопоглощения в зависимости от абсолютных отметок средних глубин опытных интервалов в известняках первой пачки нижнего карбона (C_1) на участке основания Чарвакской ГЭС

1 - интервалы с карстовыми полостями; 2 - интервалы с тектоническими нарушениями; 3 - интервалы без карстовых полостей и тектонических нарушений; 4 - осредняющая для интервалов без карста и тектонических нарушений; 5 - осредняющая для массива в целом; 6 - осредняющая для интервалов с карстом и тектоническими нарушениями.

2.8. Характер кривых $q(h)$ позволяет ориентировочно разбить изучаемый разрез на диапазоны глубин h , где среднее значение q может быть принято приблизительно постоянным (не зависящим от h), и, следовательно, в каждом из таких диапазонов h могут быть определены средние значения водопроницаемости и среднеквадратические отклонения на основе достаточно большого статистического материала. Применительно к рис. 8 такими диапазонами глубин h могут быть:

- в породах I категории представительности: 0 - 15 м; 15 - 50 м; 50 - 100 м; ввиду сравнительно небольшого отличия значений q во втором и третьем диапазоне, они могут быть объединены при дальнейшей статистической обработке;
- в породах II категории представительности: 0 - 10 м; 10 - 75 м; 75 - 100 м.

2.9. Для обоснования проектных решений по водоотливу и строительному водопонижению котлованов рекомендуется построение плановых схем водопроницаемости (см. также п. 4.1; рис. 3 - 11). Систематизацию данных опытно-фильтрационных работ в



этом случае выполняют на геоструктурной основе (плановых схемах-срезах) с использованием основных принципов, изложенных в пп. 2.1 - 2.5.

3. ЗАКОНОМЕРНОСТИ ИЗМЕНЕНИЯ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ В СКАЛЬНЫХ МАССИВАХ

3.1. В пределах глубины разведки скважинами скальных оснований плотин, обычно ограниченной величиной $\sim (1 \div 1,5)H$ (где H - проектируемый напор), необходимо учитывать следующие закономерности:

1) осредняющие кривые $q(h)$ для любых массивов (кроме закарстованных) характеризуются закономерным уменьшением водопроницаемости с глубиной (рис. 12) и, как правило, имеют две точки перегиба: первую, в интервале глубин 5÷50 м (для разных массивов), вторую, в интервале 70 - 150 м. Первую следует отождествлять с границей подзона выветривания и разгрузки «Б - В», вторую - «В - Г». Промежуточная часть графика, где средние значения $q = \text{const}$, либо слабо уменьшается с глубиной, отождествляясь с подзоной «В», служащей, как правило, основанием плотины. Таким образом, в самом упрощенном варианте моделирования подзона «В» может рассматриваться либо как однородный, либо как слабоградиентный по водопроницаемости слой. В подзоне «Г» водопроницаемость зачастую близка к величине 0,01 л/мин, которая обычно рассматривается как условный водоупор. Из опыта рудничной гидрогеологии известно, что в более глубоких горизонтах водопроницаемость может вновь увеличиться, что обусловлено структурными особенностями массива;

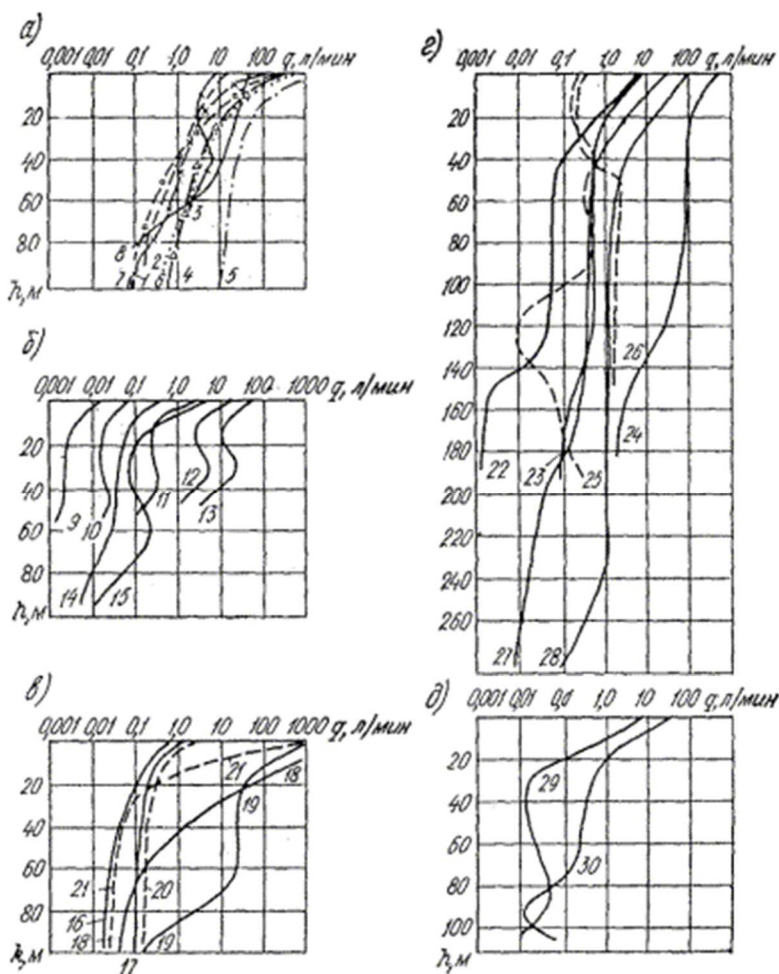


Рис. 12. Осредненные связи $q = f(h)$ в скальных массивах - основаниях плотин



a - граниты; *b* - гранито-гнейсы, диориты, граниты; *в* - кристаллические сланцы; *г* - известняки; *д* - песчаники и аргиллиты

1 - граниты мелкозернистые, массив; 2 - граниты среднезернистые, массив; 3 - контакты жил; 4 - участок III; 5 - главная тектоническая зона; 6 - участок II; 7 - участок IV; 8 - участок I (основание Красноярской ГЭС); 9 - гранито-гнейсы крупноблочные; 10 - гранито-гнейсы среднеблочные; 11 - гранито-гнейсы мелкоблочные; 12 - тектонические зоны VI порядка; 13 - тектонические зоны V порядка (основание Могилев-Подольской ГЭС); 14 - диориты, массив; 15 - граниты, массив (основание Константиновского гидроузла); 16 - ортосланцы, массив; 17 - парасланцы, массив; 18 - тектонические зоны; 19 - зоны сильной трещиноватости; 20 - дайки мощностью менее 5 м; 21 - дайки мощностью более 5 м (основание Саяно-Шушенской ГЭС); 22 - известняки, массив; 23 - подзоны сместителя тектонических нарушений; 24 - подзоны оперения тектонических нарушений (основание Ингури ГЭС); 25 - известняки, массив, пачка 5; 26 - тектонические зоны (основание Чарвакской ГЭС); 27 - известняки, массив; 28 - тектонические зоны (основание Чиркейской ГЭС); 29 - песчаники и аргиллиты, массив; 30 - тектонические зоны (основание Стрыйской плотины).

2) резкое повышение водопроницаемости в зонах тектонических нарушений и в несколько меньшей степени - в зонах жильных тел интрузивных пород по сравнению с частями массива, находящимися вне их влияния. Повышенные значения водопроницаемости на участках жил получаются в том случае, если массив после внедрения жил вновь подвергался разрывным тектоническим нарушениям, причем возникающие (обновляющиеся) трещины проходили по контактам жильных тел, что наблюдается нередко. В зависимости от размеров тектонических нарушений, водопроницаемость их зон на 1 - 5 порядков больше, чем в слаботрещиноватых породах, причем максимальные величины q связаны с подзоной трещин оперения и в меньшей степени с подзоной разлинзования. Подзона сместителя зачастую маловодопроницаема в связи с наличием в ней глинки трения. Наибольшее различие водопроницаемости тектонических нарушений и незатронутых ими частей массива наблюдается в подзонах «Б» и «В», а в пределах подзоны «Г» величины q сближаются; для некоторых массивов сближение величин q отмечается и в подзоне «Б»;

3) возможное существенное различие (приблизительно на один порядок) величин q , слагающих подрусловую часть долины, по сравнению с ее бортами. Эта закономерность связана с кольматажем трещин в бортах и декольматажем тех же пород под руслом реки дренируемым ею потоком грунтовых вод. Поскольку отмеченное различие наблюдается при сравнении величин q ниже уровня подземных вод (в берегах и в русле), т.е. выполненных по единой методике, то его нельзя объяснить особенностями гидравлического опробования. В ряде случаев при сравнении водопроницаемости пород в зоне аэрации (берег) и водонасыщенных (русло) указанные различия могут быть связаны с неполной сопоставимостью данных наливов и нагнетаний. Указанная выше третья закономерность не является устойчивой: справедливая для оснований Красноярской ГЭС (граниты), Саяно-Шушенской ГЭС (парасланцы), она не была выявлена на Курпсайской ГЭС (флишевые отложения) и Папанском водохранилище (известняки) [29].

3.2. В массивах, сложенных массивными интрузивными и метаморфическими породами, могут наблюдаться следующие закономерности, которые необходимо учитывать при анализе данных опытно-фильтрационных работ:

1) при поинтервальном осреднении графиков $q(h)$ или $q(h_{абс})$ ломаными линиями средних значений \bar{q} (рис. 13) «пики» с максимальными \bar{q} в толще крутопадающих слоев парасланцев соответствуют положозалегающим трещинам отрыва, секущим эти слои; применительно к рис. 13 такие трещины были установлены на глубинах около 35, 55 и 75 м;



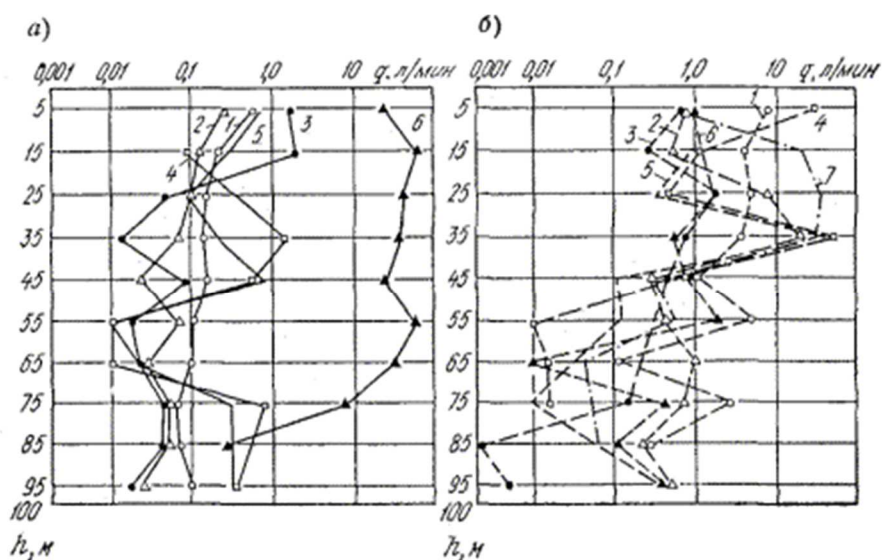


Рис. 13. Сопоставление графиков $q = f(h)$ основных типов структурно-петрологических элементов скального основания Саяно-Шушенской ГЭС:

a - первая категория представительности; *б* - вторая категория представительности

1 - парасланцы; 2 - ортосланцы; 3 - жилы мощностью более 5 м; 4 - жилы мощностью менее 5 м; 5 - контакты жил с вмещающими породами; 6 - зоны сильной трещиноватости; 7 - зоны крутопадающих тектонических нарушений.

2) существенное повышение величин q в гранитах и гранито-гнейсах связано с системой пологозалегающих трещин пластовой отдельности, которые приоткрываются в результате разгрузки естественных напряжений в донной части долины (трещины «донного отпора»), причем особенно это заметно в зонах влияния крутопадающих тектонических нарушений. Иллюстрацией сказанного могут служить характерные изгибы кривых водопроницаемости гранитов основания Красноярской ГЭС, гранито-гнейсов участка Константиновской плотины и Могилев-Подольской ГЭС (рис. 12);

3) сравнительно малая мощность сильноводопроницаемых пород подзоны «Б» в целом для массива, составляющая 5 - 20 м; увеличение мощности этой подзоны до 35 - 70 м на участках зон тектонических нарушений.

4) в дайках интрузивных пород отмечается сравнительно низкая водопроницаемость маломощных даек и повышенная водопроницаемость контактов даек мощностью более 5 м, характеризующихся «подорванностью» контактов.

3.3. В массивах, сложенных слоистыми толщами осадочных пород, могут наблюдаться следующие закономерности, которые необходимо учитывать при анализе данных опытно-фильтрационных работ:

1) сильно выраженное влияние процесса формирования долины на процессы разгрузки, выветривания, кольматажа трещин и т.д.; вследствие этого, построенные для различных геоморфологических элементов долины, графики $q(h)$ могут сильно различаться. Так, график (рис. 10, б), построенный по данным опытно-фильтрационных работ в скважинах, устья которых находятся в пределах пойменной террасы и низких отметок склона, существенно отличается от графика (рис.10, а), относящегося к массиву на высоких отметках. Пилообразные графики $q(h)$ отражают изменчивость значений q в зависимости от мощности пластов, характера контактов между пакетами пластов малой и большой мощности. Такое явление характерно не только для карбонатных, но и для толщ обломочных пород;

2) в ритмических толщах обломочных пород отмечается повышенная водопроницаемость пакетов пластов песчаников, алевролитов и аргиллитов примерно равной, но небольшой мощности по сравнению с водопроницаемостью сравнительно



однородных и более мощных пакетов песчаников. Это обусловлено тем, что в первом случае пакеты сложены более неоднородными по прочности породами, поэтому при деформациях это приводит к пластическому течению более слабых пород и растяжению и скалыванию более прочных пластов. Чем больше различие в прочности и мощности отдельных пластов или их пакетов, тем резче проявляется в них указанный характер трещинообразования. Сходная картина наблюдается и в толщах ритмически слоистых известняков;

3) массивным рифовым известнякам свойственны открытые крупные формы карстовых полостей, а в карбонатных слоистых породах наблюдается процесс расширения трещин за счет выщелачивания известняков или доломитов, или за счет доломитизации и раздоломичивания, что приводит к трещинному карсту. Следствием этого является неоднородность массива по водопроницаемости и наличие участков с повышенными значениями q даже на глубине свыше 100 - 200 м.

Например, повышенное водопоглощение в слоистой толще известняков основания Ингури ГЭС наблюдается до глубины 150 м, а мощность подзоны «Б» - до 50 м в массиве вне области влияния тектонических нарушений.

В еще более тектонически деформированных известняках основания Чарвакской ГЭС мощность подзоны «Б» достигает 100 м, средние значения $q = 0,01 \div 1,2$ л/мин. Вследствие подъема по тектоническим нарушениям глубинных термальных вод, обогащенных кремнеземом и реагирующих с известняками (реакция замещения), образуются кремнеземистые рыхлые или слабосцементированные образования («каранкулиты»), частично замещающие известняки и колыматирующие полости трещин. Установленные в бортовых частях долины карстовые полости и каверны, обуславливающие высокую водопроницаемость, приурочены к определенным уровням террас р. Чирчик (рис. 14, 15).

Влияние гидротермальных процессов, связанных с кремнистыми глубинными водами, на состояние известняков основания Чиркейской ГЭС оказалось иным: здесь они уплотнили породы и залечили многие трещины. Мощность подзоны «Б» для этого основания варьирует от 0 до 60 м, где значение $q = 0,5 \div 13$ л/мин.

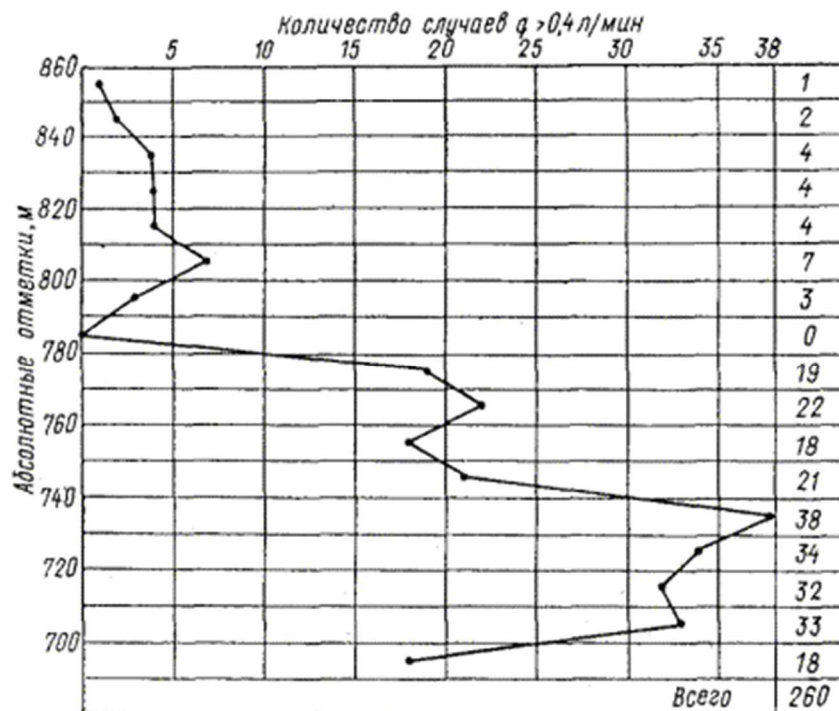


Рис. 14. График распределения повышенных значений q ($q > 0,4$ л/мин) по абсолютным отметкам опытных интервалов (основание Чарвакской ГЭС)



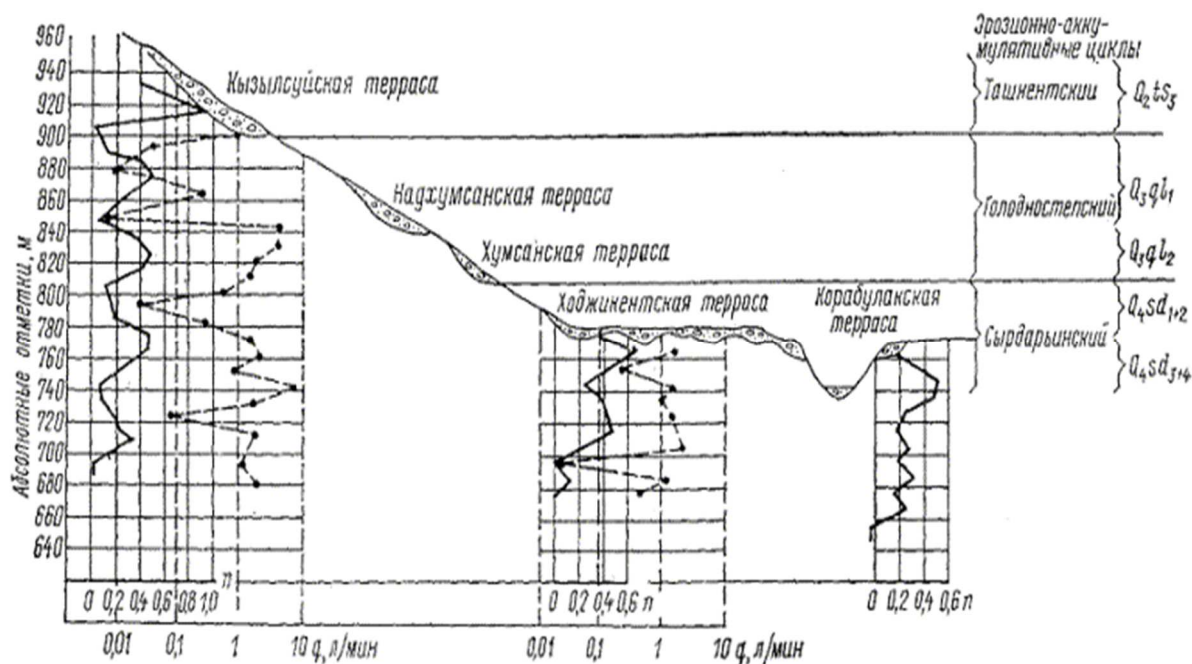


Рис. 15. Сопоставительные графики закарстованности и водопроницаемости известняков в правом борту долины р. Чирчик на участке Чарвакской ГЭС

n - количество карстовых полостей на 10 м скважины; q - удельное водопоглощение, л/мин.

3.4. В скальных массивах любого генезиса зоны повышенной водопроницаемости нередко ассоциируются или перемежаются с приоткрытыми в разной степени полостями трещин или карстовыми полостями, заполненными минеральным материалом, способным к химической или механической суффозии при соответствующих гидравлических условиях. Такие зоны следует рассматривать как пути сосредоточенной фильтрации и возможной суффозии заполнителя. Выявление таких зон - первостепенная задача изысканий и исследований, которую необходимо ставить на самых ранних стадиях проектирования. При ее решении следует учитывать характерные признаки и приуроченность этих зон в ряде случаев к тем или иным структурным элементам массива.

Геоструктурные признаки:

- стыки и пересечения зон тектонических нарушений разных порядков;
- зоны тектонических нарушений разных порядков, ориентированные как согласно с залеганием пород, так и секущие под различными углами;
- основание сложено массивными, жесткими породами;
- основание сложено слоистыми или расслоенными породами с чередованием пластов или пакетов пластов различной прочности;
- основание сложено закарстованными породами;
- мелкие складки волочения и зоны будинажа;
- жильные тела различной мощности и их контакты;
- гидротермальные и гидратогенные жилы, обычно сложенные кальцитом; в процессе разгрузки и выветривания такие жилы нередко выщелачиваются;
- протяженные трещины бортового отпора, отседания и тыловых швов оползней.

Гидрогеологические признаки:



- повышенные и максимальные величины q и K_f , полученные при опытных нагнетаниях воды и воздуха, а также при откачках;
- максимальные значения среднеинтервальных значений q на графиках $q(h_{abc})$;
- выходы источников и значительный их дебит;
- аномалии в поведении уровней грунтовых или подземных вод в пьезометрах наблюдательной сети;
- аномалии в температуре и химическом составе подземных и грунтовых вод с открытым зеркалом.

Перечисленные выше, а также некоторые особые признаки (например, провалы бурового снаряда, аномальный расход промывочной жидкости при бурении) должны быть учтены при анализе материалов гидрогеологических и геофизических работ, в том числе специально предназначенных для исследования сосредоточенных путей фильтрации (индикаторные методы, метод естественного электрического поля, геофизические исследования между скважинами и др.). Необходимо учитывать, что суффозионная устойчивость заполнителя трещин в основном определяется параметрами фильтрационного потока. Решение вопроса о суффозии заполнителя трещин и тектонических зон возможно лишь на основе специальных полевых и лабораторных исследований (о некоторых из них говорится в Приложениях 1 и 2). Для предварительного суждения о зонах возможной суффозии можно использовать следующие геологические характеристики:

1) Мощность тектонических зон и полостей трещин, содержащих суффозионно-неустойчивый заполнитель: а) мощность зоны измеряется метрами - очень опасно; б) то же - дециметрами - опасно; в) то же - сантиметрами - слабо опасно; г) то же - миллиметрами - практически не опасно. При этом следует учитывать ориентировку зон по отношению к фильтрационному потоку и сооружению, а также число и частоту развития нарушений сплошности.

2) Содержание суффозионно-неустойчивого материала заполнителя полостей тектонических нарушений и трещин: а) большое количество суффозионно-способного материала: вынос частиц может привести к развитию турбулентного режима фильтрации; б) среднее количество; вынос заполнителя увеличивает водопроницаемость на 1 - 2 порядка величины q ; в) малое количество; вынос материала может повысить водопроницаемость в несколько раз. Классификация заполнителя по этому признаку производится по гранулометрическому составу образцов пород, взятых в горных выработках или скважинах.

Признаком закольматированности трещин в зонах выветривания и разгрузки скальных пород могут служить низкие значения $q \approx 0,01 \div 0,1$ л/мин на фоне величин $q > 1$ л/мин. Геологическими наблюдениями рекомендуется также оценивать степень заполнения полости трещин рыхлым материалом и его плотность.

Полевые методы приближенной оценки проявления суффозии [22, 27, 42] сводятся к специальной схеме опытных нагнетаний по нарастающей величине напора, а затем по той же системе убывающего напора. По характеру гистерезисных кривых $q(H)$ судят о наличии суффозии, признаком которой является повышение водопроницаемости на кривой убывающего напора. Такие исследования на Константиновском гидроузле дали следующие результаты: 23 % опытов обнаружили признаки небольшой суффозии. При этом после максимальных напоров до 0,9 МПа значения водопроницаемости увеличились в 2 - 4 раза. Суффозионно-неустойчивые каолины изучаемого основания характеризовались быстрой размокаемостью, большой неоднородностью по гранулометрическому составу ($K_n = 15 \div 300$), числом пластичности от 0,05 до 0,17. Необходимо отметить также, что в пределах одного тектонического нарушения наиболее вероятно начало процесса суффозии в подзоне разлинзования нарушения, являющейся переходным элементом между подзонами сместителя и оперяющих разлом трещин.



Лабораторные и специальные методы исследования суффозии заполнителя трещин подробно освещены в литературе [20, 22, 26, 32, 33, 42, 56].

Более подробно вопрос о путях сосредоточенной фильтрации и их особенностях в массивах различного литолого-петрологического состава и при разных структурно-тектонических условиях изложен в Приложении 3.

4. МЕТОДИКА СОСТАВЛЕНИЯ МОДЕЛЕЙ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ

4.1. В соответствии с п. 1.5 исходным материалом для составления модели водопроницаемости должна служить геоструктурная модель в виде серии вертикальных разрезов, погоризонтных срезов, а также специализированных карт и схем. Карта фактического материала позволяет оценить распределение по площади скважин, в которых выполнены опытно-фильтрационные работы. Руководствуясь ею, для построения модели водопроницаемости следует выбрать те геоструктурные разрезы, которые максимально обеспечены фактическими данными фильтрационного опробования. Скважины, расположенные по обе стороны от линии соответствующего разреза, могут быть использованы на этом сечении (путем сноса) лишь при необходимом геоструктурном обосновании идентичности разреза скважины и ее проекции на рассматриваемое сечение.

На выбранные сечения следует нанести уровень подземных вод и стволы скважин с интервальными значениями q , а также характеристики водопроницаемости, определенные геофизическими и другими методами. На разрезе желательно отразить также: аномальную изменчивость минерализации и температуры вод; возможные данные о закольматированности трещин (например, по результатам фото-телевизионного каротажа); степени закарстованности карбонатных пород и другую вспомогательную информацию, косвенно связанную с гидрогеологическими особенностями массива.

4.2. Отбор, систематизацию и статистическую обработку данных опытно-фильтрационных работ, а также построение графиков $q(h)$, $q(h_{абс})$ следует выполнять, руководствуясь пп. 2.1 - 2.8 настоящей Методики. При этом исходным материалом должны служить таблицы опытно-фильтрационных работ, в которых каждый интервал опробования отнесен к соответствующему СПБ или СПЗ и указана категория представительности (п. 2.4); эта «привязка» каждого интервала опробования к тому или иному структурно-петрологическому элементу (СПЭ) осуществляется на основе всестороннего анализа материалов инженерно-геологических изысканий.

На основе такой обработки делают заключение о:

1) характере и законе распределения (нормальном или логнормальном) значений водопроницаемости для массива в целом и для отдельных его инженерно-геологических элементов (рис. 1), квазиоднородных по литолого-петрологическому составу, строению и состоянию; величинах средних значений (\bar{q}_a , \bar{q}_r) и среднеквадратичных отклонений (σ_{q_a} , σ_{q_r});

2) характере графиков $q(h)$ и $q(h_{абс})$, построенных отдельно для основных геоморфологических элементов долины (например, для левого берега, дна долины и правого берега) и с учетом:

а) различных структурно-петрологических элементов (СПБ и СПЗ, значения q в которых наносят на график разными значками и обрабатывают отдельно);

б) различных гидродинамических зон в массиве (п. 2.4), для чего на шкале $h_{абс}$ графиков $q(h_{абс})$ можно показать диапазон отметок уровня подземных вод, зоны сезонного колебания этого уровня и т.д.;

3) характере изменения средних значений $\bar{q}_{a,r}$ на графиках $q(h)$ или $q(h_{абс})$; шаг осреднения чаще всего выбирается 5 м или 10 м (если при шаге осреднения 5 м есть



интервалы с числом точек менее $5 \div 7$, то лучше использовать шаг 10 м пятиметровым перекрытием: 5 - 15 м, 10 - 20 м, 15 - 25 м и т.д.).

4.3. Анализ данных статистической обработки значений водопроницаемости на геоструктурной основе с целью выявить существенно различные по водопроницаемости структурно-петрологические элементы, а также объединить (укрупнить) те элементы разреза, где различие значений q и σ_q в соседних элементах разреза незначительное. Для таких укрупненных элементов средние значения водопроницаемости и среднеквадратичные отклонения следует определять на общем материале объединяемых выборок, что снижает ошибку среднего значения и абсолютную величину среднеквадратичного отклонения. Возможны различные способы моделирования по водопроницаемости, в частности, зональный и с использованием изолиний значений q или K_ϕ . Укрупненные СПБ и СПЗ, наделенные значениями $q_{a,г}$ и $\sigma_{q a,г}$, являются элементами зонального районирования (п. 1.6). Примеры фрагментов таких моделей составлены В.В. Каякиным и А.И. Каякиной [29] на ряде объектов гидростроительства в Средней Азии (рис. 16). Зональный способ районирования является достаточно простым для исполнения. Другое его преимущество - в практическом удобстве непосредственного использования при расчетах и физическом моделировании. Наряду с этим необходимо отметить, что достоверность модели водопроницаемости и контуров выделенных элементов во многом определяется достоверностью геоструктурной модели. Следовательно, если в силу недоразведанности основания, либо неоднозначности в интерпретации, на геоструктурной модели будут пропущены структурные элементы, обуславливающие высокие значения q и K_ϕ , то и модель водопроницаемости будет искажена, либо вместо пути сосредоточенной фильтрации на модели будет укрупненный элемент, характеризующийся малозаметным повышением q и σ_q .

Другой недостаток зонального способа состоит в замене градиентного характера разреза водопроницаемости (например, в зоне поверхностного выветривания и разгрузки) на квазиоднородный или слоисто-однородный.

Отмеченные недостатки можно в ряде случаев избежать, если помимо зонального способа, в дополнение к нему, использовать способ изолиний. При большом числе фильтрационных опытов в массиве (порядка 500 - 1000 и более), обеспечивающих характеристику водопроницаемости основания в разрезе и в плане для основных генетических элементов, способ изолиний можно рекомендовать как альтернативу зональному.

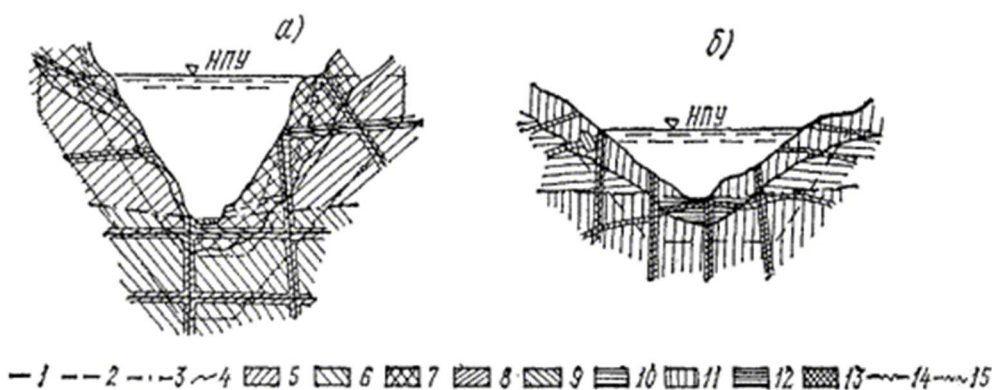


Рис. 16. Фрагменты моделей водопроницаемости

а - известняков основания Токтогульской ГЭС; *б* - флишевых отложений основания Курпсайской ГЭС (по В.В. Каякину, А.И. Каякиной [29])

1 - тектонические разрывы; 2 - крупные трещины разгрузки; 3 - уровень подземных вод; 4 - границы квазиоднородных по водопроницаемости участков: средние значения q (л/мин) и K_ϕ (м/сут); 5 - $\bar{q} = 0,02$; $K_\phi = 0,003$; 6 - 0,01; 0,01; 7 - 0,04; 0,04; 8 - 0,15; 0,1; 9 - 0,3; 0,2; 10 - 0,02; 0,01; 11 - 0,1; 0,05; 12 - 0,2;



0,15; 13 - 0,6; 0,5; 14 - контур двухрядной цементационной завесы; 15 - контур однорядной цементационной завесы.

4.4. В способе изолиний модель водопроницаемости представляется в виде поля линий равных значений q или K_f . Для проведения изолиний используются все данные опытно-фильтрационных работ, значения водопроницаемости по результатам геофизических исследований, а в промежутках между скважинами можно привлекать средние и модальные величины q , во-первых, снятые с трафиков $q(h)$ и $q(h_{abc})$ для соответствующего структурного элемента, а во-вторых, полученные на основе корреляционных связей или рассчитанные по параметрам трещиноватости. В способе изолиний можно реализовать следующую последовательность операций (в разделе 6 она иллюстрируется примером основания Ингури ГЭС):

а) проведение изолиний значений q путем формальной интерполяции данных опытно-фильтрационных работ на упрощенной структурной основе (слоистой модели) с границами подзон А, Б, В, Г без учета других особенностей геологического строения основания («формализованный вариант I» - см. рис. 25);

б) проведение изолиний значений q с учетом лишь повышенной водопроницаемости тектонических нарушений («формализованный вариант II» - см. рис. 26), используя в соответствии с геоструктурной моделью контуры этих нарушений;

в) интерпретация, объединяющая «формализованные варианты I и II», и по возможности, с полным учетом особенностей геоструктурной модели (в том числе мелких зон учащенной трещиноватости в контактах ритмов разной мощности и прочности и др.) - вариант III - см. рис. 27; необходимо отметить, что вариант III должен учесть также все имеющиеся геофизические данные о водопроницаемости массива, а основные контуры модели водопроницаемости не должны противоречить контурам геофизической (сейсмогеологической, геоэлектрической) модели скального основания;

г) схематизация и генерализация контуров модели III варианта с целью упрощения и получения модели водопроницаемости для фильтрационных расчетов и физического моделирования (вариант IV - см. рис. 28).

При составлении модели водопроницаемости обязательно последовательное и раздельное выполнение перечисленных операций по составлению вариантов I - III. Инженер-геолог или гидрогеолог, имеющий опыт составления модели водопроницаемости, может, минуя варианты I - II, в ходе построения III варианта в комплексе учесть особенности конфигурации изолиний q , связанные с подзонами выветривания и разгрузки, а также с основными и мелкими тектоническими нарушениями.

4.5. На всех методических этапах построения модели водопроницаемости необходимо учитывать закономерности изменения характеристик q и K_f , изложенные в п.п. 3.1 - 3.4. настоящей Методики. Особое внимание следует уделять выявлению и отражению в модели водопроницаемости путей сосредоточенной фильтрации и возможной суффозии заполнителя. Рекомендуются яркой раскраской (красный, синий цвета) показывать на разрезах и срезях пути сосредоточенной фильтрации и содержание суффозионно-неустойчивого материала в трещинах (см. Приложение 3).

4.6. На начальных стадиях изысканий и исследовании до проведения опытно-фильтрационных работ (или в условиях единичного числа такого опробования) и гидрогеологических исследований методами геофизики для характеристики ожидаемой водопроницаемости основных элементов *исходной и предварительной моделей* рекомендуется использовать (в комплексе или раздельно);

а) данные «косвенных» геофизических, в частности, сейсмических методов разведки (см. Приложение 2);

б) опыт предшествующих исследований оснований-аналогов, геологическое подобие которого с изучаемым объектом устанавливается по ряду факторов (типа породы и ее минерального состава; геологической истории района и структурно-тектонической



обстановки; состояния пород; условий залегания пород, в частности ориентировка элементов структуры относительно долины реки; характера современного рельефа и геоморфологических особенностей);

в) расчетный метод определения водопроницаемости по параметрам трещин, получивший развитие в работах Е.С. Ромма, М.В. Раца, С.Н. Чернышева, Н.Б. Ивановой, К. Льюи, В. Витке и др. В настоящее время для целей инженерной геологии скальных массивов рекомендуется метод М.В. Раца, С.Н. Чернышева и Н.Б. Ивановой с реализацией расчетов на ЭВМ. В связи с тем, что этому методу посвящено специальное руководство [59], в настоящей Методике он не рассматривается. Несмотря на ряд ограничений, проанализированных А.А. Варгой [7], и приближенность расчетных методов, их несомненное достоинство заключается в возможности оценки K_f в любом направлении.

4.7. Дальнейшее совершенствование методики составления инженерно-геологической модели водопроницаемости связано с развитием следующих направлений:

- 1) геоструктурного и геофизического моделирования;
- 2) методов и методик гидрогеологических и геофизических исследований;
- 3) аналитических методов оценки водопроницаемости по параметрам трещиноватости;
- 4) решения обратных задач фильтрации методами математического и физического моделирования с более широким использованием описанных в Методике моделей водопроницаемости;
- 5) сопоставительного анализа результатов расчетов и физического моделирования и натуральных наблюдений за основаниями сооружений в период строительства и эксплуатации.

5. ОЦЕНКА НЕОДНОРОДНОСТИ И АНИЗОТРОПИИ МАССИВА ПО ХАРАКТЕРИСТИКАМ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ (Фильтрационной неоднородности и анизотропии)

5.1. Неоднородной называется среда, свойства которой в различных точках различны; в частности, для неоднородной по водопроницаемости среды значения q и K_f являются функциями координат. Фильтрационная неоднородность скальных оснований плотин обусловлена неоднородностью и трещиноватостью слагающих их горных пород. База опытно-фильтрационного опробования (5 - 10 м) соизмерима с конструктивными или технологическими элементами сооружений (секций, блоков бетонирования и т.д.), т.е. значения q и K_f могут быть использованы непосредственно для характеристики фильтрационной неоднородности массива как основания плотины в пределах одного масштабного уровня. Фильтрационная неоднородность выражается в широком разбросе значений q и K_f (3 - 5 порядков) даже в выборках, характеризующих водопроницаемость объемных частей массива однородных по сумме геологических признаков пород, т.е. отвечающих понятию «инженерно-геологический элемент» [12]. Существующие классификации фильтрационной неоднородности пород [32, 41 и др.], использующие в качестве критерия неоднородности среднеквадратичное отклонение логарифма водопроницаемости $\sigma_{lg T}$, либо коэффициент изменчивости (вариации) V_T, V_{K_f} , оказались малоприменимыми при оценке неоднородности скальных оснований плотин, поскольку не только большинство оснований, но и их квазиоднородные по строению и состоянию элементы в соответствии с этими классификациями можно отнести лишь к одному классу - крайне неоднородных. Это объясняется тем, что указанные классификации в качестве объекта исследований рассматривали в основном пористые среды (зернистые, связные и цементированные), где весь классификационный диапазон составил: $\sigma_{lg T} = 0,1 \div 0,75$; $V_T = 40 \div 150$ %; $V_{K_f} = 25 \div 200$ %.

Таблица 4



Водопроницаемость и характеристики неоднородности основных типов генетических объемных элементов скальных массивов

| Типы генетических элементов массивов | Нормальное распределение значений q , л/мин | | | Логнормальное распределение значений q , л/мин | |
|-----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|------------------------|---------------|--------------------------------------------------|------------------------------|
| | \bar{q}_a , л/мин | σ_{q_a} , л/мин | V_{q_a} , % | \bar{q}_r , л/мин | $\bar{\sigma}_{q_r}$, л/мин |
| Инженерно-геологические блоки (ИГБ) | 0,01 - 0,5 | 0,1 - 1,0 | 30 - 200 | 0,01 - 0,1 | 0,01 - 0,5 |
| Структурно-петрологические блоки (СПБ) | 0,1 - 15,0 | 0,1 - 50 | 50 - 300 | 0,01 - 1,0 | 0,1 - 10 |
| Структурно-петрологические зоны (СПЗ) | 1,0 - 100 | 10 - 100 | 100 - 500 | 0,1 - 50 | 1 - 200 |
| Крупные части массивов, состоящие из нескольких элементов | 1 - 50 | 5 - 200 | 150 - 600 | 0,1 - 1,0 | 0,5 - 10 |

5.2. Для сравнительной оценки неоднородности по водопроницаемости основания и его элементов рекомендуется использовать величины среднеквадратичных отклонений распределения q , т.е. σ_{q_a} , σ_{q_r} , а также коэффициент вариации V_{q_a} (при нормальном распределении величин q). Характерный диапазон этих величин приведен в табл. 4. В качестве классификационного критерия неоднородности рекомендуется отношение \bar{q}_a / \bar{q}_r (табл. 5). Это отношение функционально связано с дисперсией логнормального распределения [62]:

$$\bar{q}_a / \bar{q}_r = \exp(2,651 \lg \sigma_{q_r}^2). \quad (3)$$

К сожалению, использование коэффициента вариации в качестве классификационного критерия невозможно, так как при логнормальном распределении коэффициент вариации $V_{q_r} = \sigma_{\lg q_r} / \lg \bar{q}_r$ теряет свой смысл, поскольку при $q \rightarrow 1$ $V_{q_r} \rightarrow \infty$.

Таблица 5

Классификация фильтрационной неоднородности скальных массивов, их частей и элементов

| Характеристика неоднородности водопроницаемости | Критерий неоднородности, \bar{q}_a / \bar{q}_r | Рекомендуемый уровень вероятности P (%) для выбора расчетного значения $\bar{q}_{расч}$ |
|-------------------------------------------------|--------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|
| Крайне неоднородная | Более 40 | 50 % |
| Сильно неоднородная | 20 - 40 | 50 - 55 |
| Неоднородная | 10 - 20 | 55 - 65 |
| Квазиоднородная | 5 - 10 | 65 - 75 |
| Однородная | Менее 5 | 75 - 90* |

* Конкретное значение P выбирается, исходя из решаемой задачи и стадии проектирования гидроузла.

5.3. Величины, необходимые для оценки неоднородности основания и его частей, наиболее просто получить с помощью вероятностной бумаги [35]. Этапы этой обработки следующие:

1) выборку в упорядоченной (ранжированной) форме нарастающего ряда величин q наносят на вероятностную бумагу (рис. 17), ордината у которой всегда в логарифмическом масштабе, а абсцисса может быть в нормальном масштабе (для аппроксимации прямой в этом масштабе кумулятивной кривой нормального распределения), либо - в логарифмическом масштабе (для аппроксимации прямой в этом масштабе кумулятивной кривой логнормального распределения); таким образом, с достаточной для практики точностью определяют тип распределения (нормальный или логнормальный);



2) в случаях нормального или логнормального распределения q соответствующие средние значения считываются со шкалы абсцисс от точки пересечения аппроксимирующей прямой с ординатой $P = 50 \%$; а среднеквадратичные отклонения σ определяются соответственно:

$$\sigma_{q_a} = 0,5(q_{84} - q_{16}), \quad (4)$$

$$\sigma_{\lg q_r} = 0,5[(\lg q)_{84} - (\lg q)_{16}], \quad (5)$$

где q_{84} и q_{16} - соответственно 84 %-ые и 16 %-ые квантили нормального распределения q_a , снимаемые с вероятностной бумаги, абсцисса которой имеет нормальный масштаб; $(\lg q)_{84}$ и $(\lg q)_{16}$ - соответственно квантили логнормального распределения q_r , снимаемые с вероятностной бумаги, абсцисса которой имеет логарифмический масштаб. Величины параметров, снимаемых с вероятностной бумаги, получаются в потенцированном виде.

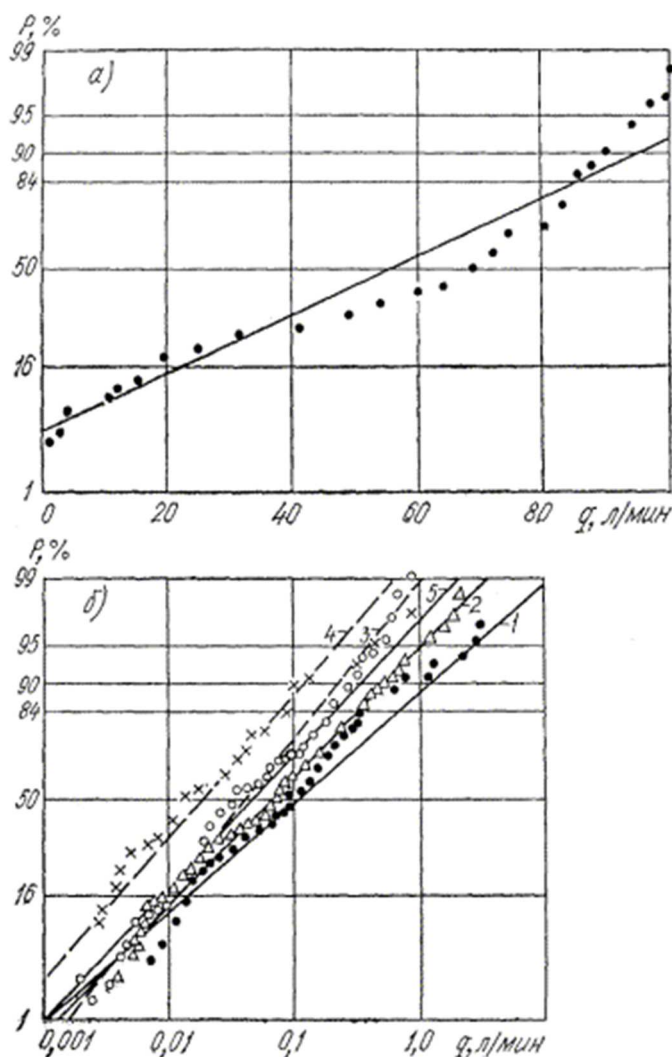


Рис. 17. Примеры распределения значений q на вероятностной (а) и логарифмически-вероятностной (б) бумаге:

a - известняки основания Ингурской ГЭС (зоны тектонических нарушений), выборка № 21; *б* - парасланцы вне зон тектонических нарушений - основание Саяно-Шушенской ГЭС, выборка № 1
 1 - интервал глубин $H = 0 \div 15$ м; 2 - $H = 15 \div 35$ м; 3 - $H = 35 \div 75$ м; 4 - $H = 75 \div 100$ м; 5 - $H = 0 \div 100$ м (в целом); [17].



5.4. Фильтрационную неоднородность инженерно-геологических элементов рекомендуется учитывать путем дифференцированного подхода при определении расчетных характеристик водопроницаемости. Как показывает опыт, для большинства скальных массивов и их элементов характерно логнормальное распределение значений q и K_f . Определяемое для такой выборки среднее значение \bar{q}_r , отвечающее $P = 50\%$ доверительной вероятности, как правило, значительно ниже величины \bar{q}_a для той же выборки. Вместе с тем СНиПы II-16-76 и 2.02.02-85 рекомендуют в качестве расчетных значений водопроницаемости принимать \bar{q}_a . Встречающиеся в практике гидростроительства случаи повышенных против прогнозируемых потерь на фильтрацию скальных оснований также свидетельствуют о целесообразности повысить требования к уровню доверительной вероятности расчетных значений водопроницаемости при логнормальном распределении величины q . Повышение уровня P в таких случаях целесообразно в пределах 50 - 90 %, т.е. в рамках реально определяемых среднеарифметических значений тех же выборок. Рекомендуемый уровень вероятности расчетного значения $\bar{q}_{расч}$ приведен в третьей графе табл. 5.

Практика показывает, что полученные таким образом $\bar{q}_{расч}$ для квазиоднородных элементов ($P = 65 - 75\%$) оказываются близкими к q_a , выбор которых в качестве расчетных рекомендует СНиП 2.02.02-85.

Необходимо иметь в виду, что к классу «однородных» (табл. 5), удовлетворяющих требованию $\bar{q}_a/\bar{q}_r < 5$, относятся не только слаботрещиноватые, слабопроницаемые структурно-петрологические блоки ($\bar{q}_a = 0,01 \div 0,5$ л/мин), что естественно, но и очень высокопроницаемые крупные тектонические нарушения (СПЗ и ИГЗ), расположенные в приповерхностных частях массива ($\bar{q}_a > 30$ л/мин).

Таблица 6

Классификация скальных массивов по $K_a(\nu_p)$ и соответствующим ему примерные коэффициенты анизотропии водопроницаемости

| Характеристика анизотропии ν_p , км/с | $K_a(\nu_p)$ | $K_a(q, \text{л/мин})$ при | | | | |
|-----------------------------------------------------|--------------|----------------------------|-------------|-------------|--------------|---------------|
| | | $q'' = 0,01$ | $q'' = 0,1$ | $q'' = 1,0$ | $q'' = 10,0$ | $q'' = 100,0$ |
| Водонасыщенное состояние массива (ниже уровня воды) | | | | | | |
| Изотропный | 1,0 - 1,05 | 1 - 2 | 1 - 1,7 | 1 - 1,5 | 1 - 1,3 | 1 - 1,2 |
| Слабо анизотропный | 1,05 - 1,1 | 2 - 3,3 | 1,7 - 3,0 | 1,5 - 2,3 | 1,3 - 1,9 | 1,2 - 1,5 |
| Анизотропный | 1,1 - 1,3 | 3,3 - 50,0 | 3,0 - 25,0 | 2,3 - 13,0 | 1,9 - 7,0 | 1,5 - 3,2 |
| Сильно анизотропный | 1,3 - 1,5 | 50 - 1000 | 25 - 220 | 13 - 70 | 7,0 - 20,0 | 3,2 - 7,0 |
| Крайне анизотропный | Более 1,5 | Более 1000 | Более 220 | Более 70 | Более 20 | Более 7,0 |
| Дренажное состояние массива (выше уровня воды) | | | | | | |
| Изотропный | 1 - 1,1 | 1 - 2 | 1 - 1,7 | 1 - 1,3 | 1 - 1,05 | |
| Слабо анизотропный | 1,1 - 1,2 | 2 - 4 | 1,7 - 2,8 | 1,3 - 1,7 | 1,05 - 1,1 | |
| Анизотропный | 1,2 - 1,5 | 4 - 40 | 2,8 - 1,3 | 1,7 - 4,0 | 1,1 - 1,3 | |
| Сильно анизотропный | 1,5 - 1,8 | 40 - 350 | 13 - 60 | 4 - 8 | 1,3 - 1,5 | |
| Крайне анизотропный | Более 1,8 | Более 350 | Более 60 | Более 8 | Более 1,5 | |

5.5. Анизотропной называется среда, свойства которой неодинаковы для различных направлений. Для большинства скальных массивов характерна осесимметричная анизотропия. Геологической причиной анизотропии массива является упорядоченная (ориентированная) неоднородность его элементов, связанная с преобладающим направлением трещиноватости, со слоистостью и сланцеватостью пород. Анизотропию массива или его частей обычно оценивают величиной коэффициента анизотропии $K_a(X)$



= X_{\max}/X_{\min} , где X_{\max} , X_{\min} - большая и малая полуось эллипса анизотропии соответствующей характеристики свойств¹.

¹ Как показали исследования Э.Г. Газиева с соавторами [9], в случае блочной среды (с постоянным для каждой системы трещин раскрытием) ее анизотропия по водопроницаемости в общем случае имеет вид овалов Кассини («двухлепестковый цветок»). Однако для практических целей допустимо упрощать эту фигуру до эллипса.

Значения $K_a(X)$ одного и того же элемента массива, вычисленные по разным характеристикам свойств, могут различаться. Кроме того, $K_a(X)$ зависит от размеров области опробования массива.

В настоящее время отсутствует общепринятая методика оценки анизотропии массива по водопроницаемости, хотя имеется ряд предложений по ее реализации как прямыми, так и косвенными методами. Необходимо отметить, что все эти способы являются приближенными и позволяют получить лишь оценочные величины. Достоверность таких оценок можно повысить независимым определением $K_a(K_f)$ или $K_a(q)$ двумя и более способами. Ниже, в пп. 5.6 - 5.9 коротко рассмотрены эти способы.

5.6. Методы прямого гидравлического опробования при изучении анизотропии пород по водопроницаемости включают:

а) использование результатов опытно-фильтрационных работ в разноориентированных скважинах с последующей статистической обработкой полученных результатов [44];

б) кустовые гидравлические откачки; частные решения этой задачи, полученные Н.А. Огильви, В.Д. Бабушкиным, В.М. Шестаковым [41, 61, 63], применимы в основном к изучению нескальных грунтов, либо слоистых нетрещиноватых пород осадочного происхождения. Для изучения плановой фильтрационной анизотропии трещиноватых пород по данным кустовых откачек при неустановившемся режиме фильтрации подземных вод можно рекомендовать методику И.К. Гавич [8]. В основе этой методики лежит

зависимость Тейса, в которой коэффициент фильтрации заменен на $\sqrt{K_{f\max} \cdot K_{f\min}}$. Максимальные и минимальные значения K_f определяются по данным измерения уровня воды в наблюдательных скважинах, расположенных не менее чем на трех лучах опытного куста в количестве минимум по две на двух лучах и одной на третьем [31]. Методы кустового гидравлического опробования по сравнению с прочими способами дают наиболее достоверные результаты. Однако в силу значительной трудоемкости (для изучения основания необходимо опробовать ряд кустов скважин) методы кустовых откачек применяются редко при изучении скальных оснований.

5.7. Косвенным способом оценки анизотропии массива по водопроницаемости является расчетный метод определения $K_a(K_f)$ по параметрам трещин различных систем, выявленных в массиве. В соответствии с п. 4.6 Методики, путем такого расчета возможна оценка величины K_f в любом направлении. Следовательно, возможна и оценка $K_a(K_f)$ изучаемого массива или его частей. Здесь следует отметить необходимость изучения трещиноватости не только в приповерхностной части массива - в обнажениях, но и в горных выработках - во внутренних точках среды.

5.8. Другой косвенный способ оценки $K_a(q) = q''/q^\perp$ (где q'' - водопроницаемость вдоль простирания слоистости, сланцеватости; q^\perp - то же вкрест простирания тех же элементов) основан на изучении анизотропии массива по скорости распространения упругих волн [16].

Методы инженерной сейсмологии позволяют наиболее полно, быстро и при относительно небольших затратах оценить анизотропию скального массива или его частей по скорости продольных упругих волн, т.е. определить $K_a(v_p) = v_{p\max}/v_{p\min}$ или для случая осадочных, метаморфических пород и массивов с ориентированной трещиноватостью $K_a(v_p) = v_p''/v_p^\perp$.

Связь $K_a(v_p)$ с q'' и q^\perp следующая [16]:

$$\lg q^\perp = K_a(v_p) \lg q'' - a [K_a(v_p) - 1], \quad (6)$$



где a - коэффициент в уравнении $\lg q = a - b v_p$, вообще говоря, индивидуальный для каждого массива. Его средние значения следующие:

а) для магматических водонасыщенных пород $a = 3,7$ л/мин; для дренированных пород берегов $a = 1,1$ л/мин;

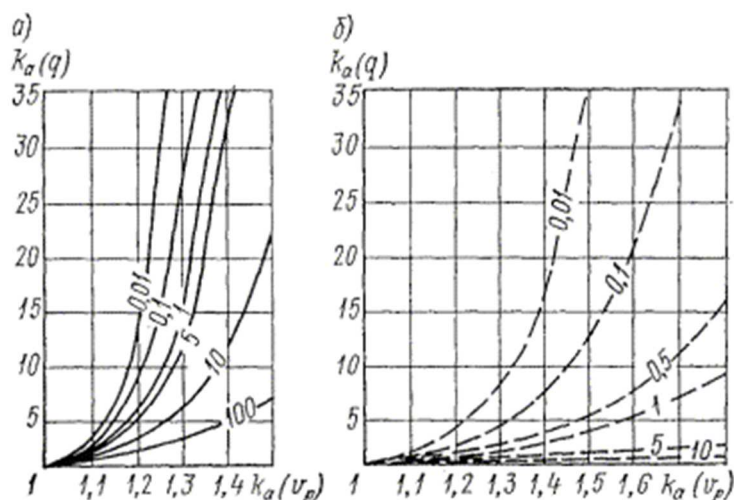


Рис. 18. Связь коэффициента анизотропии массивов скальных пород по водопроницаемости $K_a(q)$ с коэффициентом анизотропии по скорости продольных упругих волн $K_a(v_p)$

а - обводненный массив; б - массив в зоне аэрации; параметр кривых - значение q'' вдоль напластования (либо вдоль преобладающей трещиноватости); $K_a(q) = q''/q^\perp$; $K_a(v_p) = v_p''/v_p^\perp$

б) для зоны аэрации туфопесчаников $a = 1,5$ л/мин;

в) для зоны аэрации закарстованных известняков $a = 3,82$ л/мин.

Задаваясь значениями $K_a(v_p)$ и q'' , по формуле (6) определяют q^\perp , а затем $K_a(q) = q''/q^\perp$. В приведенных ниже примерах расчета (рис. 18, табл. 6) приняты значения $a = 3,7$ и $1,1$ л/мин. Как следует из рис. 18, значения $K_a(q)$ и $K_a(v_p)$ нелинейно связаны между собой. Таким образом, определив по данным сейсморазведки $K_a(v_p)$ и зная q'' , легко найти $K_a(q)$.

Замечание. В практике изучения скальных массивов очень часто имеется информация о среднем значении \bar{q}_a и $K_a(v_p)$. Как оценить q'' и q^\perp ? Примерную оценку можно сделать на основе рис. 18 или табл. 6, откуда, полагая, что q'' имеет тот же порядок, что и величина \bar{q}_a , находим $K_a(q)$. Учитывая, что $K_a(q) = q''/q^\perp$; $\bar{q}_a = (q'' + q^\perp)/2$, получим

$$q'' = 2\bar{q}_a : \left[\frac{1}{K_a(q)} + 1 \right]; \quad q^\perp = 2\bar{q}_a : [K_a(q) + 1]. \quad (7)$$

5.9. Грубую оценку величины $K_a(q)_{\text{ср}} = q_{\text{вд.р.}}/q_{\text{п.р.}}$ (где $q_{\text{вд.р.}}$ - средняя водопроницаемость основания вдоль русла реки; $q_{\text{п.р.}}$ - то же перпендикулярно руслу) можно выполнить «экспертным» способом, основанным на рассмотрении вариантов взаимной ориентации осей бетонных плотин с элементами залегания пород в массиве и учете практического опыта изучения оснований - аналогов. Этот способ предполагает, что крупные структурно-петрологические элементы массивов характеризуются основным диапазоном $K_a(q) = 1 \div 10$. Это находит подтверждение в имеющихся (пока еще малочисленных) опытных данных, а также следует из того, что при $q'' \geq 0,1$ л/мин и для наиболее характерного для различных объемных элементов водонасыщенных массивов диапазона значений $K_a(v_p) = 1,0 \div 1,25$ величина $K_a(q)$ варьирует от 1 до 10. Согласно данным И.А. Пирогова [44], верхняя (20-



метровая) зона основания Саяно-Шушенской ГЭС характеризуется $K_a(q) = 2,5$; для песчаников основания Нурекской ГЭС $K_a(q) = 2,8$ по данным работы [53]¹.

¹ Речь идет о массиве в целом или о его крупных структурно-петрологических элементах. Для локальных частей массива (на базах порядка единиц метров) частные значения $K_a(K_\phi)$ могут иметь намного большие величины. На это, в частности, указывал С.Н. Чернышев, анализируя полученные расчетом по параметрам трещиноватости значения K_ϕ в зоне влияния трещин бортового отпора в долеритах Богучанской ГЭС [64], где $K_a(K_\phi)$ достигала величин порядка 100 и более.

| Особые борозты | $K_a(q)$ | План | Разрез по оси плотины | Разрез вдоль реки | Особые борозты | План | Разрез по оси плотины | Разрез вдоль реки | $K_a(q)$ |
|-------------------|--------------|------|--------------------------|----------------------|-------------------|------|--------------------------|----------------------|--------------|
| Ia | 1,4- 2,0 | | | | Ib | | | | 1,5- 2,5 |
| IIa | 1,0- 1,25 | | | | IIb | | | | 3,5- 5,0 |
| IIIa | 2,0- 2,5 | | | | IIIb | | | | 3,5- 10,0 |
| IVa | 2,0- 2,5 | | | | IVb | | | | 2,0- 2,5 |
| Va | 2,5- 3,5 | | | | Vb | | | | 2,5- 3,5 |

Рис. 19. Схема основных вариантов взаимной ориентации осей бетонных плотин с элементами залегания скальных пород в их основаниях и соответствующие диапазоны $K_a(q)$ на основе экспертной оценки



| Варианты взаимной ориентации | Основные типы СПЗ и СПБ массивов | Коэффициент $K_a(q)$ | План | Разрез по оси плотины | Разрез вдоль русла реки |
|------------------------------|----------------------------------|----------------------|------|-----------------------|-------------------------|
| VI | a Парасланцы | 1,1-1,25 | | | |
| | б Крутые трещины | 1,1-1,25 | | | |
| | в Пологие трещины | 1,1-1,65 | | | |
| VII | a Кристаллические сланцы | 1,1-1,25 | | | |
| | б Дайки | 3,5-10,0 | | | |
| | в Мелкие тектонические зоны | 3,5-10,0 | | | |
| VIII | a Граниты | 1,4-2,0 | | | |
| | б Глубинный разлом | 1,7-2,5 | | | |
| | в Средние тектонические зоны | 1,1-1,7 | | | |
| IX | a Известняки тонко-слоистые | 1,4-2,0 | | | |
| | б Мелкие смещения по пластам | 1,7-2,5 | | | |
| | в Мелкие сбросы | 3,5-5,0 | | | |
| X | a Известняки и доломиты | 3,5-5,0 | | | |
| | б Мелкие смещения по пластам | 2,0-2,5 | | | |
| | в Глубинный разлом | 1,25-2,0 | | | |

Рис. 20. Схемы некоторых случаев взаимной ориентации осей плотин с залеганием генетических элементов (СПБ и СПЗ) в скальных основаниях

1 - схемы ориентации плотин в плане: Б - бетонных, З - земляных; бьефы: Н - нижний, В - верхний; 2 - ориентация пластов пород, тектонических зон и трещин в плане; падение: П - пологое, У - под углом, К - крутое; 3 - породы тонкоплитчатые; 4 - породы среднеплитчатые; 5 - породы толстоплитчатые; 6 - породы массивные (граниты); 7 - тектонические зоны в плане и на разрезе: Г - глубинные разломы, С - средние, М - мелкие; 8 - протяженные трещины разного генезиса и ориентации; 9 - жилы (дайки) магматических пород.

Рис. 19 и 20 показывают 10 вариантов (и 5 подвариантов) взаимной ориентации осей плотин с залеганием генетических элементов массива и соответствующие экспертные значения коэффициента анизотропии водопроницаемости $K_a(q)$. Прототипами вариантов IV - X являются основания следующих гидроузлов: Саяно-Шушенского (варианты VI, VII); Константиновского (VIII); Чарвакского (IX); Ингури (X).

5.10. В соответствии с «Пособием к СНиП 11.16-76» массив анизотропен по водопроницаемости, если $K_a(K_f)$ или $K_a(q)$ более 1,5.

Анизотропию массива по водопроницаемости рекомендуется учитывать следующим образом:

а) путем создания физических моделей (в частности, для исследований методом ЭГДА), удовлетворяющих заданному значению $K_a(q)$, определенному методами инженерной геофизики или с помощью опытно-фильтрационных работ в разноориентированных скважинах и т.д.;



б) повышением расчетного значения q (или K_{ϕ}) с учетом взаимной ориентации оси плотины с залеганием пород и структурно-тектоническими особенностями массива (рис. 19, 20):

$$q_{\text{расч}} = \frac{2\bar{q}_a}{\frac{1}{K_a(q)} + 1} \quad (8)$$

6. ПРИМЕРЫ СОСТАВЛЕНИЯ МОДЕЛЕЙ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ

Фрагмент модели водопроницаемости основания Ингури ГЭС

Геоструктурная схема массива

Особенности геологического строения скального основания плотины Ингури ГЭС, отраженные на его геоструктурной схеме в плане и разрезе (рис. 21, 22), сводятся к следующему.

Рассматриваемый участок располагается на южном крыле антиклинальной складки, сложенной известняками и доломитами барремского яруса нижнего мела, залегающими моноκлиально при общем падении на юго-восток, вниз по течению реки под углом 55 - 65°. В осевой плоскости антиклинальной структуры отмечается небольшой перегиб ее продольной ундуляции, обусловивший различие в простирании пластов на правом и левом берегах долины на величину до 10 - 15°.

Толща карбонатных пород имеет явно выраженное ритмично-слоистое строение, обусловленное закономерным, но несколько неравномерным чередованием пластов различной мощности от 0,1 до 2 - 5 м. Толща пород участка делится на 6 пачек (I - VI), сменяющих друг друга в нормальной стратиграфической последовательности. Каждая из них состоит из пластов разной мощности, сгруппированных в ритмы, характеризующиеся постепенно нарастающей мощностью чередующихся пластов от минимума до максимума. Мощность ритмов колеблется от 10 - 15 до 40 - 45 м. Границы пачек с мощностью, измеряемой от десятков до 100 м и более, совпадают с границами наиболее характерных ритмов (рис. 23).



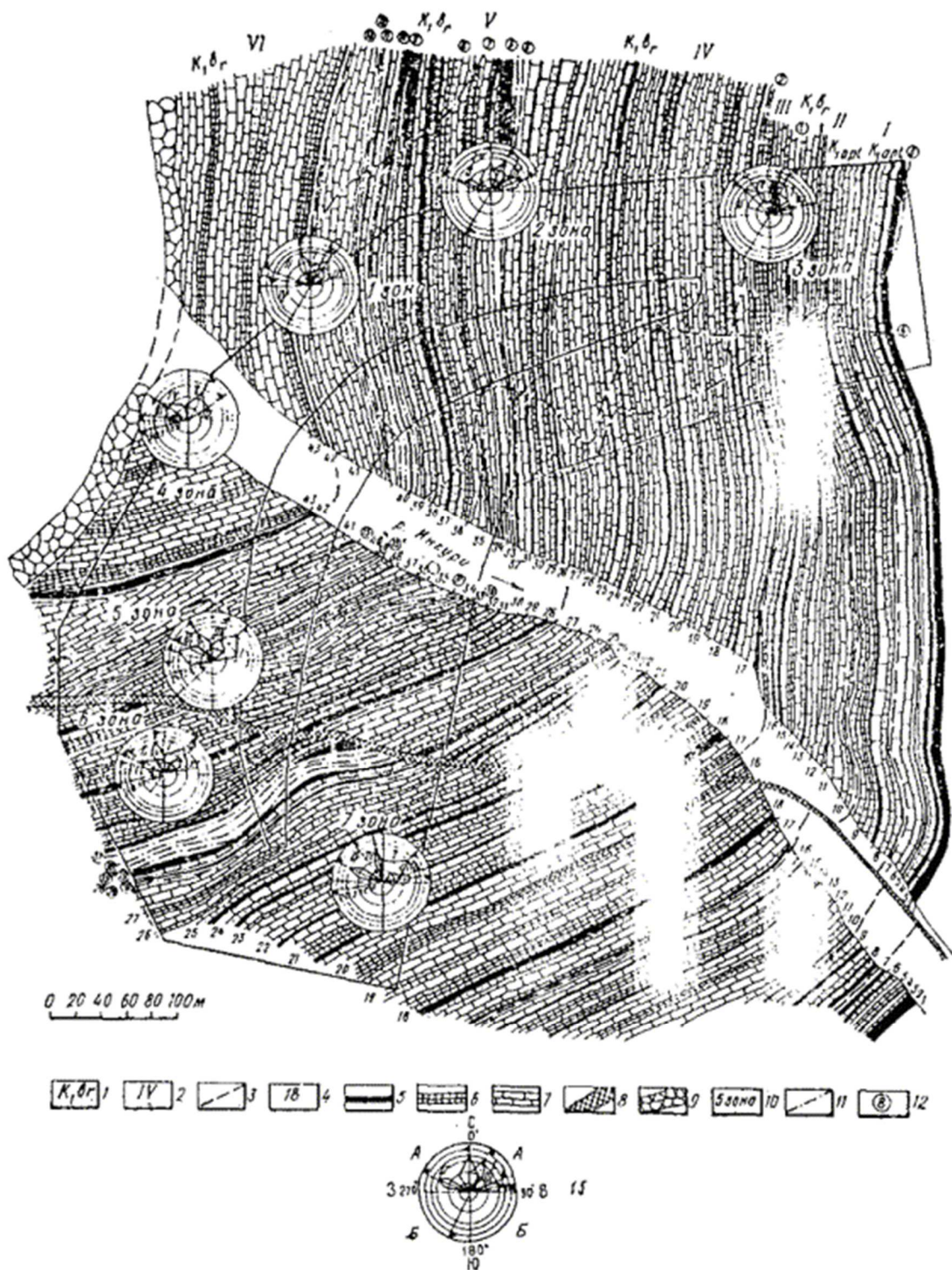


Рис. 21. Геоструктурная схема участка плотины Ингури ГЭС

1 - геологический индекс; 2 - номер пачки; 3 - граница между пачками; 4 - номер ритма; 5 - тонкослоистые карбонатные породы (0,1÷0,4 м); 6 - среднеслоистые карбонатные породы (0,4÷1,0 м); 7 - толстослоистые карбонатные породы (1,0÷2,0 м и 2,0 м); 8 - главный правобережный разлом; 9 - зона дробления пород; 10 - зона трещиноватости в пределах оконтуренного участка; 11 - тектоническая трещина (номерная); 12 - номер трещины; 13 - диаграмма-роза; А - трещиноватости; Б - тектонических разрывных нарушений; а - угол и направление падения; б - азимут простирания трещин или тектонических разрывных нарушений.



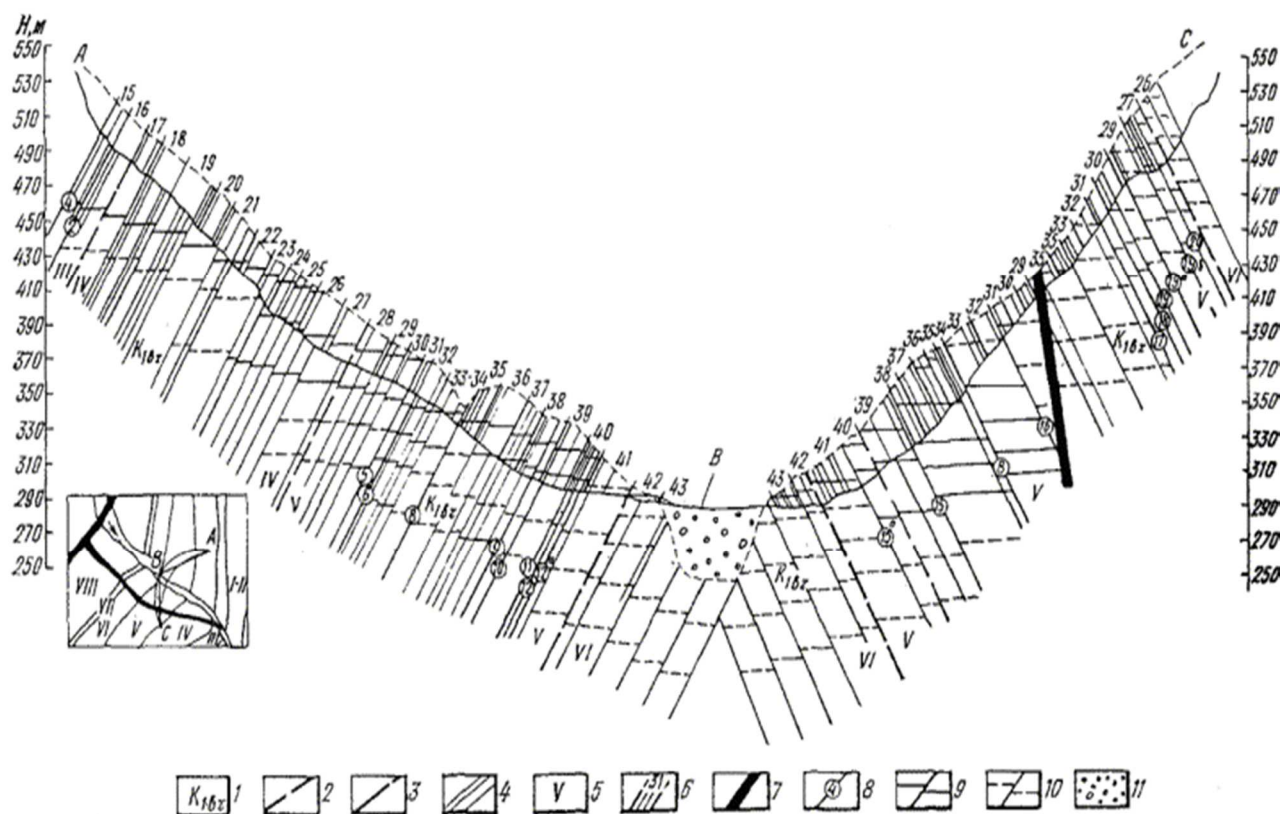


Рис. 22. Геоструктурный разрез по линии А - В - С (к схеме зонально-блочного строения основания Ингури ГЭС)

1 - геологический индекс; 2 - граница между пачками; 3 - граница между ритмами; 4 - граница между слоями разной мощности; 5 - номер пачки; 6 - номер ритма; 7 - главный правобережный разлом; 8 - номерная трещина; 9 - кулисообразное развитие трещин, установленное; 10 - то же, предполагаемое; 11 - аллювиальные отложения.

Выделенные в сводном разрезе карбонатной толщи (мощность 500 м) 42 ритма подразделяются на 6 типов в зависимости от сочетания пластов в разрезе ритмов:

1 тип - преобладают пласты $H < 0,4$ м, реже $H = 0,4 - 1,0$ м, средний объем блоков $\bar{V}_{\text{ЭПБ}} = 8 \text{ дм}^3$;

2 тип - преобладают пласты $H = 0,4 - 1,0$ м, реже $h < 0,4$ м, $\bar{V}_{\text{ЭПБ}} = 260 \text{ дм}^3$;

3 тип - равное соотношение пластов $h = 0,4 - 1,0$ м и $h = 1 - 2$ м, $\bar{V}_{\text{ЭПБ}} = 740 \text{ дм}^3$;

4 тип - преобладают пласты $h = 1 - 2$ м, $\bar{V}_{\text{ЭПБ}} = 2400 \text{ дм}^3$;

5 тип - преобладают пласты $h > 0,4$ м и частично $h = 2 - 3$ м; $\bar{V}_{\text{ЭПБ}} = 7500 \text{ дм}^3$;

6 тип - преобладают пласты $h = 2 - 3$ м, причем пласты $h < 0,4$ м отсутствуют, $\bar{V}_{\text{ЭПБ}} = 10000 \text{ дм}^3$.

Одним из главных структурных элементов на участке плотины является правобережный взбросо-сдвиг (разлом III порядка), относящийся к оперению регионального Ингиришского разлома (II порядка), расположенного в 1 км западнее данного участка. Правобережный взбросо-сдвиг имеет субширотное простирание с падением на юг под углом $75 - 80^\circ$, амплитуда смещения в плане $70 - 80$ м и по вертикали порядка $70 - 100$ м, длина его превышает 1 км, мощность зоны сместителя $2 - 9$ м. Этот разлом делит массив основания плотины на два структурно-тектонических блока: южный блок А (приподнятый) и



северный блок Б (опущенный). Менее крупные тектонические нарушения IV - VI порядков: межформационные и межпластовые срывы и сдвиги по напластованию (№№ 1 - 20), а также пологонаклонные зоны учащенных трещин отрыва, развитые кулисообразно между ритмами пластов. На участке выделены 6 систем трещин:

1 - трещины скола, азимут простирания АП = 25 - 50°, падение на ЮВ, угол падения УП = 55 - 65°;

2 - трещины отрыва, АП = 295 - 35°, падение на СЗ - СВ, УП = 50 - 80°;

3 - трещины отрыва, АП = 290 - 350°, падение на ЮЗ, УП = 20 - 60°;

4 - трещины отрыва, АП = 20 - 90°, падение на С - СЗ, УП = 15 - 50°;

5 - трещины скола, АП = 345 - 360°, падение на СВ, УП = 50 - 65°;

6 - трещины скола, АП = 60 - 80°, падение на ЮВ, УП = 60 - 80°.

В зонах приразрывного кливажа тектонических нарушений трещины всех систем учащены, искажены по своему залеганию и приоткрыты. В этих зонах отмечаются процессы доломитизации в известняках и раздоломичивания в доломитах, следствием чего является присутствие в полостях трещин карбонатной и доломитовой муки, особенно сильно развитой в зоне пластовых смещений и срывов №№ 17 - 20 в блоке А, вблизи правобережного разлома. Зона дробления последнего достигает мощности 17 м, а зона оперения - до 100 м с каждой стороны. Зона дробления тектонических нарушений IV - VI порядков имеет мощность 0,1 - 2,0 м. Большинство межформационных и межпластовых смещений (62 %) отвечает контактам маломощных (менее 0,4 м) и мощных пакетов пластов соседних ритмов.

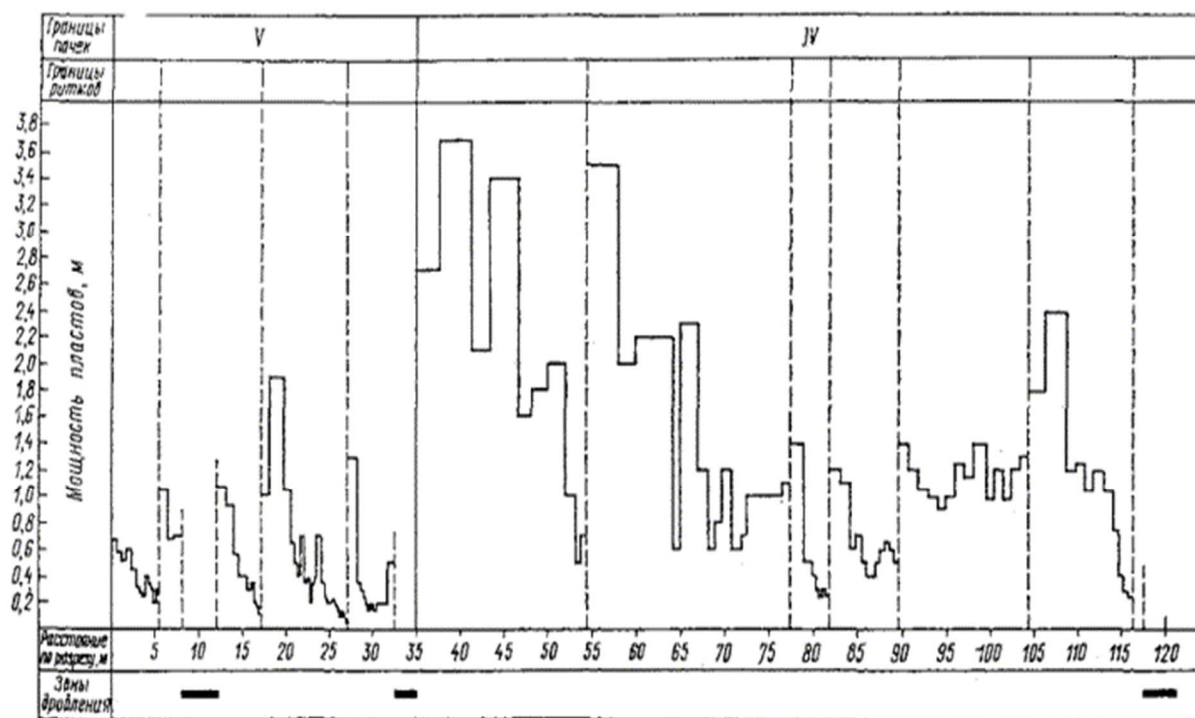


Рис. 23. Изменение мощности пластов известняков по размеру в основании плотины Ингури ГЭС.



Все эти особенности геологического строения определяют закономерности развития мелких тектонических трещин, определяющих неоднородность и анизотропию массива по водопроницаемости.

Сечение массива моноклиальной структуры на данном разрезе имеет дугообразную форму, поэтому границы пачек пластов на нем имеют падение в сторону бортов долины, вырисовывая ложную антиклиналь несколько асимметричной формы в связи с продольной ундуляцией (перегибом пластов) южного крыла действительной антиклинали.

Последовательность учета особенностей геологического строения массива при составлении модели водопроницаемости

При сравнительно ограниченном числе определений интервальных значений водопроницаемости (300 значений) статистическая обработка этих данных с учетом геоморфологических и объемных генетических элементов массива (рис. 10) показала существенное различие водопроницаемости вблизи правобережного разлома, в зонах тектонических нарушений IV - VI порядков и ритмов разных типов. Это различие достигает двух - трех порядков (рис. 24). При этом обращает на себя внимание заметное снижение водопроницаемости ритмов с мощными пластами известняков по сравнению с ритмами, сложенными тонкими пластами тех же пород, отмечаемое для всех глубин опытных интервалов нагнетаний. Эта особенность указывает на развитие трещиноватости в зонах контактов ритмов, вызванное смещениями по напластованию мощных пластов по пакетам тонких пластов.

Последовательность методических этапов интерпретации можно проследить на четырех вариантах одного и того же разреза по дуге арочной плотины Ингури ГЭС. Эти варианты отражают различную степень детальности учета особенностей геологического строения массива и влияния на породы процессов выветривания и разгрузки естественных напряжений.

Вариант I (рис. 25) учитывает при интерпретации только влияние процессов выветривания и разгрузки на водопроницаемость массива. Интерполяция фактических значений q и снятых с графиков $q(h)$ (рис. 12, «массив в целом») способом изолиний с градацией величины q в один порядок выявила развитие пологонаклонных зон повышенной водопроницаемости, примерно согласных с рельефом дневной поверхности и частично совпадающих с пологонаклонными зонами трещин отрыва IV системы. Полученный разрез характерен для зонально-слоистых упрощенных моделей водопроницаемости, наиболее часто встречающихся в практике инженерно-геологического обоснования проектов плотин на скальных основаниях.

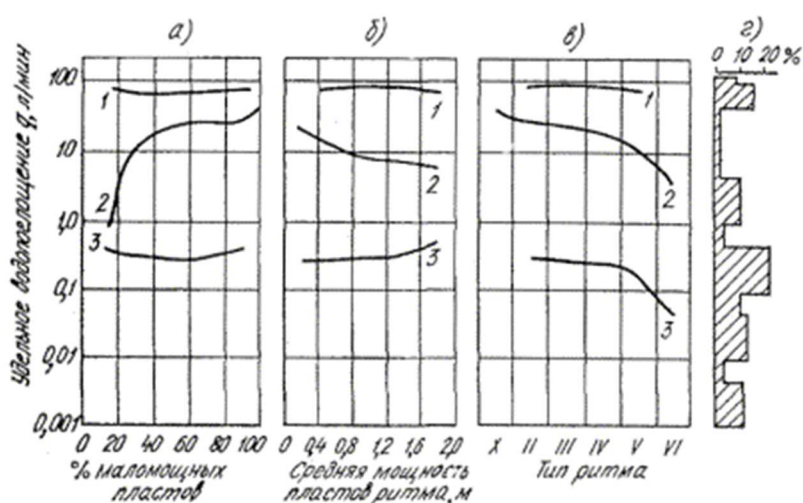


Рис. 24. Связь водопроницаемости (q) известняков основания Ингури ГЭС с характеристиками их структуры



a - связь *q* с содержанием маломощных пластов известняка в ритмичной толще (в %); *b* - связь *q* со средней мощностью пластов ритма (0÷2,0 м); *v* - связь *q* с типами (I - VI) ритмов; *z* - распределение значений *q* в %
1 - тектонические нарушения; 2 - мелкие трещины и тектонические нарушения; 3 - мелкие трещины в массиве, вне тектонических зон.

Вариант II (рис. 26) учитывает при интерпретации только повышенную водопроницаемость тектонических нарушений и лишь частично влияние процессов выветривания и разгрузки пород. Полученная при соблюдении правил интерполяции схема водопроницаемости явно противоречит варианту I. Ввиду преимущественного развития в данном массиве тектонических смещений по напластованию, связанная с ними повышенная водопроницаемость обрисовала (в виде изолиний значений *q*) контуры этих зон, а также пологонаклонных зон учащенной трещиноватости III - IV систем.

Вариант III (рис. 27) обобщает варианты I и II, отражая более сложную картину неоднородности водопроницаемости. Одновременно он свидетельствует о локальных усложнениях рисунка изолиний *q* вблизи скважин с данными опытно-фильтрационных работ. Между скважинами рисунок изолиний *q* упрощается в связи с тем, что средние значения *q*, снятые с графиков *q(h)*, естественно, не отражают локальные неоднородности ритмов известняков. В случае учета границ 42 ритмов, выделенных при послойном изучении сводного литолого-стратиграфического разреза, можно детализировать по водопроницаемости пространство между скважинами, опираясь на детальную геоструктурную схему. Однако, как правило, такая детализация оказывается излишней, а для практических задач моделирования и расчетов может быть использован разрез водопроницаемости с укрупненными элементами неоднородности (**вариант IV**, рис. 28). При составлении этого варианта обязательно участие, наряду с инженерами-геологами, гидротехников и специалистов, проводящих экспериментальные фильтрационные исследования методом моделирования.



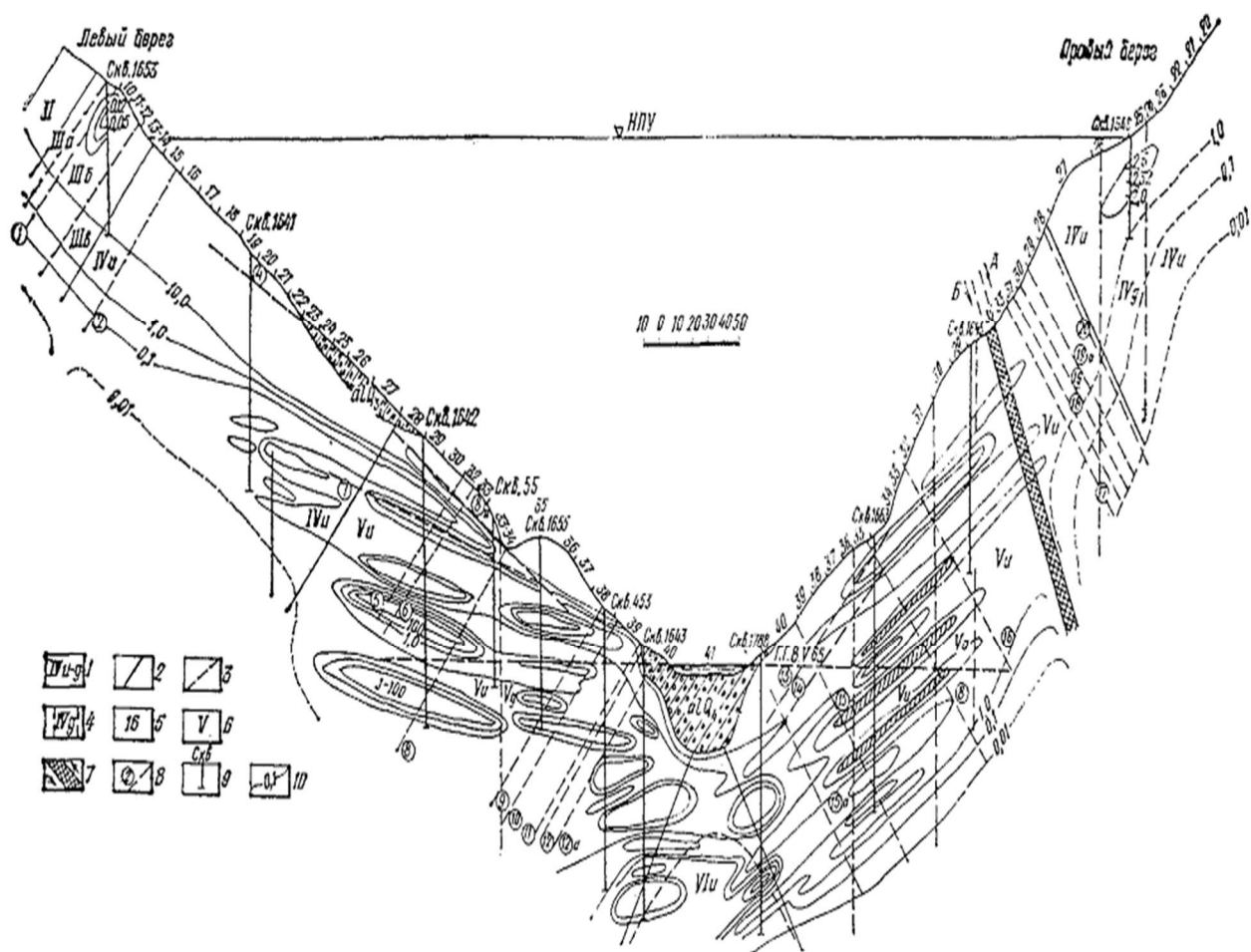


Рис. 25. Фрагмент модели водопроницаемости скального массива. Вариант I - интерпретация с учетом влияния процессов разгрузки и выветривания

1 - литолого-стратиграфические пакеты и горизонты нижнего мела (К), известняки (IV-и) и доломиты (IV-д); 2 - границы пакетов; 3 - границы горизонтов доломитов; 4 - контуры доломитизации; 5 - тектонические нарушения V - VII порядков; 6 - типы ритмов по мощности пластов пород; 7 - правобережный взбросо-сдвиг III порядка; 8 - тектонические нарушения V - VII порядков; а - № 8 - межформационный срыв V порядка; б - 1, 2, 5, 6, 9, 10, 11, 12, 15, 16, 17, 18, 19, 20 - сдвиги по пластованию VI - VII порядков; в - 4, 7, 8а, 13, 14 - пологонаклонные тектонические смещения по трещине отрыва VII порядка; 9 - интервалы опробования угольных водопоглощений (л/мин); 10 - изолинии водопроницаемости (q - 0,01; 0,1; 1,0; 10; 100 л/мин).



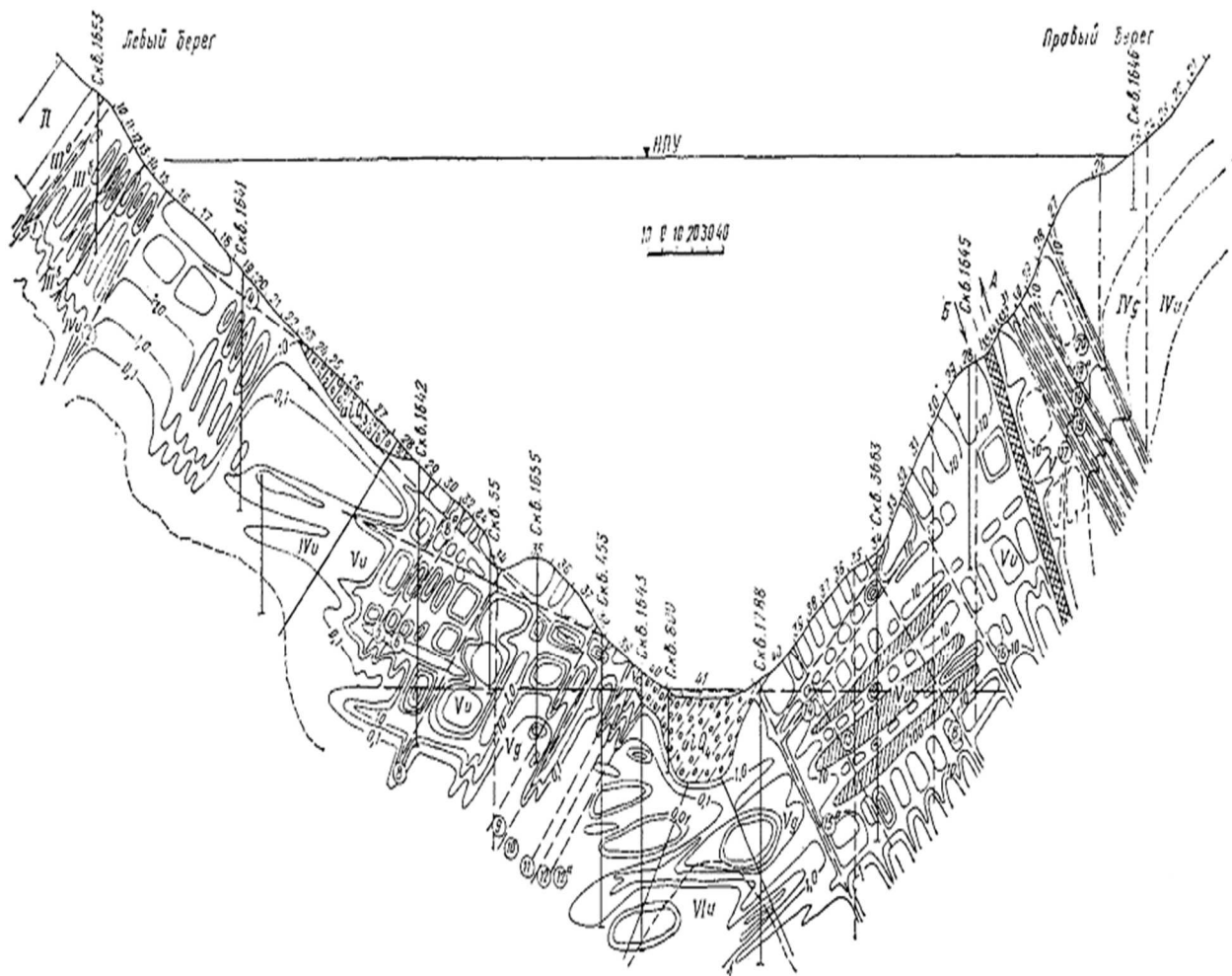


Рис. 27. Фрагмент модели водопроницаемости скального массива. Вариант III - интерпретация, объединяющая варианты I и II



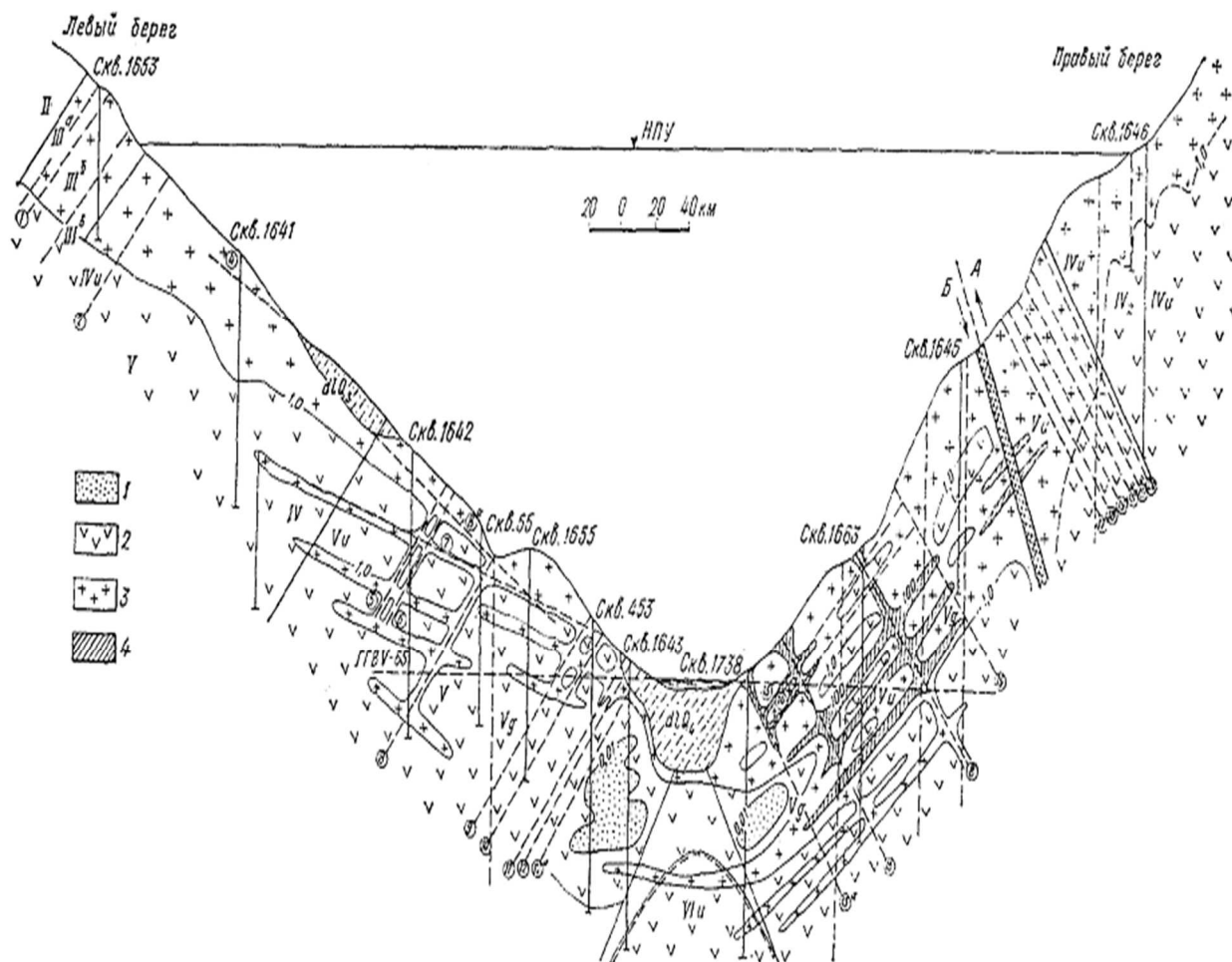


Рис. 28. Фрагмент модели водопроницаемости скального массива. Вариант IV - схематизация для проектирования и модельных исследований фильтрационного контура плотины

1 - $q < 0,01$ л/мин; 2 - $q = 0,01 - 1,0$ л/мин; 3 - $q = 1,0 - 100$ л/мин; 4 - $q > 100$ л/мин.

Фрагмент модели водопроницаемости основания плотины Стрыйского гидроузла

Гидроузел проектируется на р. Стрый в зоне развития Карпатского терригенного флиша верхнемелового возраста. Основание гидроузла сложено переслаивающимися песчаниками и аргиллитами, в меньшей степени алевролитами и гравелитами. Для этого района характерно развитие так называемых скибовых структурных форм, обусловленных системой взбросов и надвигов разных порядков и сопряженных с ними сбросов и сдвигов. В разрезе флиша выделяются три типа пачек слагающих их пород:

- 1) с преобладанием песчаников (средние значение \bar{q}_a в интервале глубин от 5 до 100 м снижаются от 0,3 до 0,01 л/мин);
- 2) с преобладанием аргиллитов (соответствующие \bar{q}_a снижаются от 1,8 до 0,02 л/мин);
- 3) с примерно равномерным чередованием песчаников и аргиллитов (соответствующие \bar{q}_a снижаются от 5,0 до 0,023 л/мин).

В зонах тектонических нарушений и мелких складок водопроницаемость тех же пород повышается на 1,0 - 1,5 порядка величин. Исходя из установленных закономерностей изменения водопроницаемости с глубиной и опираясь на сравнительно небольшое число



поинтервальных нагнетаний воды в скважины (около 140 опытов), был составлен разрез по оси плотины в показателях водопроницаемости (рис. 29). При составлении этого разреза использованы также данные сейсморазведки, позволившие расчленить разрез на подзоны различного влияния выветривания и разгрузки пород в массиве.

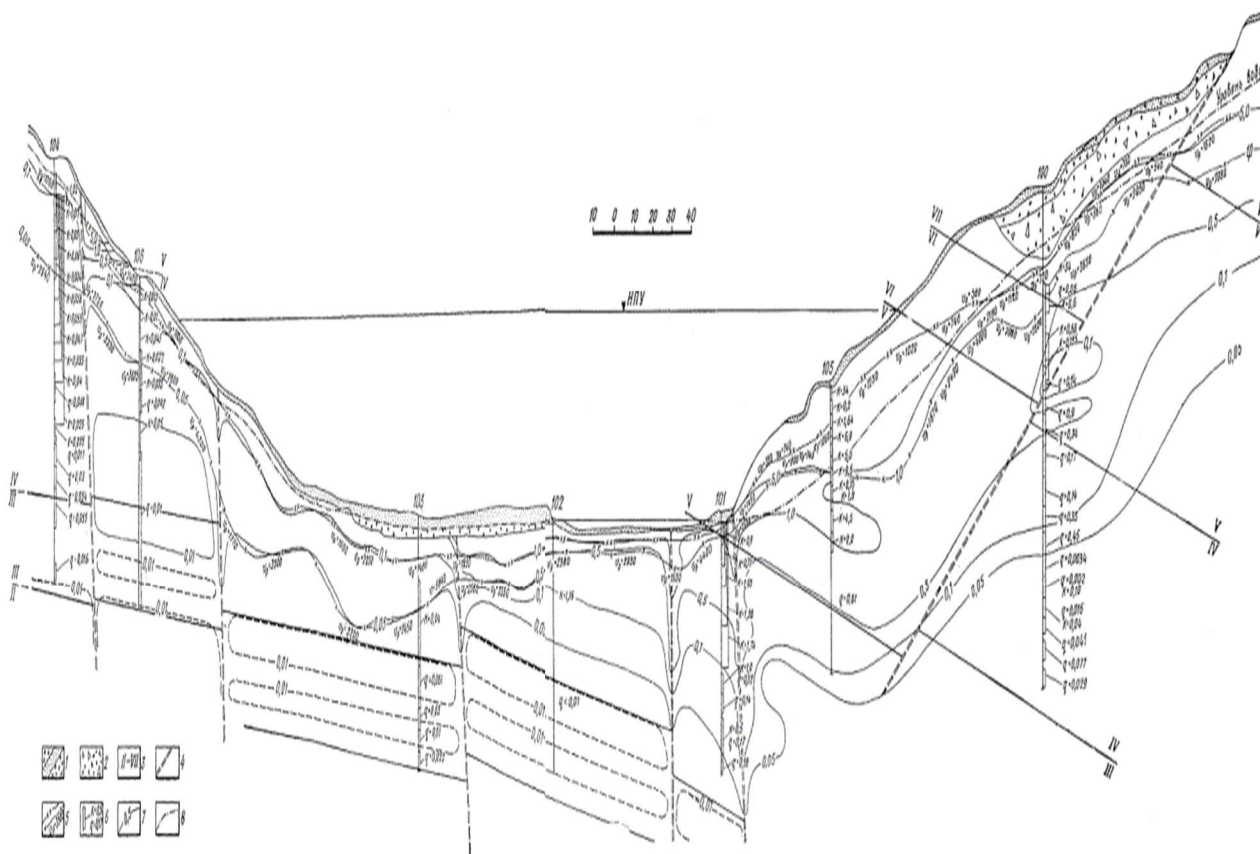


Рис. 29. Фрагмент модели водопроницаемости массива основания плотины Стрыйского гидроузла

1 - аллювий; 2 - тело оползня пород флиша; 3 - номера пачек пород флиша; 4 - тектонические нарушения; 5 - зоны сохранности пород флиша по данным сейсморазведки; значения v_p , км/с; 6 - интервалы опытных нагнетаний воды в скважины, значения коэффициента фильтрации K_f и удельного водопоглощения q ; 7 - изолинии q ; 8 - уровень воды.

Фрагмент модели водопроницаемости основания плотины Красноярской ГЭС

Основание плотины Красноярской ГЭС сложено гранитами Шумихинского интрузивного комплекса, вытянутого в широтном направлении и представленного двумя структурными разновидностями, различающимися по крупности зерна. Мелкозернистые граниты слагают большую часть основания в русле и правобережном примыкании, среднезернистые граниты развиты в левой части русла и левобережном примыкании. Граниты прорваны серией магматических жил в основном северо-западного простирания с крутым падением. Они представлены инъекциями сиенитов, вогезитов и порфиритов. Большинство контактов жильных тел с вмещающими их гранитами сорваны тектоническими нарушениями разных порядков типа сбросо-сдвигов, ориентированными примерно параллельно жильным телам. Наиболее крупное тектоническое



нарушение IV порядка, пересекающее долину р. Енисей под острым углом к оси плотины, именуется главной тектонической зоной.

В массиве основания выделены следующие структурно-петрологические элементы:

1. СПБ мелкозернистых гранитов вне зон влияния тектонических нарушений.
2. СПБ среднезернистых гранитов вне зон влияния тектонических нарушений.
3. Контакты жил порфирита и сиенита.
4. Участок III - между главной тектонической зоной и группой порфиритовых жил.
5. Главная тектоническая зона - приразрывный кливаж.
6. Участок II между главной тектонической зоной и сиенитовой жилой.
7. Участок IV - юго-западная часть группы порфиритовых жил.
8. Участок I - северо-восточнее сиенитовой жилы.

Статистическая обработка графиков $q(h)$ применительно к указанным типам структурно-петрологических элементов (рис. 12, д) свидетельствует о сильной водопроницаемости главной тектонической зоны и контактов жил порфиритов, вогезитов и особенно сиенитов. Влияние тектонических нарушений и жильных тел сказалось и на повышенной водопроницаемости гранитов обоих видов. Характер кривых $q(h)$ (рис. 12, д) выявил значительную мощность подзоны «Б» - сильного влияния разгрузки и выветривания (порядка 40 - 65 м), с водопроницаемостью в десятки - сотни литров в минуту на участках главной тектонической зоны и сиенитовой жилы. Для остальных частей массива для тех же глубин (40 - 65 м) значения $q = 1 - 10$ л/мин; глубже (в интервале 65 - 100 м) - $q = 0,1 - 1$ л/мин.

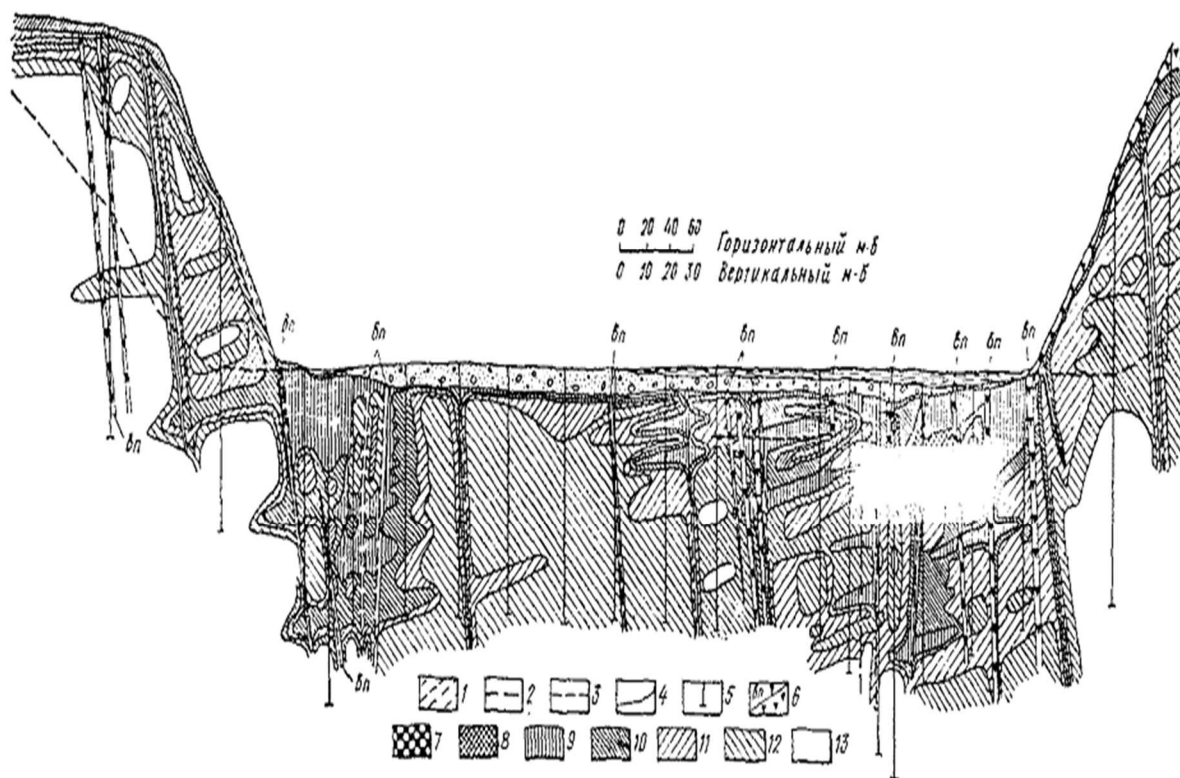


Рис. 30. Фрагмент модели водопроницаемости скального основания Красноярской ГЭС

1 - тектонические зоны; 2 - пологие трещины; 3 - уровень подземных вод; 4 - границы распространения зон различной водопроницаемости; 5 - удельное водопоглощение, л/мин; 6, а - жилы вогезитов и порфиритов; б, б - жилы сиенита; 7 - 13 - зоны различной водопроницаемости (q , л/мин); 7 - > 200 л/мин; 8 - $200 \div 100$ л/мин; 9 - $100 \div 10$ л/мин; 10 - $10 \div 1,0$ л/мин; 11 - $1,0 \div 0,1$ л/мин; 12 - $0,1 \div 0,01$ л/мин; 13 - $< 0,01$ л/мин.



Указанные особенности распределения водопроницаемости потребовали применения уплотняющей цементации основания на глубину до 40 м, а в зоне главного тектонического нарушения и глубже.

Интерпретация результатов опытно-фильтрационных работ выявила наличие приоткрытых трещин пластовой отдельности почти на всю глубину разведки (до 100 м), причем в зоне влияния главного тектонического нарушения на глубине 30 - 40 м значения $q = 100 - 200$ л/мин. При вскрытии котлована обнаружены пологие трещины пластовой отдельности с шириной раскрытия, измеряемой сантиметрами. В подрусловой части долины такие приоткрытые трещины пластовой отдельности нередко оказывались хорошо промытыми без заполнителя в виде мелкозема, характерного для бортов долины.

Характер фильтрационной неоднородности скального основания Красноярской ГЭС отражен на разрезе по оси плотины (рис. 30). На этом рисунке знаком «вп» отмечены жилы вогезитов и порфиритов, а знаком «с» - жила сиенита. Данный разрез подтверждает глубокое залегание относительного водоупора, условно принимаемого по изолинии $q = 0,01$ л/мин, который при реализованной глубине разведки порядка 100 м в ряде случаев не достигнут. Это показывает, что противофильтрационная цементационная завеса на глубину порядка 70 м имеет характер висячей, хотя, как показал опыт эксплуатации Красноярской ГЭС, и является достаточно эффективной.

Приведенные выше фрагменты моделей водопроницаемости скальных массивов как оснований плотин иллюстрируют возможность достаточно подробной характеристики их фильтрационной неоднородности. Необходимо отметить, что для исследований на моделях, используемых при проектировании подземного контура плотин, требуется не только составление подобных разрезов (как поперечных, так и продольных по отношению к долине реки), но и погоризонтные срезы на различных отметках. На основе этих материалов возможно построение пространственных физических моделей водопроницаемости, охватывающих в плане не только основание, но и область обходной фильтрации в бортах долины реки.

Помимо приведенных выше разрезов водопроницаемости, примеры различных подходов (САО Гидропроекта и ВНИИГа) к схематизации для одного и того же объекта (Чарвакская ГЭС), разрезы и срезы водопроницаемости скальных оснований (Саяно-Шушенская ГЭС и Константиновский гидроузел) приведены в Приложении 3, где обсуждаются вопросы о путях сосредоточенной фильтрации и зонах возможной суффозии.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

УСЛОВИЯ ФИЛЬТРАЦИИ В СКАЛЬНЫХ МАССИВАХ

Движение подземных вод в скальных массивах

Фильтрационными исследованиями скальных массивов установлено [36, 51, 56 и др.] следующее:

- в большинстве случаев фильтрация в трещиноватых скальных массивах соответствует ламинарному режиму;
- в зависимости от геометрии пространственной сети трещин, шероховатости их стенок и от действующего напорного градиента встречаются случаи турбулентного режима;
- критический напорный градиент, при котором происходит изменение режима потока в скальных породах, определяется формулой (1.3);
- для оценки влияния шероховатости стенок трещин на гидравлическое сопротивление рекомендуется использовать два параметра (A и B), соответственно для ламинарного и турбулентного режимов фильтрации (табл. 1-1).



Классификация трещин по степени шероховатости их стенок [51]

| Характеристика шероховатости | Морфологический параметр шероховатости | Гидравлические параметры шероховатости, см | |
|------------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------------|--------------|
| | | A | B |
| Практически гладкие стенки | 1,004 | 0,02 | 0,03 |
| Малая шероховатость | 1,004 - 1,02 | 0,02 - 0,1 | 0,03 - 0,068 |
| Пониженная шероховатость | 1,02 - 1,05 | 0,1 - 0,25 | 0,068 - 0,42 |
| Средняя шероховатость | 1,05 - 1,1 | 0,25 - 0,5 | 0,42 - 1,7 |
| Повышенная шероховатость | 1,1 - 1,2 | 0,5 - 1,0 | 1,7 - 6,8 |
| Высокая шероховатость | более 1,2 | более 1,0 | более 6,8 |

Гидравлические сопротивления установившемуся движению воды в трещинах (по В.Н. Жиленкову)

На основании градиент-скоростных характеристик (рис. 1-1), полученных при изучении процесса фильтрации воды в трещинах с различным раскрытием δ и разной шероховатостью их стенок, установлено, что средние скорости движения воды в трещинах при ламинарном режиме

$$v_{\pi} = \frac{Jg \delta^2}{12\nu(1 + A/\delta)}, \quad (1.1)$$

при турбулентном режиме

$$v_{\tau} = 10 \sqrt{\frac{Jg \delta}{1 + B/\delta}}. \quad (1.2)$$



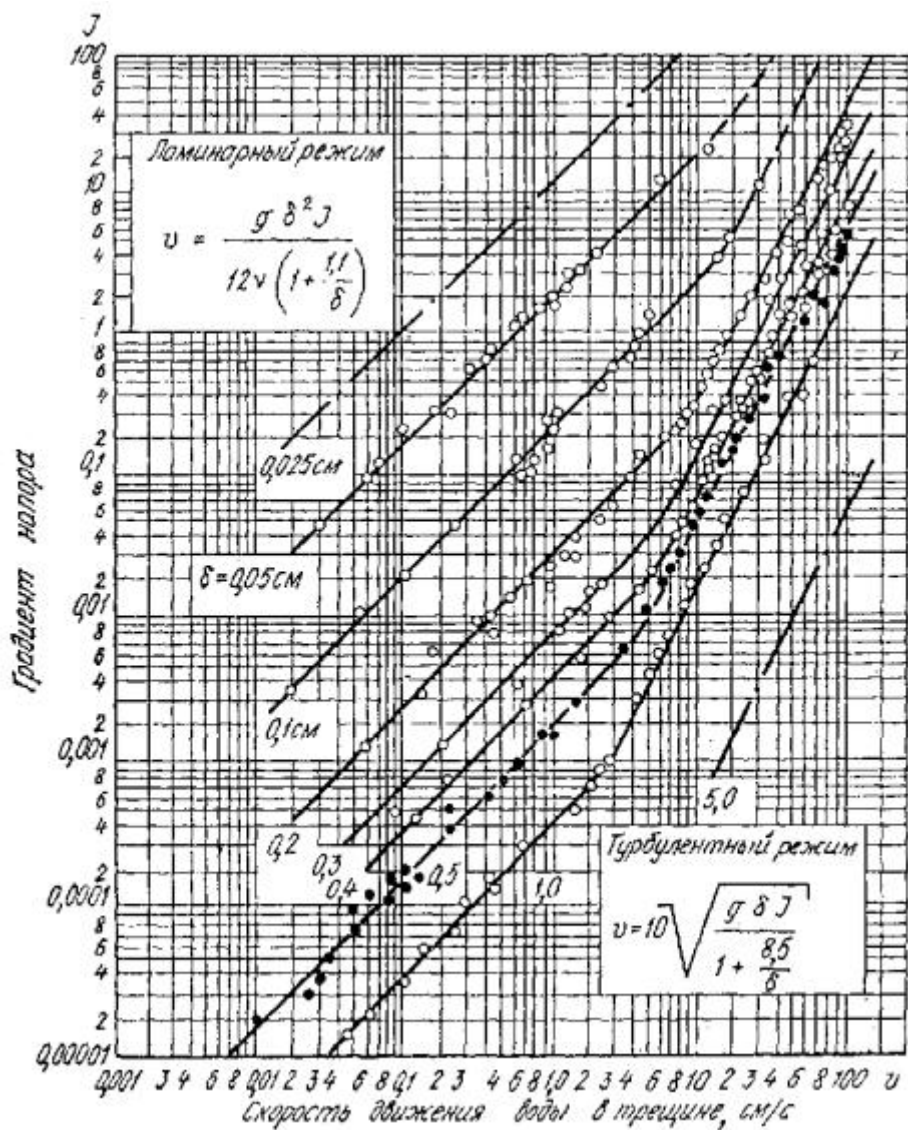


Рис. 1-1. Градиент-скоростные характеристики потока воды в трещинах с шероховатыми стенками (образец из бетона на гранитном щебне крупностью 15 - 20 мин), при $A = 1,1$ см и $B = 8,5$ см. Температура воды 20°C (по В.Н. Жиленкову)

Важнейшей особенностью процесса фильтрации воды в трещинах является то, что при возрастании градиента напора сверх так называемого «критического» его значения ламинарный режим сравнительно быстро сменяется турбулентным. Выражения критических градиента напора и скорости течения воды в трещине следующие:

$$J_{\text{кр}} = 1,44 \cdot 10^4 \frac{v^2 (1 + A/\delta)^2}{g \delta^3 \sqrt{1 + B/\delta}}, \quad (1.3)$$

$$v_{\text{кр}} = 1,2 \cdot 10^3 \frac{\gamma}{\delta} \frac{1 + A/\delta}{\sqrt{1 + B/\delta}}. \quad (1.4)$$

Из (1.3) следует, что при увеличении раскрытия очень тонких трещин, для которых параметры A и B много больше δ , критический градиент быстро уменьшается, практически обратно пропорционально четвертой степени раскрытия трещины. Соответственно, критическое число Рейнольдса



$$Re_{кр} = \frac{v_{кр} \delta}{2\nu} = \frac{g \delta^3}{24\nu^2(1 + A/\delta)} J_{кр} = 600 \frac{(1 + A/\delta)}{\sqrt{1 + B/\delta}} \quad (1.5)$$

Характер изменения $Re_{кр}$ в зависимости от гидравлического параметра шероховатости A показан на рис. 1-2.

Гидравлические параметры A и B трещины можно определить по двум точкам на градиент-скоростной характеристике:

в области ламинарного режима

$$A = \frac{g \delta^3}{12\nu} \frac{J_{л}}{v_{л}} - \delta = \left(\frac{g \delta^2}{12\nu} \frac{J_{л}}{v_{л}} - 1 \right) \delta \quad (1.6)$$

в области турбулентного режима

$$B = 100 g \delta \frac{J_{т}}{v_{т}^2} - \delta = \left(100 g \frac{J_{т}}{v_{т}^2} - 1 \right) \delta \quad (1.7)$$

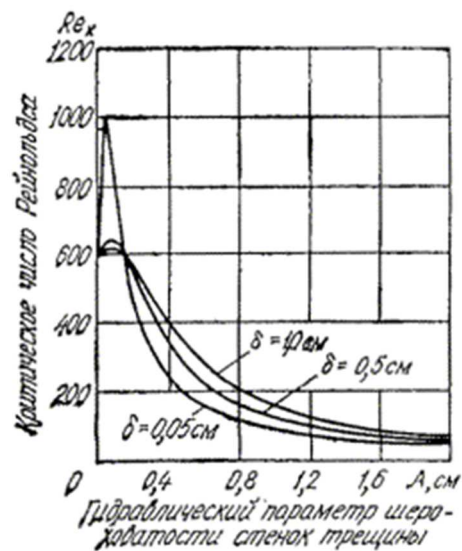


Рис. 1-2. Графики изменения критического числа Рейнольда потока воды в трещине в зависимости от гидравлического параметра шероховатости ее стенок (при $t_b = 20^\circ\text{C}$) (по В.Н. Жиленкову)

В закарстованных породах турбулентное движение часто развивается при небольших градиентах напора. Для свободных потоков воды и вблизи подошвы зоны аэрации закарстованных пород и для «подвешенных» закарстованных горизонтов характерно турбулентное движение.

В скальных трещиноватых породах с трещинами различного раскрытия и проводимости переход от ламинарного режима к турбулентному постепенный, так как турбулентное движение развивается сначала в трещинах с большим раскрытием.

У пород с одинаковыми параметрами трещин переход от одного режима к другому может быть резким без выраженной промежуточной зависимости. В природе подобные породы встречаются редко. К ним могут быть отнесены некоторые основные эффузивы четвертичного возраста, базальты и закарстованные породы с незаполненными карстовыми каналами.

Условия суффозии рыхлого и связного заполнителя полостей трещин и карста



Естественный или преобразованный в результате строительства фильтрационный поток, воздействуя на заполнитель трещин или других пустот, может, с одной стороны, размыть, растворить, вынести его на поверхность или перераспределить в трещиноватой среде массива. С другой стороны, незаполненные полости могут быть заcolmатированы привнесенным извне песчано-глинистым материалом или «залечены» выпавшими из раствора минеральными новообразованиями.

Следствием перечисленных взаимоположенных процессов - суффозии и кольматации, растворения и выпадения из растворов осадков, в скальных массивах могут быть существенные изменения условий фильтрации. В этом плане особенно большое значение имеет суффозия рыхлого и связного минерального заполнителя трещин, поскольку этот процесс, в отличие от растворения, может происходить довольно быстро.

Условия возникновения суффозии определяются наличием соответствующих физико-механических, химических и гидравлических факторов. К первым из них относятся физико-механические и химические свойства заполнителей, которые во многом зависят от генезиса материала, заполняющего трещины и другие пустоты.

Фильтрационно-прочностные типы заполнителей и взаимосвязь их с генезисом и другими природными компонентами

Собственно минеральный заполнитель с точки зрения водоустойчивости и фильтрационной прочности можно разделить на две основные группы.

1. Заполнитель, цементирующий породу настолько, что практически трещина залечивается полностью равнопрочным материалом. Примером такого заполнителя являются жилы магматических пород, пегматитовые, аплитовые и т.п. в любых вмещающих их породах, метасоматические жильные образования, например, кальцитовые жилы в известняках и т.п.

2. Заполнитель, не цементирующий породу в зоне трещин. К таким заполнителям относятся некоторые породы тектонического происхождения, корочки разных минералов-продуктов; выветривания типа железистых и марганцевых соединений, привнесенный рыхлый материал аллювиально-делювиального или аллювиального происхождения, который в разной степени закупоривает полости открытых трещин, в той или иной мере препятствуя движению по ним воды.

Распространение отдельных типов заполнителей находится в зависимости от целого ряда геологических, геоморфологических, гидрогеологических и климатических факторов. В табл. 1-2, составленной на генетической основе, заполнители трещин и карстовых полостей классифицированы по их фильтрационной прочности.

С этой точки зрения среди цементирующих заполнителей выделяются сильно- и слабодорастворимые, водонерастворимые и термонеустойчивые, а нецементирующие рассматриваются как потенциально способные к механической суффозии. Далее наиболее часто встречаемые генетические различия заполнителей группируются в пределах выделенных типов, указываются наиболее распространенные составы пород, степень однородности, отражаются взаимосвязи с зонально-блочным строением массива, зонами выветривания, геоморфологией, климатом и гидрогеологическими условиями. Приводится качественная оценка суффозионной устойчивости.

Для оценки фильтрационной прочности материала практическое значение имеет группа потенциально суффозионных нецементирующих породу заполнителей. Для них характерны следующие взаимосвязи с различными природными условиями и строением скальных массивов.

Взаимосвязи с зонально-блочным строением, выражающимся в преимущественном развитии этих заполнителей в зонах тектонических нарушений и в меньшей степени в мелких трещинах в зависимости от степени раскрытия полостей в подзонах разгрузки естественных напряжений и физико-химического выветривания. Кольматация трещин имеет



место в основном в подзонах А и Б, в меньшей степени - в подзоне В и практически отсутствует в условно сохранных породах подзоны Г. В зонах тектонических нарушений кольматаж подзон сместителя перетертый материалом продолжается и в подзоне Г, так как его развитие ограничивается размерами самого тектонического нарушения.

Таблица 1-2

Предварительная классификация заполнителей полостей трещин и карстовых полостей в скальных основаниях гидротехнических сооружений

| Типы заполнителей по фильтрационной прочности | Цементирующие породы | | | Термонеустойчивые, способные к механической суффозии | Нецементирующие породы рыхлые и связные | | | | | | | Способны к перемещению в зависимости от вязкости | |
|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|----------------|--------------------------------|---------|--------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| | Нерастворимые в воде | Водорастворимые, способные к химической и механической суффозии | | | способны к механической суффозии | | | | | | | | |
| | | слабо | сильно | | образованные на месте | | привнесенные извне | | | | | | |
| Генетические группы заполнителей | Жилы магматические, метасоматические и гидротермальные | Жилы гидротермальные и гидатогенные | Жилы и вкрапления гидатогенные | Жилы и вкрапления криогенные | Тектонические | Элювиальные | Дельтавиальные | Аллювиальные | Проллювиальные | Ледниковые и флювиогляциальные | Эоловые | Каустобиолиты | |
| Литологический состав заполнителей | Жильные магматические породы. Рудные и безрудные жилы, кварцевые и из других нерастворимых в воде минералов. Вторичные жилки, заполненные водонерастворимыми минералами: хлоритами, эпидотом, | Жилы кальцита, арагонита, доломита и др. карбонатовых соединений в сочетании с хлоритами и сульфатами | Жилы ангидрита, гипса, каменной соли и др. растворимых в воде сульфатов и хлоридов | Чистый лед, цементный рыхлый заполнитель | Разные фракции брекчии трения смешанных пород различного состава | Дресва и глинистые минералы сапролитов: каолинит, монтмориллонит и др. Мука карбонатных пород Дресва и др. фракции продуктов выветривания разных пород | Галька, гравий, пески, супеси, суглинки, глины различного минералогического и гранулометрического состава, состоящие из перемещенных продуктов выветривания разных типов - бокситового, латеритового и др., характер которых определяется климатическими условиями. В аридном климате возможны вкрапления водорастворимых солей | | | | | Лессы, пески, мелкий фракций | Озокерит, битумы, нефти (в нефтеносных районах). Каменные угли и гумус в рыхлых и связных грунтах заполнителей |



| Типы заполнителей по фильтрационной прочности | Цементирующие породы | | | Термонеустойчивые, способные к механической суффозии | Нецементирующие породы рыхлые и связные | | | | Способны к перемещению в зависимости от вязкости | |
|--------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------------|--------------|--------------------------------------------------|--------------|
| | Нерастворимые в воде | Водорастворимые, способные к химической и механической суффозии | | | способны к механической суффозии | | | | | |
| | | слабо | сильно | | образованные на месте | привнесенные извне | | | | |
| | пальгорскитом, окислами и железа и т.п. | | Встречаются в виде включений в рыхлых и связных заполнителях | | | | | | | |
| Степень неоднородности заполнителей | Неоднородны в приконтактовых зонах вмещающих пород | Мономинальные, неоднородны; полиминальные, неоднородны | Жильные образования, чаще однородные. Вкрапления неоднородны | Часто неоднородны | Сильно неоднородны | Неоднородные несортированные | Менее неоднородные, более сортированные | Неоднородные | Сравнительно однородные | Неоднородные |
| Взаимосвязь с зонально-блочным строением массива | Влияют на характер зонально-блочного строения скальных массивов | | | Нецементирующие породы рыхлые и связные заполнители распространены на более значительную глубину в структурно-петрологических зонах (СПЗ), особенно в тектонических, и в меньшей степени в мелких трещинах СПЗ и СПБ. | | | | | Имеется | |
| Взаимосвязь с зоной разгрузки и выветривания | Влияют на процессы разгрузки и выветривания | | | Нецементирующие породы заполнители распространены преимущественно в подзонах А, Б, в меньшей степени в подзоне В и еще меньше в подзоне Г зоны влияния процессов разгрузки и выветривания | | | | | Озокерит и битумы в подзонах А - Г. Нефти глубже | |
| | | | | | | Отчетливые связи с формами рельефа | | | | |



| Типы заполнителей по фильтрационной прочности | Цементирующие породы | | Термонеустойчивые, способные к механической суффозии | Нецементирующие породы рыхлые и связные | | | | | | | Способны к перемещению в зависимости от вязкости |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------------------------------------------|----------------------------|---------------------------|------------------------------------|---------------------------------------------|------------------------|--------------------------------------------------|
| | Нерастворимые в воде | Водорастворимые, способные к химической и механической суффозии | | способны к механической суффозии | | привнесенные извне | | | | | |
| Взаимосвязь с геоморфологией | | слабо | сильно | В бортах долин рек. В руслах рек талики | образованные на месте | привнесенные извне | | | | | Явной связи не наблюдается |
| | Влияют на развитие рельефа | | | | | Влияют на развитие рельефа | В основном в бортах долин | В основном на склонах | Под террасами и реслами рек | В равнинных предгорьях | |
| Взаимосвязь с климатом | Не имеется | С аридным климатом в древности и в настоящее время | С арктическим и субарктическим климатом | Влияет на развитие рельефа | С влажным, умеренным, тропическим и субтропическим климатом | Не имеется | Не имеется | Преимущественно с аридным климатом | С арктическим на континентах и высокогорьях | С аридным климатом | Не имеется |
| Взаимосвязь с гидрогеологией | Влияют на гидрогеологические условия | | Нецементирующие породы заполнители распространены преимущественно в зоне аэрации, в меньшей степени в зоне колебаний зеркала грунтовых вод и еще меньше в зоне постоянного водонасыщения | | | | | | | Имеется | |
| Взаимосвязь с водопроницаемостью, деформируемостью и прочностью скальных массивов | Влияют на водопроницаемость, деформируемость скальных пород в массиве и на сопротивление сдвигу по трещинам | | Способность к суффозии нецементирующих породу заполнителей усиливается с повышением водопроницаемости и фильтрационной неоднородности массива и самого заполнителя определяется местными градиентами фильтрации и режимом фильтрационного потока, особенно в местах, где трещины и карст заполнены рыхлым материалом лишь частично. Существенно повышают деформируемость скальных массивов и сильно снижают сопротивление сдвигу по трещинам | | | | | | | Имеется | |

Взаимосвязи с геоморфологией выражаются в характере распространения различных генетических типов привнесенных извне рыхлых и связных грунтов заполнителей преимущественно к соответствующим элементам рельефа. Так, делювий приурочен к склонам, аллювий - к руслам рек и террасам долин, элювий - к водоразделам, цокольным террасам и пологим склонам, пролювиальные заполнители связаны с конусами выноса горных рек на равнинах предгорий и т.п. Приуроченности эоловых заполнителей к формам рельефа не наблюдается, так как они, рассеиваясь в воздухе, распространяются по существу повсеместно.



Проникновение заполнителей разного генезиса, постепенно вмываемых атмосферными водами по трещинам, отмечается на довольно значительную глубину и нередко встречается и под руслами рек.

Взаимосвязи генезиса заполнителей с древними и современными климатическими поясами выражаются достаточно четко для некоторых из них (табл. 1-2).

Взаимосвязи с гидрогеологическими условиями очень сложны и выражаются в переносе всех видов цементирующих и нецементирующих породу заполнителей, особенно глинистых частиц, по водопрводящим трещинам подземными водами в виде взвесей и растворов. Нецементирующие породу заполнители распространены преимущественно в зоне аэрации, в меньшей степени в зоне колебаний зеркала грунтовых вод и еще меньше в зоне полного водонасыщения.

Взаимосвязи с водопроницаемостью также несомненны и сложны в результате многообразия условий вымыва и выноса материала, которые часто принимают характер неравномерной миграции мелких частиц, переносимых, а местами аккумулируемых фильтрационными потоками разных режимов - турбулентным или ламинарным. Способность к суффозии нецементирующих породу заполнителей в общем усиливается с повышением водопроницаемости скальных пород и степени фильтрационной неоднородности массива и самого заполнителя и определяется местными градиентами и скоростями фильтрации, а также режимом фильтрационного потока, особенно в местах, где полости трещин и карстовые полости заполнены рыхлым материалом лишь частично. В областях развития мощной многолетней мерзлоты, до образования последней, условия распространения нецементирующего породу заполнителя, а также охарактеризованные выше взаимосвязи аналогичны вышеизложенным. Образование и форма выполнения трещин льдом в условиях сезонной или многолетней мерзлоты усложняет или прекращает фильтрацию воды. Однако в случае строительства подпорных гидротехнических сооружений по схеме оттаивания вопросы оценки возможности суффозии минерального нецементирующего породу заполнителя могут и должны рассматриваться по той же системе, что и в районах, свободных от многолетней мерзлоты.

Таким образом, изучение происхождения заполнителей полостей трещин и знание их взаимосвязей с комплексом природных условий дают основу для количественного изучения общих и частных признаков суффозионности заполнителей трещин и других пустот в скальных массивах.

Основные виды механической суффозии и критерии оценки фильтрационной прочности заполнителей полостей и трещин

Факторы, влияющие на возникновение суффозии, многообразны. Однако ее развитие предусматривает два обязательных неотъемлемых условия: наличие фильтрации и материала, который может подвергаться выносу. Поэтому главными факторами, влияющими на прогресс суффозии, являются: трещиноватость, кавернозность и другая пустотность, а именно частота трещин, ширина и протяженность их полостей, разветвленность, морфология стенок трещин, степень их заполнения и т.п., а также их пространственное расположение по отношению к фильтрационному потоку. Влияние перечисленных особенностей и параметров трещиноватости на развитие суффозии сказывается не непосредственно, а через фильтрационные и гидравлические параметры.

В целом, наиболее опасными в суффозионном отношении считаются протяженные трещины, раскрытые в результате процессов разгрузки и выветривания, ориентированные по течению реки или под острым углом к нему, проходящие в скальном основании из верхнего бьефа плотины в нижний.

Наиболее обоснованной классификацией видов механической суффозии в заполнителях трещин и карстовых пустот скальных массивов является классификация В.Н. Жиленкова



[20, 56]. В зависимости от направления фильтрационного потока по отношению к направлению трещин выделяются 6 видов суффозии (рис. 1-3).

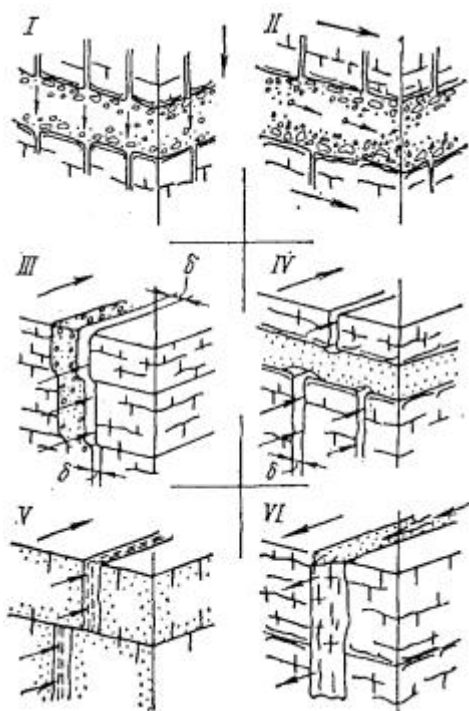


Рис. 1-3. Схемы проявления шести видов механической суффозии в скальных массивах (по В.Н. Жиленкову)

Схема I - случай проявления внутренней суффозии в материале дробления, заполняющем тектоническое нарушение в скальном массиве, при направлении фильтрационного потока поперек простирания этого нарушения.

Схема II - то же, но при направлении фильтрационного потока вдоль нарушения.

Схема III - случай внешней суффозии мелкозернистого заполнителя трещины в виде поверхностного его размыва фильтрационным потоком в открытой щели между поверхностью заполнителя и стенкой вмещающей трещины (например, случай размыва заполнителя трещины бортового отпора).

Схема IV - случай бокового размыва мелкозернистого заполнителя или глинистого прослойка в устье оперяющих его открытых трещин (например, случаи размыва глинистых прослоек в трещиноватых известняках, песчаниках и т.д.).

Схема V - случай эрозионного размыва стенок полых трещин в слабосцементированных полускальных породах.

Схема VI - случай выдавливания из крупной трещины заполнителя, находящегося в текучепластичном состоянии.

В свою очередь в зависимости от механического состава заполнителя, его однородности, сортированности и слоистости для I и II видов механической суффозии - внутреннего вымыва частиц заполнителя, выделяется три ее разновидности (рис. 1-4):



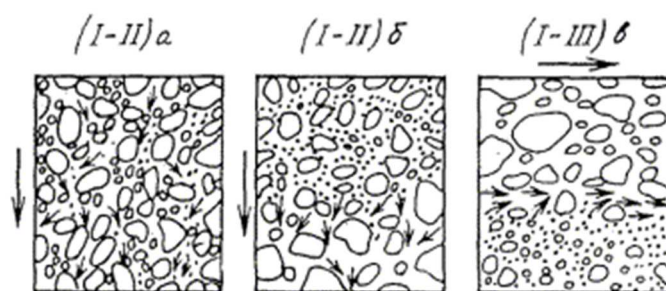


Рис. 1-4. Схемы трех разновидностей внутренней суффозии заполнителя (по В.Н. Жиленкову)

(I-II) *a* - общая внутренняя суффозия в однородной по компоновке зерен заполнителя трещин; (I-II) *б* - местная суффозия внутри однородного пласта заполнителя; (I-III) *в* - контактный размыв мелкозернистого пропластка в слоистом заполнителе

(I-II), *a* - одновременный вымыв частиц по всему пропластку материала, заполняющего трещину, происходит при наличии разнородного по механическому составу и однородного по компоновке зерен заполнителя;

(I-II), *б* - вымыв со стороны контакта более мелкозернистого материала с перемещением частиц в пропласток с более крупнозернистым составом, происходит в случае наличия двух контактирующих пропластков заполнителя, разнородных по механическому составу;

(I-III), *в* - продольный размыв слоисто-неоднородного заполнителя: мелкозернистый пропласток заполнителя размывается в месте его сопряжения с более крупнозернистым пропластком, в котором проходит турбулентный фильтрационный поток.

В соответствии с перечисленными видами и разновидностями суффозии при оценке суффозионной устойчивости заполнителей трещин предъявляются определенные требования [56] к их физико-механическим характеристикам и к гидравлическим параметрам (напорным градиентам и скоростям движения воды).

Необходимым условием внутренней суффозии (рис. 1-4) является возможность перемещения мелких частиц в поровых каналах материала заполнителя, что может быть выражено неравенством

$$d_v < d_0, \quad (1.8)$$

где d_v - размер выносимых частиц; d_0 - диаметр пор, при значении критического градиента, выраженного неравенством [56]:

$$J_{\text{кp}} = \frac{1,1 \cdot 10^3}{g d_0^3} \left(\frac{\chi v}{\varphi} \right)^2 \left(\frac{1 + 0,29 \chi^2}{1 - 0,29 \chi^2} \right)^2, \quad (1.9)$$

где g - ускорение свободного падения; φ - поправочный коэффициент, учитывающий форму порового канала, равный от 0,35 до 0,95 в зависимости от окатанности материала; χ - безразмерный коэффициент, равный:

$$\chi = 1,54 \sqrt{\frac{d_0}{1 \text{ см}}}. \quad (1.10)$$

В результате внутренней суффозии заполнитель считается суффозионно устойчивым, если суммарное содержание в нем частиц с размерами, меньшими d_0 , составляет по массе не более 5 %.

Для разновидности (I-II), *б* местной суффозии дополнительным критерием устойчивости материала заполнителя является условие

$$d_{0c} < d_{70 \text{ м}}, \quad (1.11)$$



где d_{0c} - диаметр пор скелета; $d_{70м}$ - диаметр мелкозема, составляющего в массе заполнителя 70 %.

В этом случае местная суффозия быстро затухает во времени, и поэтому не представляет опасности.

Контактный размыв (I-II) и III имеет характер эрозии и проявляется лишь при турбулизации фильтрационного потока в крупнозернистом пропластке. Поэтому контактный размыв будет отсутствовать, если скорость фильтрации в этом пропластке не превысит критического ее значения, вычисленного по формуле [56]:

$$v_{кр} = \frac{30vn}{\varphi d_0} \frac{\chi^2}{1 - 0,29\chi^2}, \quad (1.12)$$

где n - пористость заполнителя.

Как следует из (1.12), значение $v_{кр}$ увеличивается с уменьшением диаметра пор d_0 .

Расчетное значение критического градиента напора в крупнозернистом пропластке принимается равным

$$J_{кр} = \frac{0,0025 \text{ см}^2}{d_0^2}. \quad (1.13)$$

IV вид суффозии - боковой размыв мелкозернистого заполнителя в устьях оперяющих разлом открытых трещин, возможен лишь при турбулизации фильтрационного потока в этих трещинах. Критериями этого вида суффозии являются величины критических градиентов и критических скоростей, определяемых по формулам [56]:

$$J_{кр} = 1,44 \cdot 10^4 \frac{v^2(\delta + A)^2}{g \delta^4(\delta + B)}, \quad (1.14)$$

$$v_{кр} = 1,2 \cdot 10^3 \frac{v}{\delta} \frac{\delta + A}{\delta + 6,8A^2}. \quad (1.15)$$

Фильтрационная прочность мелкозернистого заполнителя и глинистых прослоек по отношению к боковому размыву в устьях трещин с раскрытием δ обеспечивается при любых значениях градиента напора, если в заполнителе имеются равномерно распределенные по размерам частицы крупнее 2δ , процентное содержание которых в целом должно быть не ниже 5δ оперяющих трещин, выраженного в миллиметрах.

V вид - эрозионный размыв стенок трещин в массиве, характерен для скальных пород с интенсивно выраженной каймой выветривания и для слабосцементированных пород, например, для песчаников на глинистом или известковистом цементе.

Эрозионный размыв стенок не произойдет, если

$$v_{тр} < 1 \text{ м/с} \text{ и } R_{сж} > 1 \text{ МПа},$$

где $v_{тр}$ - скорость движения воды в трещине; $R_{сж}$ - прочность водонасыщенной вмещающей породы на осевое сжатие.

VI вид суффозии - фильтрационный выпор глинистого заполнителя в устьях вмещающих трещин определяют, сопоставляя прогнозируемые градиенты напора в направлении устья трещины с критическим, при котором произойдет выпор [56]:

$$J_{к} = \frac{2,5 R_p}{\gamma_{к} \cdot \delta^{1/3}}, \quad (1.16)$$



$$R_p = 0,1 \exp \frac{\varepsilon_m}{0,2 - \varepsilon_t}, \quad (1.17)$$

где γ_v - объемная масса выпора; R_p - долговременная прочность на разрыв заполнителя, МПа; ε_m - коэффициент пористости мелкозема; ε_t - коэффициент пористости мелкозема на границе его текучести.

Из рассмотренных видов суффозии в практике чаще всего встречаются I, II и IV ее виды. Однако следует иметь в виду, что разработанная классификация видов суффозии является упрощенной. Ее назначение призвано дать схематическую основу для оценки фильтрационной прочности заполнителей. Природное же и наложенное техническое многообразие взаимодействия гидравлических схем с характером трещиноватости и различной компоновкой, составом материала заполнителя трещин и других пустот трудно охватить какой-либо схемой.

Кроме того, суффозия представляет собой сложный развивающийся во времени процесс, состоящий из ряда стадий, переходящих одна в другую, часто включающий все перечисленные ее виды. Поэтому в практике, при оценке суффозионной устойчивости заполнителя трещин или карстовых пустот, необходим индивидуальный подход с ориентацией на инженерно-геологические особенности, присущие данному скальному основанию, а также с учетом динамики суффозионного процесса.

Приложение 2

МЕТОДЫ ИЗУЧЕНИЯ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ ПЛОТИН

Существуют косвенные и прямые методы изучения водопроницаемости скальных оснований, последние, в свою очередь, включают в себя полевые и лабораторные методы.

К косвенным методам относятся методы предварительной качественной или количественной (Приложение 1) оценки водопроницаемости на основании данных о геологическом строении участка, в том числе о параметрах трещиноватости, о режиме бурения и промывки, дешифрирования аэрофотоснимков и анализа существующих взаимосвязей между водопроницаемостью и природными элементами ландшафта, а также метод экстраполяции параметров проницаемости изученных скальных оснований - аналогов.

Косвенные методы применимы на первых стадиях изысканий, а также используются для целенаправленного размещения опытов при дальнейшем изучении фильтрационных свойств скальных оснований на более поздних этапах проектирования.

Прямые методы изучения водопроницаемости скальных пород включают в себя полевые и лабораторные опыты, с помощью которых непосредственно получают фильтрационные параметры скального основания, сложенного той или иной породой.

Наиболее представительными являются полевые методы определения фильтрационных параметров, так как проводятся в естественных условиях сложного природного комплекса, который при лабораторных испытаниях из-за многофакторности создать невозможно.

Перечень основных видов опытно-фильтрационных методов, используемых при изучении фильтрационных свойств скальных оснований, их применение, условия проведения опытов, получаемые параметры приведены в табл. 2-1. Табл.2-2 содержит рекомендации по ориентировочным объемам опытных гидрогеологических работ на различных стадиях проектирования.

Методика проведения традиционных опытно-фильтрационных работ детально изложена в рекомендациях и инструкциях [24, 25, 43, 52, 57 и др.], поэтому в данной работе не рассматривается. Краткий обзор возможностей геофизических методов при гидрогеологических исследованиях приводится ниже.



Изучение гидрогеологических характеристик скальных массивов геофизическими методами

Задачи, решаемые методами геофизики

К числу гидрогеологических характеристик массива, определяемых геофизическими методами, относятся: положение уровня подземных вод, водоносных зон в массиве, минерализация вод, скорость и направление движения подземных вод, значения коэффициента фильтрации и удельного водопоглощения.

1. *Возможность определения уровня подземных вод* методами сейсморазведки или электроразведки по наблюдениям на дневной поверхности зависит от величины изменения скорости распространения упругих колебаний в породах или их электрического сопротивления при переходе породы от состояния естественной влажности (выше уровня подземных вод) к водонасыщенному (ниже уровня подземных вод).

Задача может быть решена сейсморазведкой (метод преломленных волн, метод рефрагированных волн) и электроразведкой (ВЭЗ). При этом:

а) сейсморазведка и электроразведка (при достаточной мощности водоносного слоя) уверенно выделяют уровень подземных вод в рыхлых отложениях и определяют глубину его залегания;

б) скальных породах уровень подземных вод может быть определен геофизическими методами лишь в условиях сильнопористых (известняки, песчаники) или повышено трещиноватых пород, причем для электроразведки существенную роль играют наличие или отсутствие покрывающих отложений (в случае мощной толщи рыхлых отложений задача не решается электроразведкой), а также минерализация подземных вод (в условиях высокой минерализации дифференциация разреза по сопротивлениям более четкая. Сейсморазведкой задача может быть решена при относительно низких значениях скорости продольных волн, характерных для сухого массива. Ориентировочно можно считать, что при значениях скорости продольных волн в сухом массиве более 3,5 км/с (песчаники и алевролиты) и более 4,5 км/с (изверженные, метаморфические породы, известняки) задача выявления уровня подземных вод в скальных породах сейсморазведкой не решается.

Таблица 2-1

Основные виды опытно-фильтрационных работ, применяемых при изучении фильтрационных свойств горных пород, слагающих скальные основания (по Е.Е. Керкису с дополнениями М.С. Кравец)

| Виды опытных работ | Условия проведения опытов | Примерная продолжительность опытов | Получаемые параметры | Назначение опытных работ |
|-----------------------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Водно-фильтрационные методы | | | | |
| Откачки пробные | Из одиночных скважин или шурфов | 1 - 7 сут | Удельный дебит, водопроводимость, коэффициент фильтрации, критический градиент (при отклонениях от закона Дарси) | При предварительных исследованиях Для неглубоких горизонтов в стадии детальных исследований |
| | Из кустовых скважин | 2 - 10 сут | То же, но более точно, и коэффициент действительной скорости, пустотности для безнапорных вод | |



| Виды опытных работ | Условия проведения опытов | Примерная продолжительность опытов | Получаемые параметры | Назначение опытных работ |
|---------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Откачки опытные | Из одиночных скважин или шурфов | 6 - 24 сут | Те же параметры | Для глубоких горизонтов |
| | Из кустовых скважин | до 30 сут | Те же параметры, но более точно, и критический градиент, параметры анизотропии в однородных породах | Для крупного гидротехнического строительства и ирригации, прогноза водопритоков в горные выработки |
| Откачки опытно-эксплуатационные | Из одиночных и кустовых скважин | До нескольких месяцев | Те же параметры, что и при опытных откачках | Для выяснения условий длительной работы эксплуатационных водопонижительных и других скважин |
| Нагнетания и наливов | Суммарные для одиночных скважин | До 10 сут; 25 - 30 час на 1 зону | Те же параметры, что и при откачках | Для гидростроительства; применяются в комплексе с поинтервальными нагнетаниями, проводятся для предварительной оценки приемистости поглощающих скважин |
| | Поинтервальные | До 1 - 2 сут | Удельные водопоглощения. Для пород, насыщенных водой, ориентировочно коэффициент фильтрации | То же; повсеместно применяются в трещиноватых породах |
| | Длительные нагнетания | До нескольких месяцев | Различные параметры | Для выяснения условий длительной работы поглощающих скважин |
| Нагнетания по схеме Лужона | В скважины, при давлении 1 МПа | 10 мин на каждый интервал, по видоизмененной схеме - 2 - 3 час | Водопоглощение | Для выяснения фильтрационной прочности скального основания |
| Откачки-нагнетания | Откачка из опытной скважины и закачка всей воды в поглощающую скважину. Желательно наличие наблюдательной скважины | 0,5 - 2 сут | Параметры установившейся фильтрации | Для изучения водопроницаемости при наличии линз, очень неоднородных в плане пород и таликов (естественных и искусственных) в мерзлых породах |
| Расходомерия | Измерение расхода воды, движущейся по стволу скважины на различной глубине при откачках или нагнетаниях | 0,3 - 1 сут | Расходы | Для предварительной оценки водопроницаемости слоев и зон при исследовании слоистых и неоднородных по вертикали горных пород, для трещиноватых и закарстованных пород. |



| Виды опытных работ | Условия проведения опытов | Примерная продолжительность опытов | Получаемые параметры | Назначение опытных работ |
|--------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Наливы и шурфы | Наливы в шурфы, пройденные из горных выработок или с поверхности | 1 - 2 сут | Коэффициент фильтрации | Устанавливает положение отдельных трещин и трещиноватых зон с высокой проводимостью, а также карстовых каналов. Позволяет наметить интервалы нагнетаний и откачек, дополняет последние Для изучения водопроницаемости пород в зоне аэрации |
| Газо-фильтрационные методы | | | | |
| Нагнетания воздуха | Измерение расхода и давления воздуха, нагнетаемого в необводненные породы на опытных кустах | 6 - 8 час | Коэффициент фильтрации, коэффициент пьезопроводности и удельное водопоглощение | Для изучения проницаемости пород в зоне аэрации и в толще многолетней мерзлоты |
| | Измерение понижения давления воздуха, нагнетаемого в шпур | 2 - 4 час | Удельная воздухопроницаемость («вот» = 1 атм/мин·м - условная величина или $1,7 \cdot 10^{-3}$ МПа/см) | Для изучения проницаемости в зоне аэрации в трещиноватых породах в комплексе с геофизическими, фильтрационными и геотехническими исследованиями |
| Индикаторные методы | | | | |
| Солевые, красителями | При откачках, нагнетаниях и естественном режиме из кустовых, реже одиночных скважин | В зависимости от скорости фильтрации | Коэффициент действительной скорости, направление фильтрации, параметры анизотропии | При детальном исследовании основания, особенно в сильно анизотропных породах (в закарстованных и трещиноватых массивах) при $v > 0,5$ м/сут; для суждения о суффозионной устойчивости основания |
| Радиоактивные методы | В скважинах | | Те же, что и в методе с красителями | То же, что и выше при $v = 0,5 - 1$ м/сут |
| Геофизические методы | | | | |
| Резистивиметрия | В обводненных одиночных и кустовых скважинах и при наливах в сухие породы | 0,5 - 10 час и 2 - 12 час | Скорость и коэффициент фильтрации | Для расчленения фильтрационного разреза при $v > 0,1$ м/сут |
| Метод повторных боковых каротажных зондирований (ПБКЗ) | В необсаженных одиночных скважинах, пробуренных без глинистого | | Удельный дебит, коэффициент фильтрации | В основном для опробования скальных пород |



| Виды опытных работ | Условия проведения опытов | Примерная продолжительность опытов | Получаемые параметры | Назначение опытных работ |
|-----------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Метод заряженного тела (МЗТ) | раствора или хорошо промытых В одиночной скважине глубиной до 80 - 100 м, вскрывшей воду небольшой минерализации с незначительным содержанием металлов и коллоидного материала | 10 - 30 сут | Коэффициент действительной скорости и направление фильтрации, параметры анизотропии | Для детализации фильтрационных разрезов в скальных, анизотропных породах и получения данных для расчетов фильтрационной прочности скальных оснований при $v = 2 - 4$ м/сут |
| Температурные методы исследований | В одиночной скважине при самоизливе или откачке | | Погоризонтные дебиты скважин и коэффициенты фильтрации | Для детализации разрезов. В особенности при наличии притока термальных или других разнотемпературных вод |

2. *Поиски и разведка водоносных зон (трещинных вод)* в монолитных скальных породах ведутся чаще всего различными модификациями электропрофилирования, электроразведки, естественного поля, сейсморазведки. При электропрофилировании и электроразведке задача сводится к выявлению в опорном горизонте участков пониженного сопротивления. Для сейсморазведки - это задача выделения зон повышенной трещиноватости в поверхности скальных пород, характеризующихся низкими значениями скоростей распространения продольных и поперечных волн и высоким значением эффективного коэффициента Пуассона (как правило, 0,35 и более). Метод естественного электрического поля позволяет установить зоны притока воды к скважинам (зоны повышенной трещиноватости) при откачках.

3. *Электрометрические измерения минерализации воды* по ее удельному сопротивлению, определяемому при резистивиметрии, частично заменяют проводимые в массовом количестве гидрохимические анализы. Резистивиметрия при этом проводится в водоемах (озера, реки, ручьи), в скважинах, а также при лабораторном анализе проб из источников и скважин. Для расчетов минерализации учитывается температура воды, в которой проводился замер сопротивления. Однако резистивиметрия применяется не как самостоятельный метод, а в комплексе с гидрохимической съемкой. Если неизвестен относительный состав (класс и группа) изучаемой воды, погрешность определения минерализации электрометрическим методом достигает 8 - 19 %. Если известен, то 4 - 8 %.

Таблица 2-2

Ориентировочный объем опытных гидрогеологических работ для обоснования проектирования плотин высотой более 50 м при различных гидрогеологических условиях (простых, сложных, очень сложных) - по Е.Е. Керкису с дополнениями



| Показатели объемов работ | Предварительная схема (стадия ТЭО) | | | Основная модель (проект) | | | Уточненная модель | | | Примечание |
|--------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|-----------|---------------|--------------------------|---------|---------------|-------------------|----------|---------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| | простые | сложные | очень сложные | простые | сложные | очень сложные | простые | сложные | очень сложные | |
| Число опытных скважин глубиной порядка 1,5/У | 1 - 3 | 3 - 10 | 10 | 3 - 5 | 10 - 20 | 30 | 5 - 10 | 20 - 40 | 50 | 1. Простые условия - изучаемые горизонты представлены однородными или квазиоднородными пористыми или равномерно-трещиноватыми породами, водопроницаемыми или слабопроницаемыми; тектонические нарушения отсутствуют. 2. Сложные условия - изучаемые горизонты и комплексы представлены дислоцированными, водопроницаемыми и сильноводопроницаемыми; тектонические нарушения с очень высокой водопроницаемостью отсутствуют. 3. Очень сложные условия - изучаемые толщи представлены разнообразными породами, в том числе закарстованными и трещиноватыми породами; породы могут быть сильнодислоцированными и пересеченными нарушениями с высокой водопроницаемостью; характеризуются крайней или сильной неоднородностью по водопроницаемости. |
| Ориентировочное число опытных скважин на 1 км ² исследуемой площади | 0,4 - 5 | 5 - 30 | 30 | 5 - 15 | 20 - 50 | 50 - 100 | 15 - 30 | 50 - 100 | 150 | |
| Отношение числа опытных скважин к общему числу разведочных скважин, % | 20 - 40 | 40 - 60 | 60 | 30 - 40 | 50 - 60 | 60 | 40 - 50 | 60 - 70 | 70 | |
| Среднее расстояние между разведочными скважинами, м | 500 - 200 | 200 - 100 | 100 | 200 | 100 | 50 | 100 | 50 | 40 | |



4. *Скорость и направление движения подземных вод* определяются геофизическими методами, использующими маркирование естественного или искусственного характера (физическое или химическое), а именно:

а) модификациями метода заряженного тела (по одной скважине); в скважине, в области значительных водопоглощений создают насыщенный раствор поваренной соли; затем, через равные промежутки времени, снимают на поверхности линии равных потенциалов вокруг устья; по их смещению определяют направление и скорость подземного потока;

б) методом естественного электрического поля; при неглубоком залегании водного потока его направление определяется по замерам потенциала поля на дневной поверхности;

в) с помощью резистивиметра (исследование кустов скважин); в одной из скважин куста подсаживают воду и выполняют резистивиметрию через определенные промежутки времени в остальных скважинах куста; по одиночной скважине резистивиметрией можно определить скорость фильтрации (без направления);

г) методом фотоэлектрометрии; в скважину вводят окрашенную жидкость или красящее вещество, после чего при помощи фотоколориметра снимаются кривые изменения концентрации красителя; определение направления движения подземных вод (в скважине) осуществляется путем фотографирования выноса струи красителя на фоне магнитной стрелки;

д) радиоактивными методами (по одной скважине или при исследовании кустов скважин);

е) термометрическим методом; в скважине осуществляется подогрев воды, а на поверхности ведутся измерения с помощью термочувствительных электродов, отмечающих колебания сопротивления порядка 10^{-5} - 10^{-6} Ом. По круговым диаграммам судят о скорости течения подземных вод.

5. *Коэффициент фильтрации и удельное водопоглощение* горных пород могут быть оценены путем прямого (специальные исследования) или косвенного (по корреляционным связям) определения методами электрокаротажа, сейсмоакустики, радиоактивного каротажа.

Из геофизических методов прямого определения коэффициента фильтрации и водопроницаемости наиболее эффективным и простым является метод расходомерии, в частности; предложенный И.И. Гринбаумом метод послойного определения коэффициента фильтрации с помощью резистивиметра при наливах. В засоленную скважину производят равномерный налив воды (до определенного уровня, который в дальнейшем сохраняется неизменным). По мере налива воды в скважину граница пресной и подсолонной воды опускается, что фиксируется кривыми сопротивлений, снимаемыми в процессе налива. Скорость опускания границы пресных и соленых вод зависит от водопроницаемости пластов и используется для определения коэффициента фильтрации.

Возможность использования косвенных способов определения коэффициента фильтрации и удельного водопоглощения горных пород методами геофизики основана на: а) существовании связи фильтрационных свойств пород со степенью и характером общей пористости (пористости и трещиноватости) пород, б) влиянии трещиноватости на геофизические параметры (скорости распространения упругих волн, их затухание, электрическое сопротивление, поглощение радиоактивного излучения и т.д.). На первых стадиях изысканий фильтрационные свойства можно оценить, используя описанные в литературе корреляционные связи, уточняя последние в дальнейшем для пород исследуемого массива. Косвенные способы определения водопоглощения горных пород обсуждаются ниже.

Оценка водопроницаемости массивов по значениям скорости упругих волн и электрического сопротивления



Сейсмические методы разведки позволяют количественно оценить пористость и трещиноватость массива скальных пород (в пределах квазиоднородных по характеру заполнителя его частей). Также пористость и трещиноватость массива можно определить методом электрокаротажа.

И в той мере, в какой пористость и трещиноватость обуславливают водопроницаемость пород, следует ожидать корреляционную связь показателей фильтрационных свойств с показателями упругих и электрических свойств. В результате обобщения материалов опытно-фильтрационных и геофизических работ в различных районах гидростроительства построены графики (рис. 2-1) корреляционных взаимосвязей водопоглощения и коэффициента фильтрации со скоростями продольных и поперечных волн.

Исследованиями было установлено, что:

1) связь $\lg q$ с v для различных скальных пород характеризуется коэффициентом корреляции 0,68 - 0,91, она более тесная, чем связь $\lg q$ с относительным электрическим сопротивлением (рис. 2-2);

2) связь q с v_p и v_s имеет индивидуальный характер для пород различных районов и различного состава; эмпирическая связь $\lg q$ с v_p и v_s в первом приближении соответствует уравнению прямой;

3) связь q с v_p и v_s для русловой части массива четко отличается от связи для береговых частей массива, и одним и тем же значениям v_p (или v_s) на берегах отвечают более низкие значения q , что объясняется, главным образом, большей закольматированностью трещин береговой части массива;

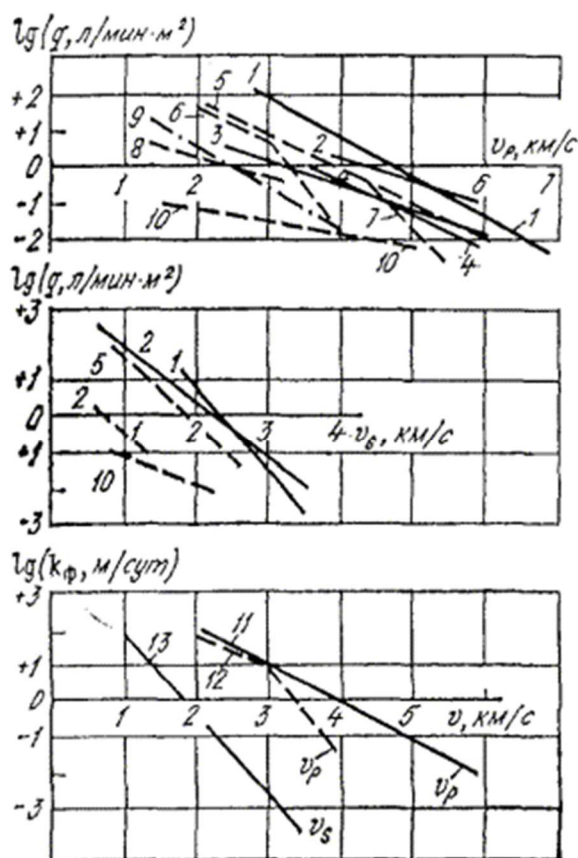


Рис. 2-1. Связь q и K_f скальных пород с v_p и v_s

Сплошные линии - русло; пунктир и штрих-пунктир - береговая часть массива; 1 - граниты (Колымская ГЭС); 2 - кристаллические сланцы (Саяно-Шушенская ГЭС); 3, 4 - диориты (Зейская ГЭС); 5 - закарстованные известняки (С. Урал); 6 - граниты (по А.М. Гурееву); 7 - кварцевые порфиры (по Э.И. Ткачуку); 8 - туфопесчаники (С. Урал); 9 - граниты Франции; 10 - микроклиновые граниты (Серебрянская



ГЭС); 11 - 13 - различные скальные породы (11, 13 - по О.К. Воронкову и Ю.Е. Акатову; 12 - по А.М. Гурьеву).

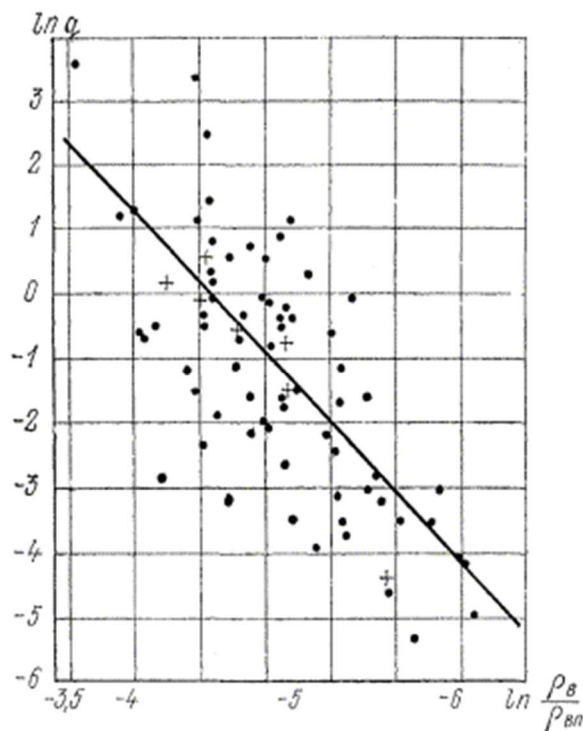


Рис. 2-2. Связь q с обратной величиной относительного электрического сопротивления ($\rho_{вп}/\rho_{в}$) в массиве диоритов основания Зейской ГЭС.

4) для предварительного прогнозирования q по ν_p на первых стадиях исследования скального массива (до проведения опытно-фильтрационных работ) можно воспользоваться следующими соотношениями (ν_p в км/с):

а) русловая часть массива (различные изверженные и метаморфические породы):

$$\lg q = 3,7 - 0,95 \nu_p;$$

б) береговая часть массива (кроме закарстованных известняков):

$$\lg q = 1,2 - 0,7 \nu_p;$$

в) береговая часть массива (закарстованные известняки):

$$\lg q = 3,82 - \nu_p;$$

5) надежную для практического использования связь q с ν_p и ν_s в каждом районе исследований следует установить путем проведения совместных определений q и ν_p (а также ν_s) в скважинах на характерных участках массива различной степени сохранности, причем обязательно отдельно для русловой (водонасыщенной) и береговой (азрированной) частей массива;

6) располагая графиком связи q с ν_p (или ν_s) для пород соответствующего района и определенных условий залегания (берег, русло), можно по измеренным значениям скорости волн охарактеризовать величинами q различные части массива;

7) для оценки q в условиях трещиноватого массива можно использовать значения граничной скорости упругих волн ν_r , получаемые при сейсморазведке методом преломленных волн. Значения ν_r наиболее близко характеризуют q лишь в слое мощностью около 10 м (ниже зоны поверхностного выветривания). В случае трещиноватого анизотропного массива для оценки q следует использовать лишь значения ν_r , измеренные перпендикулярно преобладающему направлению трещиноватости.



С целью анализа сходимости фильтрационных схем, построенных по данным оценки удельных водопоглощений q_{ϕ} на основе опытных нагнетаний с фильтрационными схемами, полученными в результате преобразований сейсмогеологических схем в фильтрационные на основе осредненных корреляционных связей v_p с $\lg q$, были сопоставлены значения q_{ϕ} с $q_{c/p}$ по двум объектам: Зейской ГЭС (осредненная связь $\lg q = 3,48 - v_p$, где v_p - км/с), Саяно-Шушенской ГЭС (осредненная связь $\lg q_{c/p} = 2,6 - 0,65 v_p$).

Зейская ГЭС. Основание сложено роговообманковыми диоритами. Пользуясь схемой граничных скоростей и установленной выше связью, была построена схема-срезка распределения значений удельных водопоглощений для интервала глубин 10 - 20 м (точнее, для пород ниже зоны поверхностного выветривания), так как v_p отвечали именно поверхности невыветрелых коренных пород; глубина залегания этой поверхности, судя по геофизическим данным и бурению, составляет в русле приблизительно 10 м. Таким образом, схема-срезка ориентировочно отвечает условным отметкам 200 - 210 м. На участке, для которого составлена схема-срезка $q_{c/p}$ (по данным сейсморазведки), пройдено 54 скважины, причем в 37 из них выполнены опытно-фильтрационные работы, т.е. определены q_{ϕ} . Из сопоставления $q_{c/p}$, снятых с карты в местах нахождения скважин, с q_{ϕ} в слое 10 м ниже зоны выветривания диоритов следует, что значительные расхождения $q_{c/p}$ и q_{ϕ} (на порядок и более) наблюдаются в 5 случаях из 37, т.е. примерно с вероятностью 85 % сейсморазведка дает тот же порядок величин, что и опытно-фильтрационные работы.

Что же касается точности последних, то, как показывают рассмотрение методики проведения опытов, а также данные работы Л.П. Коняровой, в первом приближении можно считать:

а) при $q_{\phi} > 1$ л/мин точность правильно приведенных фильтрационных опытов с исправным оборудованием - порядка 20 %;

б) при $q_{\phi} < 1$ л/мин можно судить только о порядке величин q (при $q \approx 0,01$ л/мин и меньше погрешность более 100 %).

Саяно-Шушенская ГЭС. Основание сложено метаморфическими сланцами протерозоя. При пересчете сейсмогеологической схемы в фильтрационную использовалась приведенная ниже связь v_p и q (для водонасыщенных частей массива). Для береговых частей массива такая связь опытным путем не устанавливается. На основе сопоставления сейсмогеологического разреза Саяно-Шушенской ГЭС с фильтрационным для береговой части (воздушно-сухое состояние) массива в первом приближении можно рекомендовать следующий переход от v_p к q_{ϕ} :

| | |
|--------------------------|----------------------------------|
| при $v_p < 2,5$ км/с | $q_{\phi} > 0,5$ л/мин |
| при $v_p = 2,5 - 4$ км/с | $q_{\phi} = 0,5 - 0,05$ л/мин |
| при $v_p = 4 - 6$ км/с | $q_{\phi} = 0,05 - 0,005$ л/мин. |



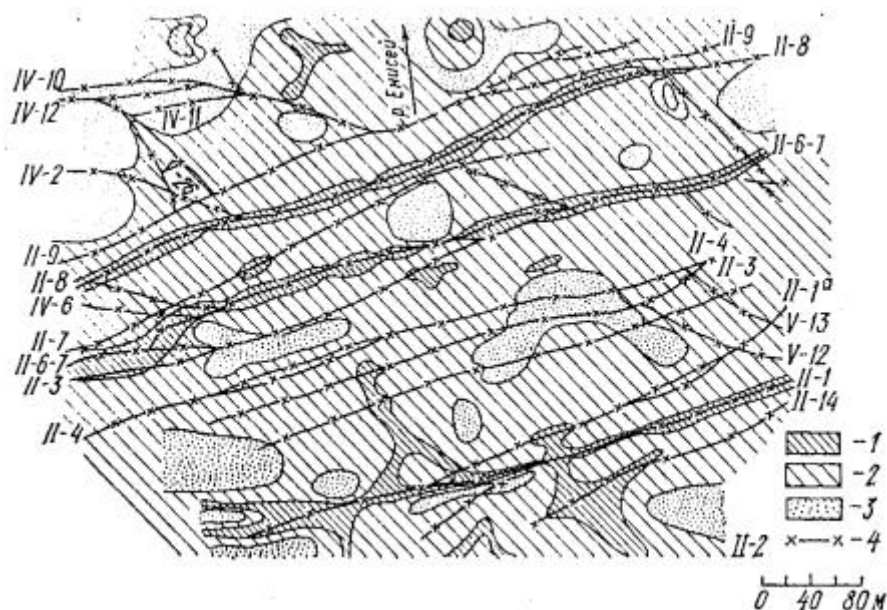


Рис. 2-3. Схема водопроницаемости основания плотины Саяно-Шушенской ГЭС, построенная по данным сейсморазведки. Срез отвечает отметкам массива ниже зоны поверхностного выветривания и разуплотнения

Примеры сейсмогеологической схемы, пересчитанной в фильтрационную, показаны на рис. 2-3. Для сопоставления их с фильтрационными схемами снимались q_{ϕ} и $q_{c/p}$, расположенные в узлах сетки, которая разбивалась следующим образом:

1. На разрезе проводились вертикальные прямые через каждые 25 м. С полученных прямых снимались значения q_{ϕ} и $q_{c/p}$ через каждые 10 м от дневной поверхности.

2. На срезях разбивалась сетка продольников через каждые 50 м. Значения q_{ϕ} и $q_{c/p}$ снимались через каждые 20 м. Из сопоставления значений q_{ϕ} с $q_{c/p}$ по русловой части разреза следует, что отклонения $q_{c/p}$ от q_{ϕ} более чем на порядок составляют для русловой части разреза ~1 %, для среза ~17 %, совпадения $q_{c/p}$ с q_{ϕ} для разреза в срезе составляют ~35 %.

Таким образом, приведенные сопоставления говорят о возможности оценки порядка величин q (практически без каких-либо дополнительных затрат) по материалам сейсморазведки и сейсмокаротажа (попутно с целым комплексом задач, решаемых этими методами). По-видимому, целесообразно для каждого исследуемого объекта выполнять работы в этом направлении в следующей последовательности:

1) параллельное проведение опытно-фильтрационных и сейсмокаротажных работ на участках массива различной степени сохранности с целью установления корреляции q с ν_p и ν_s отдельно для береговой и русловой частей данного массива;

2) разрезы и срезы сейсмогеологической модели пересчитываются в разрезы и карты q на основании установленных связей;

3) эти материалы используются для предварительного суждения о фильтрационных свойствах массива и служат основой для правильного планирования дальнейших исследований фильтрационных свойств массива прямыми геологическими и геофизическими методами.

Эмпирические связи K_{ϕ} с ν_p апробировались на материалах сейсморазведки в районах Юшкозерской ГЭС (гнейсы, граниты, сланцы) и Подужемской ГЭС (гнейсы, гнейсограниты) в Карелии. На первом объекте в 18 случаях из 19, а на втором объекте в 12 из 15 случаев порядок величины q (по сопоставлению с опытно-фильтрационными работами) был определен правильно.



Подробное изложение возможностей геофизических методов в гидрогеологии и, в частности, при изучении скальных оснований, приводится в [10, 14, 31, 66] и др.

К оценке водопроницаемости массивов по значениям скорости упругих волн и электрического сопротивления на начальной стадии инженерно-геологических изысканий

Рассмотрим важный для практики случай: как оценить значения q на начальных стадиях изысканий по данным геофизической разведки до начала буровых и опытно-фильтрационных работ? Ограничимся водонасыщенной областью массива (как известно, для такого массива значения q чаще всего распределяются логнормально, а значения v_p имеют распределение, близкое к нормальному).

Предлагаемый путь состоит в следующем:

1. По материалам изученных в фильтрационном отношении оснований - аналогов строится распределение $\lg q$ и определяется среднее значение $\lg \bar{q}$ и среднеквадратичное отклонение $\sigma_{\lg q}$.

2. По результатам сейсморазведки для изучаемого массива путем статистической обработки находят среднее \bar{v}_p и среднеквадратичное отклонение σ_{v_p} .

3. Из числа уже известных связей $\lg q = f(v_p)$ выбирается предполагаемый аналог, возможность применения которого к изучаемому массиву проверяется по следующему критерию: если линия регрессии $\lg q = f(v_p)$ аналога попадает в прямоугольник с центром v_p , $\lg q$ и сторонами $5,4\sigma_{v_p}$ и $5,4\sigma_{\lg q}$, то данную связь можно применять к изучаемому массиву.

4. Если указанная выше связь - «аналог» отсутствует или не удовлетворяет приведенному критерию, то для приближенной оценки $\lg q$ по v_p можно пользоваться прямой, проведенной через 3 точки с координатами:

- 1) $\bar{v}_p - 2,7\sigma_{v_p}$, $\lg \bar{q} - 2,7\sigma_{\lg q}$;
- 2) \bar{v}_p , $\lg \bar{q}$;
- 3) $\bar{v}_p + 2,7\sigma_{v_p}$, $\lg \bar{q} + 2,7\sigma_{\lg q}$.

Даже такой грубый подход к оценке q по v_p позволяет наметить контуры областей массива, квазигомогенных по водопоглощению. Последующие бурение и опытно-фильтрационные работы в этом случае будут направлены на детализацию и уточнение фильтрационных параметров массива.

Сходные рассуждения можно привести и применительно к областям массива зоны аэрации (закон распределения v_p здесь часто отличается от нормального). Аналогичный подход можно применить и в отношении данных электротомии (известно,

что $\lg q$ обнаруживает в ряде случаев достаточно тесную корреляционную связь с $\lg \frac{\rho_{\text{в}}}{\rho_{\text{м}}}$).

Приложение 3

ПУТИ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ ФИЛЬТРАЦИИ, ЗОНЫ ВОЗМОЖНОЙ СУФФОЗИИ И ИХ ОТРАЖЕНИЕ В МОДЕЛЯХ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ

Геоструктурные и гидрогеологические признаки путей сосредоточенной фильтрации и зон возможной суффозии

В скальных основаниях плотин встречаются зоны резко повышенной водопроницаемости (на один-два и более порядков превышающие «фоновые» значения),



часто ассоциирующиеся или перемежающиеся с приоткрытыми в разной степени полостями трещин или карста, заполненными минеральным материалом, способным к химической или механической суффозии при соответствующих гидравлических условиях. Выявление возможных путей сосредоточенной фильтрации и возможной суффозии заполнителя полостей (табл. 1-1), а также отражение их в модели водопроницаемости является важной задачей изысканий. При ее решении следует учитывать характерные признаки и приуроченность этих зон к тем или иным геоструктурным элементам массива.

Геоструктурные признаки:

- зоны тектонических нарушений разных порядков (табл. 2), ориентированные как согласно с залеганием пород, так и секущие под различными углами;
- основание сложено массивными, жесткими породами;
- основание сложено слоистыми или расслоенными породами с чередованием пластов и пакетов пластов различной прочности; такие основания, как правило, анизотропны по водопроницаемости;
- основание сложено закарстованными породами;
- мелкие складки волочения и зоны будинажа (в частности, в равномерно-слоистых толщах различных по прочности пород);
- жильные тела различной мощности и их контакты; маломощные тела и их контакты имеют близкую по величине водопроницаемость, а тела мощных жил характеризуются меньшей по сравнению с их контактами водопроницаемостью;
- гидротермальные и гидатогенные жилы, преимущественно в карбонатных породах, обычно сложенные кальцитом; в процессе разгрузки и выветривания такие жилы нередко выщелачиваются, что способствует развитию карста;
- протяженные трещины бортового отпора, отседания и тыловых швов оползней.

Гидрогеологические признаки:

- повышенные и максимальные величины q и K_f , полученные в ходе опытно-фильтрационных работ и геофизических исследований;
- максимальные значения среднеинтервальных значений q на графиках $q(h_{abc})$;
- выходы источников и значительный их дебит;
- аномалии в температуре и химическом составе подземных и грунтовых вод с открытым зеркалом.

Перечисленные выше, а также некоторые особые признаки (например, провалы бурового снаряда) должны быть учтены при анализе материалов гидрогеологических и геофизических работ, в том числе специально предназначенных для исследования сосредоточенных путей фильтрации (индикаторные методы, метод естественного электрического поля, геофизические исследования между скважинами и др.).

Характер путей сосредоточенной фильтрации и зон возможной суффозии в массивах, сложенных слоистыми осадочными породами

На геоструктурных разрезах тектонические нарушения изображаются прямыми линиями. Это в известной мере условность, так как в действительности плоскости разрывных смещений неровны, имеют выступы и раздутия, заполненные дисперсным материалом. Высота таких неровностей варьирует от нескольких десятков метров до дециметров в зависимости от порядка нарушения (табл. 2), кинематического типа и ориентации плоскостей смещения относительно простирания пород. Поэтому характеристика водопроницаемости вдоль плоскостей тектонических нарушений может существенно изменяться, в особенности в местах их сопряжения или пересечения друг другом.



Толщи слоистых или расслоенных пород отличаются неоднородностью и анизотропией характеристик водопроницаемости. Вкрест простирания пород водопроницаемость значительно меньше, чем вдоль напластования. Поэтому при выборе варианта створа плотины предпочтение отдается тому участку, где река сечет пласты вкрест простирания пород, а падение последних направлено в сторону верхнего бьефа под углом 30 - 60°. Падение пластов в сторону нижнего бьефа менее желательно в связи со снижением устойчивости откосов в нижнем бьефе в зонах обходной фильтрации, а также большей вероятности развития суффозионных процессов.

Рассмотрим несколько примеров.

Стрыйский гидроузел. Толща терригенного флиша имеет падение в сторону верхнего бьефа под углом 30 - 45°. В этом случае вынос глинистого заполнителя трещин фильтрационным потоком практически исключен. Возможные пути сосредоточенной фильтрации и зоны суффозии можно было предполагать лишь вдоль тектонических нарушений типа сбросов и сбросо-сдвигов, ориентированных нормально или диагонально относительно простирания пород. Однако это предположение маловероятно, так как разрез толщи флиша в зоне самого крупного сбросо-сдвига IV порядка амплитудой более 100 м включает свыше 40 % аргиллита. Поэтому даже наклонные скважины, пересекавшие его зону, не обнаружили плоскость сместителя, а присутствие зоны подтвердилось лишь повышенной водопроницаемостью до значений порядка 1,0 л/мин, при которых трудно ожидать высоких скоростей фильтрации. Лишь в самой верхней части разреза мощностью до 20 м водопроницаемость местами возрасла до значений 10 - 20 л/мин. Водопроницаемость структурно-петрологических блоков вне зон влияния тектонических нарушений близка к значению 0,01 л/мин. Эти данные позволили сделать вывод о том, что в случае строительства Стрыйской гравитационной бетонной плотины пути повышенной фильтрации возможны лишь в зонах тектонических нарушений, где при напоре порядка 50 м нет оснований опасаться суффозионных явлений, кроме верхней части разреза мощностью до 20 м.

Кассебский гидроузел (Республика Тунис). Основание сложено известняками, разбитыми рядом тектонических нарушений IV - VI порядков, сопрягающихся со взбросом II порядка с амплитудой около 1 км, расположенным в нижнем бьефе гидроузла. Зоны мелких тектонических нарушений залечены гидротермальными кальцитовыми жилами, часть материала которых выщелочена. К этим зонам приурочены пути сосредоточенной фильтрации с водопроницаемостью в десятки л/мин. Часть тектонических нарушений была ориентирована вдоль фильтрационного контура, а зоны послынного будинажа, развитые местами в толще известняков, характеризовались повышенной водопроницаемостью. В этих условиях потребовалось сооружение мощной противофильтрационной цементационной завесы в основании плотины.

Ингури ГЭС. Основание арочно-гравитационной плотины, сложенное ритмично-слоистыми карбонатными породами, охарактеризовано выше (раздел 6), где (рис. 28) обращает на себя внимание наличие вероятных сосредоточенных путей фильтрации в зоне сбросо-сдвига III порядка, с которым связаны процессы доломитизации известняков и раздоломивания доломитов, а также расширения трещин всех порядков в результате выщелачивания и обменных реакций пород с минерализованными водами, химический состав которых, видимо, изменялся во времени. Результатом этих процессов явилось присутствие в некоторых зонах массива карбонатной и доломитовой муки в виде заполнителя расширенных трещин и мелких тектонических нарушений, способного к суффозии в основании плотины с напором более 200 м. Поэтому было принято решение о значительном заглублении котлована плотины, создании бетонных пробок на участках зон тектонических нарушений, усиленной площадной цементации основания, сооружении мощной противофильтрационной цементационной завесы и сложной системы дренажа со стороны нижнего бьефа. Эти мероприятия оказались необходимыми, несмотря на то, что



карбонатные породы здесь характеризовались в основном трещинным карстом и почти полным отсутствием кавернозности и крупных карстовых полостей. При выемке котлована плотины и осуществлении площадной цементации основания было обнаружено значительное разуплотнение пакетов плитчатых маломощных пластов известняков по сравнению с пакетами пластов повышенной мощности, что было связано с неодинаковым воздействием взрывного способа проходки котлована на разнопрочные породы.

Характер путей сосредоточенной фильтрации и зон возможной суффозии в массивах карстующихся карбонатных пород

Чарвакская ГЭС на р. Чирчик. Геологическое строение участка видно из геологической карты (рис. 3-1) и разреза водопроницаемости по оси плотины, ориентированной вкрест простирания известняков (рис. 3-2, составленный В.В. Каякиным). Толща слоистых известняков карбона слагает структурно-тектонический блок, ограниченный со стороны нижнего и верхнего бьефов гидроузла тектоническими нарушениями (сбросо-сдвиги) II - IV порядков, имеющими северо-восточные простирания. Толща известняков имеет ритмичное строение в виде чередования преимущественно маломощных пластов (пачки №№ 2 - 6). Исключением является пачка № 1 толстослоистых известняков. По сбросо-сдвигам II - IV порядков происходит разгрузка в долину реки термальных сульфатных вод с температурой 20 - 34 °С и минерализацией до 1 - 1,5 г/л. В контакте пачек №№ 1 - 2 вдоль правого берега отмечается зона повышенной трещиноватости, связанная с межформационными срывами по напластованию. Именно в ее полосе, в нижнем бьефе плотины на правом берегу, в штольне № 4 появились выходы термальных вод уже в начальный период заполнения водохранилища. Разгрузка термальных вод, сейчас мало минерализованных, но, возможно, ранее имевших более высокую температуру и минерализацию, привела к существенной гидротермальной метаморфизации некоторых разновидностей карбонатных пород, выразившейся в образовании силикатных образований («каранкулитов»). В зонах, окружающих глубинные разломы, каранкулиты образуют крупные тела неправильной формы, сохраняющие текстуру известняков. По мере отдаления от этих разломов каранкулитизация распространяется по трещинам всех систем, в частности, напластования, создавая заполнитель, способный к суффозии.

Карстовые явления в виде мелкой кавернозности и полостей развиты в толстоплитчатых известняках первой пачки и каранкулитах, а кавернозность - в тонкоплитчатых известняках остальных пачек (рис. 3-3). Концентрация карстовых проявлений явно подчинена также уровням древних (Кызылсуйская, Надхумсанская, Хумсанская) и современных (Ходжикентская и Карабулакская) террас, спускаясь под русло на значительную глубину (до 50 м).



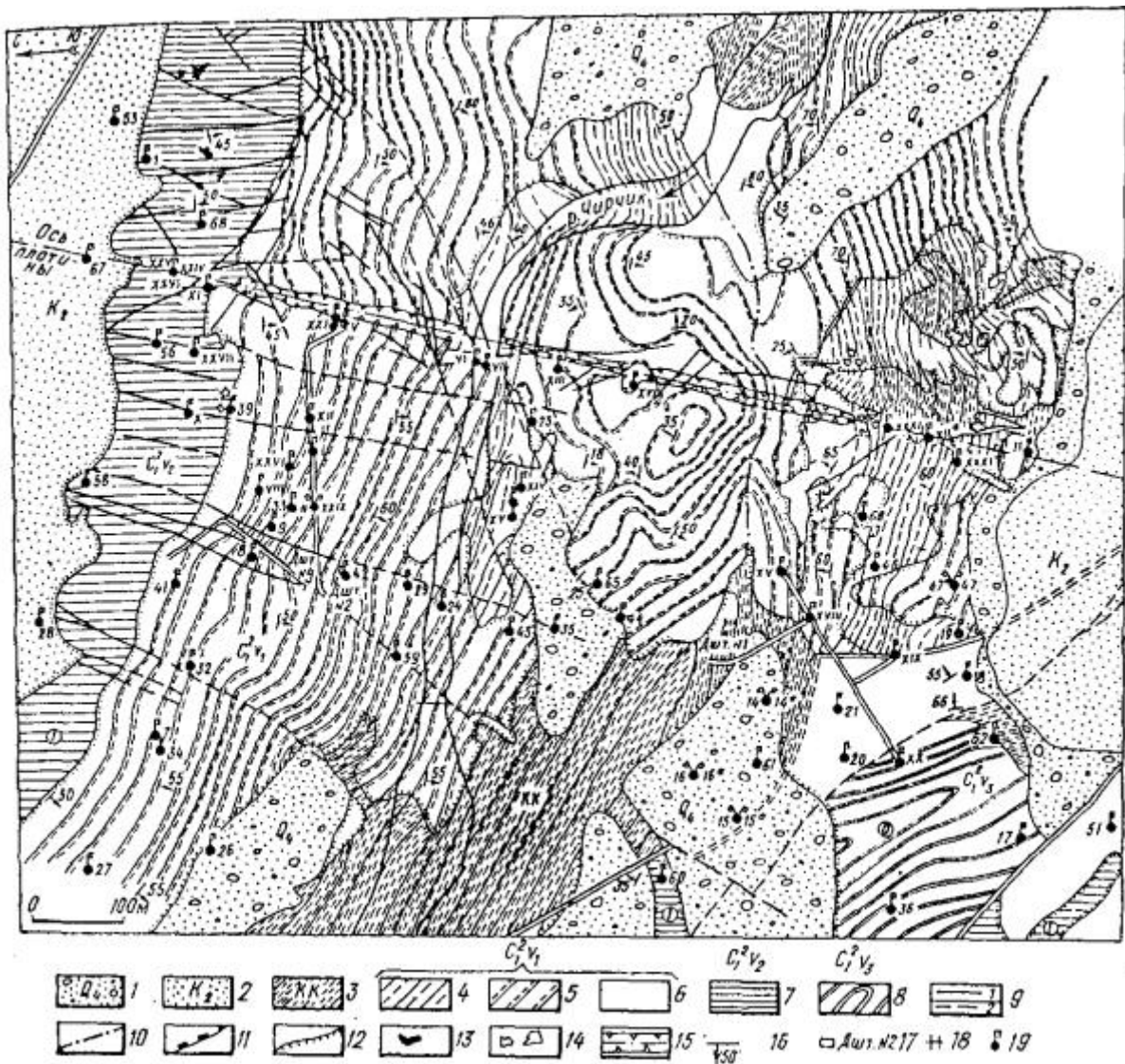


Рис. 3-1. Инженерно-геологическая карта участка Чарвакской ГЭС

Четвертичные отложения: 1 - галечные отложения Ходжикентской и Карабулакской террас.

Меловые отложения: 2 - пестроцветная толща переслаивающихся песчаников, конгломератов и глин на карбонатном цементе; посткарбоновые образования: 3 - каранкулит; отложения нижнего карбона (C_1^2, ν); 4 - известняк тонкозернистый, тонкослоистый, толща сильно каранкулитизирована, местами кавернозность; 5 - известняк тонкозернистый, среднеслоистого сложения, каранкулитизация сравнительно слабая, в основном по слоистости; 6 - известняк тонкозернистый, среднеслоистый, каранкулитизация очень слабая; 7 - известняк массивный и грубослоистый, закарстованный, местами кавернозный (пачка 1); 8 - известняк тонкослоистый с прослоями аргиллита, каранкулитизация по напластованию (пачка 0); 9 - тектонические нарушения и трещины IV - VII порядков: (1) - наблюдаемые; (2) - предполагаемые; 10 - ось Чарвакской синклинали; 11 - надвиг; 12 - границы литолого-стратиграфических комплексов пород; 13 - карст; 14 - кавернозность; 15 - контур выемки плотины; 16 - элементы залегания пород; 17 - дренажные штольни; 18 - водосливы; 19 - наблюдательные пьезометрические скважины.



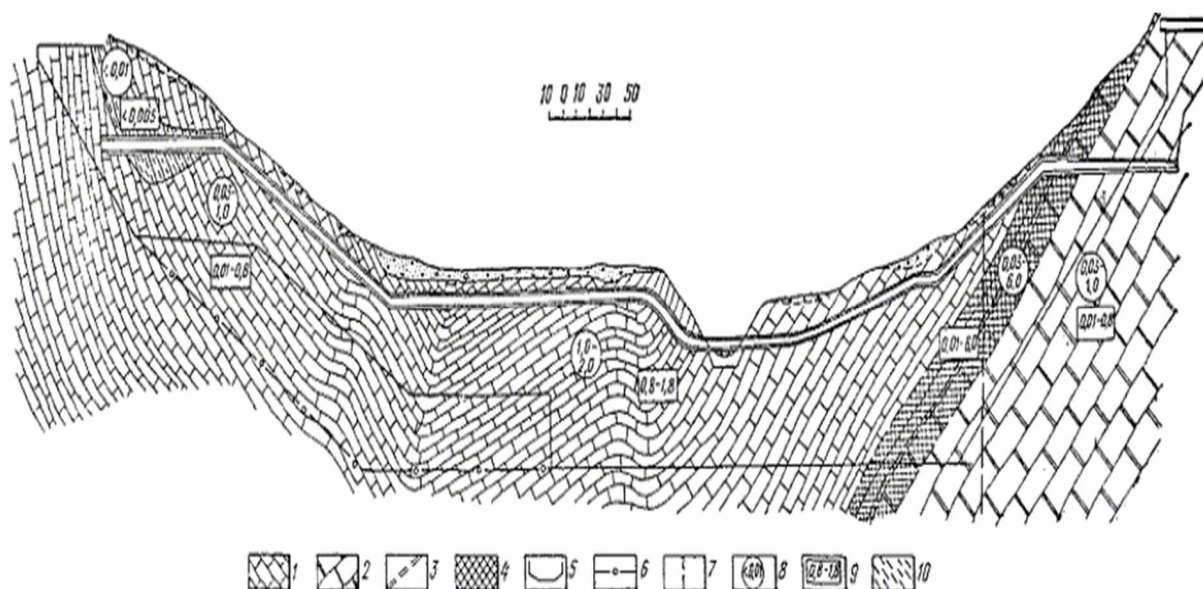


Рис. 3-2. Гидрогеологический разрез основания Чарвакского гидроузла (по В.В. Каякину)

1 - известняк тонкослоистый, скрытокристаллический; 2 - известняк массивный и грубослоистый; 3 - контакт массивных и слоистых известняков; 4 - зона повышенной закарстованности и водопроницаемости, приуроченная к контакту массивных и слоистых известняков; 5 - контур фактической цементационной завесы; 6 - рекомендуемый контур; 7 - граница квазиоднородных по водопроницаемости участков; 8 - коэффициент фильтрации, м/сут; 9 - удельное водопоглощение, л/мин; 10 - каранкулиты.

Водопроницаемость известняков сравнительно невелика, так как карстовые полости в большинстве заполнены суглинисто-песчаным материалом, а полости трещин - каранкулитом. В зонах тектонических нарушений $q = 0,5 \div 5$ л/мин, а вне их $q = 0,001 \div 0,5$ л/мин (рис. 12). Отсутствие в крупных карстовых полостях каранкулитов и преимущественное заполнение их элювиальным материалом указывает на более позднее развитие эрозионного карста, связанного с формированием долины р. Чирчик. Практически незатухающий характер водопроницаемости на глубину почти 200 м, а также наличие термальных вод в известняках позволяют считать эти явления взаимно дополняющими друг друга и рассматривать их как своеобразный процесс глубинного трещинного карста, обусловленный обменными реакциями между термальными растворами изменяющегося во времени химического состава с соответствующими разновидностями известняков и более поздним эрозионным карстом.

Таким образом, наиболее вероятно развитие путей сосредоточенной фильтрации вдоль зон тектонических нарушений и по простиранию пластов, а развитие суффозии - в области распространения заполнителя полостей трещин «каранкулита» и элювиального заполнителя полостей четвертичного карста. Заполнитель мелких сбросов, ориентированных по простиранию пород (по направлению фильтрации в подземном контуре плотины), способен к суффозии. Тот же заполнитель мелких сбросов, ориентированных нормально к простиранию пород, должен играть роль частных водоупоров, за исключением участков их сопряжения с полостями мелких взбросов. Последние, а также зона контакта первой и второй пачек на правом берегу, где отмечается межформационный срыв, выделены на рис. 3-4, как зоны повышенной водопроницаемости. Данный рисунок более дифференцированно (по сравнению с рис. 3-2) характеризует неоднородность водопроницаемости основания.



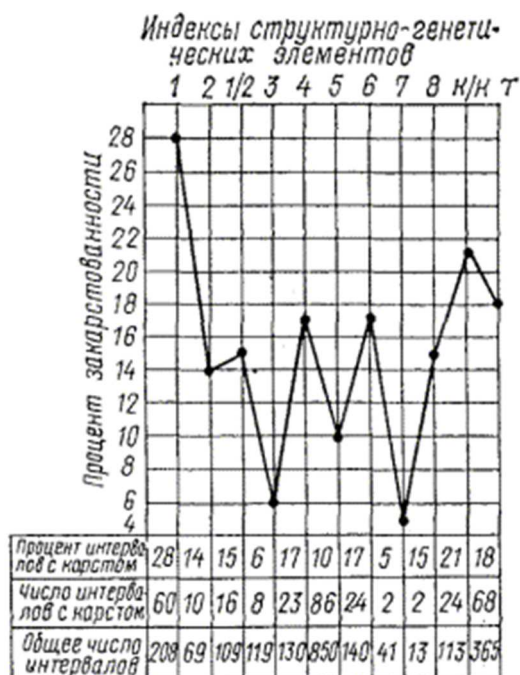


Рис. 3-3. График распределения карстовых проявлений в опытных интервалах нагнетаний и откачек по структурно-генетическим элементам

1, 2, 3 и т.д. - номера пачек известняков; 1/2 - контакт между 1 и 2 пачками; к/к - контакт между каранкулитами и известняками; Т - зона тектонического нарушения.

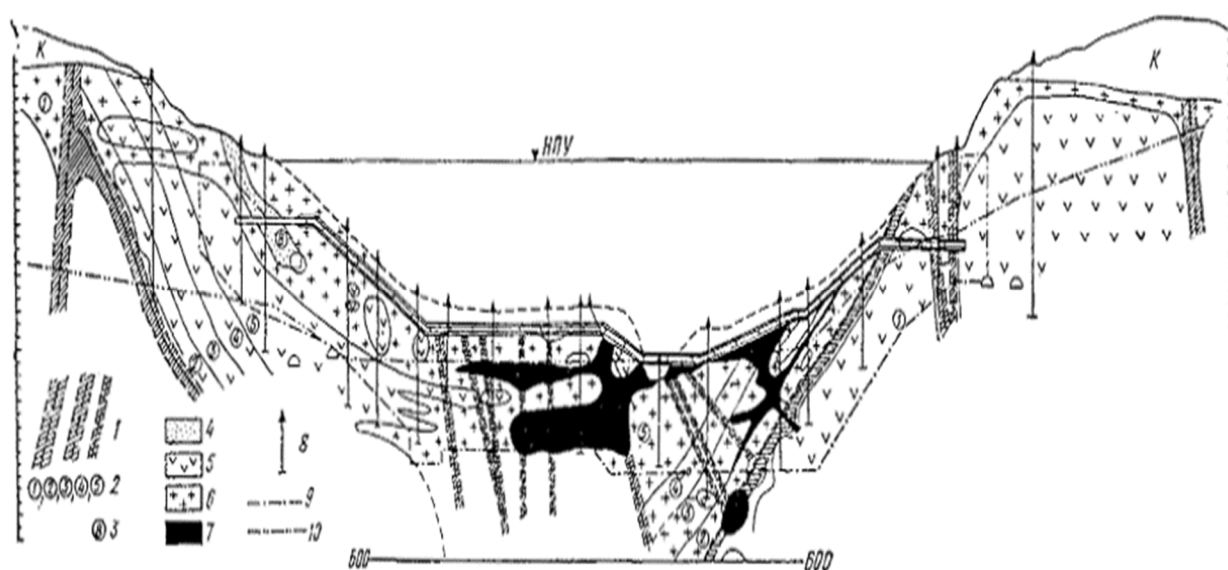


Рис. 3-4. Схема фильтрационной неоднородности пород основания плотины Чарвакской ГЭС

1 - зоны влияния тектонических разрывов IV, VI и VII порядков; 2 - номера пачек известняков; 3 - каранкулит; 4 - область значений $q = 0,005 \div 0,05$ л/мин; 5 - $q = 0,01 \div 0,1$ л/мин; 6 - $q = 0,1 \div 1,0$ л/мин; 7 - $q = 1,0 \div 5,0$ л/мин; 8 - скважина, в которой выполнены опытно-фильтрационные работы; 9 - уровень грунтовых вод в естественных условиях; 10 - контур разведочных скважин Гидроспецстроя.



Появление источников в нижнем бьефе плотины на обоих берегах при начальном заполнении водохранилища, с суммарным дебитом в несколько десятков литров в секунду, привело к усилению противофильтрационных мероприятий и созданию дренажных устройств в виде штолен. По мере включения дренажных штолен отмечалось перераспределение дебитов каптируемых ими источников. Помимо этого, перераспределение дебитов наблюдалось дважды, в 1977 и 1978 гг., после землетрясений интенсивностью около 4 баллов, имевших место в районе строительства. Однако резкого увеличения суммарных дебитов не отмечалось. Характер зависимости суммарного дебита источников, каптированных штольной № 1, от колебаний уровня верхнего бьефа приведен на рис. 3-5.

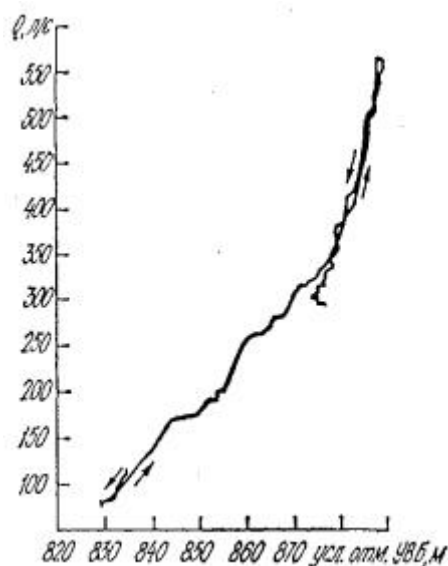


Рис. 3-5. Изменение расхода дренажной штольной № 1 при наполнении и сработке Чарвакского водохранилища в 1978 г.

Можно отметить факт закономерных изменений температуры воды в дренажных устройствах и в пьезометрах. До начала строительства температура воды до $+34^{\circ}\text{C}$ отмечалась вблизи зон тектонических нарушений. При частичном заполнении водохранилища температура термальных вод понижалась, а при сработке — повышалась. Это указывает на своеобразное динамическое равновесие напорных термальных вод с водами водохранилища, питающегося талыми водами горных ледников. Воды водохранилища как бы отжимают термальные воды на глубину, а в нижнем бьефе выходящие в дренаж воды разбавляются холодной водой водохранилища. Вода в дренажных устройствах чистая, без взвесей минеральных частиц, что указывает на отсутствие признаков суффозионного выноса заполнителя трещин и полостей карста.

Для подтверждения предполагаемых путей сосредоточенной фильтрации были использованы индикаторные методы. Однако появление индикаторов отмечалось лишь в отдельных ближайших к месту запуска пьезометрах. Это свидетельствует об отсутствии сквозных протяженных путей сосредоточенной фильтрации по отдельным крупным трещинам. Вода, собираемая дренажными штольнями, по-видимому, проходит в массиве сложный путь, характеризующийся прерывистостью водопроводящих трещин, и в пределах которого не создается значительных градиентов фильтрации, достаточных для суффозии заполнителя трещин и карстовых полостей.

Возможность использования материалов проектирования и строительства цементационных противофильтрационных завес для выявления путей сосредоточенной фильтрации



При строительстве противофильтрационных завес накапливается большой объем данных определений водопроницаемости q^* массива по методике Гидроспецстроя, а также определений удельного расхода цемента $q_{ц}$ (расход массы цемента на 1 метр скважины). Этот материал ценен прежде всего тем, что он характеризует проницаемость в близко расположенных друг от друга скважинах (от 3 до 12 м), в то время как при инженерно-геологических изысканиях расстояние между скважинами фильтрационного опробования составляет порядка 50 - 100 м.

Необходимо отметить, что методика Гидроспецстроя по определению q^* существенно отличается от методики определения q , предложенной Гидропроектом и используемой при изысканиях.

В первом случае скважины опробуются гидравлическим путем при ступени напора, как правило, порядка 1,0 - 2,5 МПа (10 - 25 атм). При этом функция $Q(H)$ условно принимается линейной.

В связи с изложенным интересны два аспекта:

1) определение связи величин q , q^* и $q_{ц}$; это важно с точки зрения возможности оценки расхода цемента уже на начальных стадиях проектирования на основе модели водопроницаемости; для уточнения модели водопроницаемости массива на стадии строительства и эксплуатации на основе данных q^* и $q_{ц}$;

2) использование данных q^* и $q_{ц}$ при изучении характера путей сосредоточенной фильтрации в массиве.

Эти вопросы анализировались на примере основания Чарвакской ГЭС. Сделаны следующие выводы:

а) значения q и q^* существенно отличаются, причем $q \approx c_1 \cdot q^*$, где коэффициент пропорциональности $c_1 > 1$; для пород основания Чарвакской ГЭС $c_1 \approx 10$, что соответствует выводу, ранее сделанному В.В. Каякиным путем сравнения средних величин \bar{q} и \bar{q}^* ; можно полагать, что в других структурно-петрологических типах оснований значения коэффициента c_1 могут отличаться от 10 как в меньшую, так и в большую сторону;

б) между величинами $q_{ц}$ и q^* установлены тесные корреляционные связи ($r = 0,87 \div 0,90$) - см. рис. 3-6; удельные расходы цемента 500 кг/м и более отвечают значениям $q^* > 0,1$ л/мин (или $q > 1,0$ л/мин);

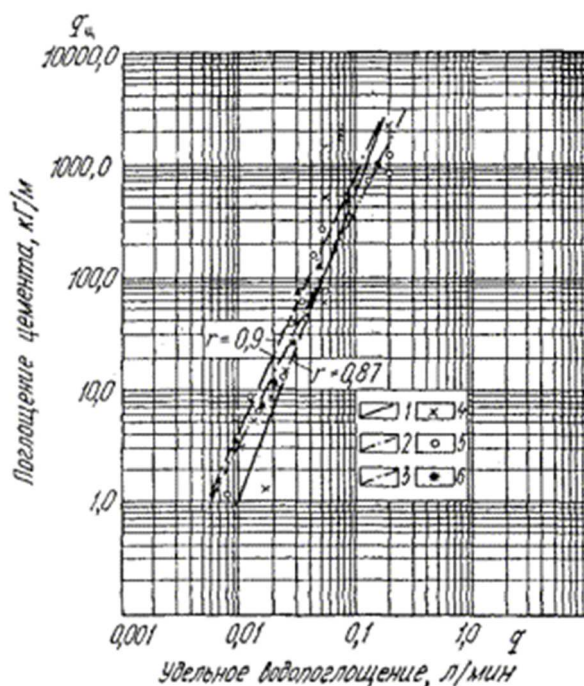


Рис. 3-6. Зависимость поглощения цемента от удельного водопоглощения скважин при гидравлическом опробовании

1 - первая очередь цементации скважин; 2 - вторая очередь цементации; 3 - третья очередь цементации; 4 - средняя величина для первой очереди; 5 - для второй очереди; 6 - для третьей очереди; r - коэффициент корреляции.

в) детальный разрез массива по водопроницаемости q^* конфигурацией элементов неоднородности может отличаться от аналогичного, но менее детального разреза в величинах q , построенного по материалам изысканий и учитывающего геоструктурную модель массива (рис. 3-7). Сопоставление этих контуров показывает, что водопроницаемость в зонах тектонических нарушений основания Чарвакской ГЭС неоднородна, повышенная проницаемость сменяется низкими значениями q^* , что обуславливает сложный характер путей сосредоточенной фильтрации. Необходимо также отметить, что места пересечения зон тектонических нарушений, как правило, соответствуют элементам разреза с повышенной водопроницаемостью. Поэтому наиболее вероятно, что в данном массиве именно с такими пересечениями связаны пути сосредоточенной фильтрации.

Характер путей сосредоточенной фильтрации и зон возможной суффозии в массивах изверженных и метаморфических пород

В основаниях, сложенных массивными интрузивными и метаморфическими породами, также необходимы выявление путей сосредоточенной фильтрации и оценка суффозионной устойчивости заполнителя трещин. В связи с этим особого внимания заслуживают случаи совпадения фильтрационного потока с ориентацией тектонических зон и протяженных трещин или контактов жильных тел. Рассмотрим ряд примеров.

Константиновский гидроузел на р. Ю. Буг. Находится в периферийной части Украинского кристаллического щита, характеризующегося развитием складчатых структур северо-западного простирания с крутым падением крыльев. В основании плотины залегают граниты верхне-архейского возраста, интродуцировавшие породы нижнего архея диоритового и гранодиоритового состава, в результате чего возникли зоны переходных пород - полосчатых мигматитов. На участке прослеживается несколько тектонических нарушений различных порядков, преимущественно северо-западного простирания, т.е. примерно вдоль фильтрационного потока под плотиной.

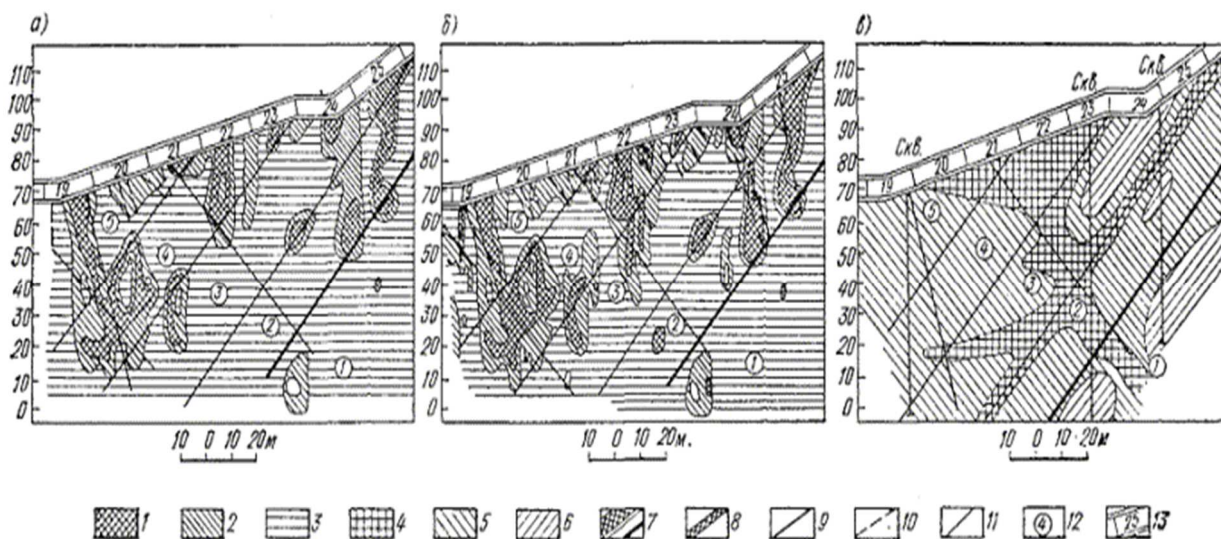


Рис. 3-7. Фрагменты схемы водопроницаемости основания Чарвакского гидроузла:



a - по данным удельных водопоглощений при гидравлическом опробовании цементационных скважин I очереди; *b* - то же - трех очередей; *в* - то же разведочных скважин
Зоны удельных водопоглощений: 1 - более 0,1 л/мин; 2 - от 0,1 до 0,05 л/мин; 3 - менее 0,05 л/мин; 4 - более 1,0 л/мин; 5 - от 1,0 до 0,1 л/мин; 6 - менее 0,1 л/мин; 7 - тектонические нарушения VI порядка; 8 - то же IV порядка; 9 - тектонические нарушения VII порядка; 10 - то же - более мелких порядков; 11 - граница пачек известняков; 12 - номера пачек известняков; 13 - цементационная секция.

В результате статистической обработки примерно 400 значений удельного водопоглощения выявлены закономерности изменения водопроницаемости с глубиной в гранитах, диоритах, мигматитах (рис. 12). Наиболее водопроницаемы граниты, наименее - ксенолиты диоритов, а проницаемость мигматитов занимает промежуточное положение между первыми двумя породами. Водопроницаемость всех трех разновидностей пород в подрусловой части массива приблизительно на один порядок больше, чем в бортах долины. Большой разброс значений q в интервале глубин 10 - 30 м вызван, по-видимому, кольматажем значительной части трещин в верхней части разреза. При этом в качестве заполнителя трещин выступает каолин, как первичный, развитый в древней коре выветривания, так и вторичный, переотложенный. Наличие в подрусловой части массива полого залегающих зон повышенной трещиноватости связано с протяженными трещинами отрыва, приоткрытыми при разгрузке естественных напряжений. Непосредственные наблюдения в штольнях и анализ графиков $q(h)$ свидетельствовали о том, что в зонах тектонических нарушений заполнителем является, как правило, первичный каолин, способный к суффозии. На рис. 3-8 показан продольный (по долине р. Ю. Буг) разрез водопроницаемости пород.

Саяно-Шушенская ГЭС на р. Енисей. Основание сложено комплексом кристаллических пара- и ортосланцев с переходной зоной переслаивания этих пород, залегающих почти параллельно руслу реки крутонаклонно с падением в сторону правого берега и верхнего бьефа под углом 75 - 80°. Толща кристаллических сланцев рассечена дайками основных пород, залегающих субвертикально. Мощность даек колеблется от 0,5 до 20 метров, их простирание примерно поперек русла, вкрест простирания сланцев. Более молодыми, чем дайки, являются тектонические нарушения типа сбросо-сдвигов VI порядка с малыми амплитудами смещения, имеющие близкие к дайкам элементы залегания. Зоны учащенной трещиноватости и протяженные одиночные трещины с заметным раскрытием, ориентированные разнообразно, пологонаклонные (10 - 30°). Зависимости $q(h)$, построенные по данным 1364 опытных нагнетаний воды, свидетельствуют об индивидуальном характере таких связей в различных генетических элементах массива (рис. 12, в) при общей тенденции уменьшения водопроницаемости с ростом h . При этом крутопадающие тектонические нарушения и протяженные пологонаклонные трещины имеют характер путей сосредоточенной фильтрации. Дайки и их контакты с вмещающими породами также имеют повышенную водопроницаемость, но в меньшей степени и на меньшую глубину, чем в зонах тектонических нарушений.

На рис. 3-9 - 3-11 показаны разрезы и срез основания Саяно-Шушенского гидроузла по водопроницаемости. Как следует из рис. 3-11, сосредоточенные пути фильтрации и возможной суффозии, связанные с крутопадающими нарушениями и дайками, по своей ориентации за редким исключением, для сооружения не опасны. Однако пологонаклонные зоны учащенной трещиноватости и тем более пологие протяженные трещины требуют учета в проекте и реализации необходимых противофильтрационных мероприятий.



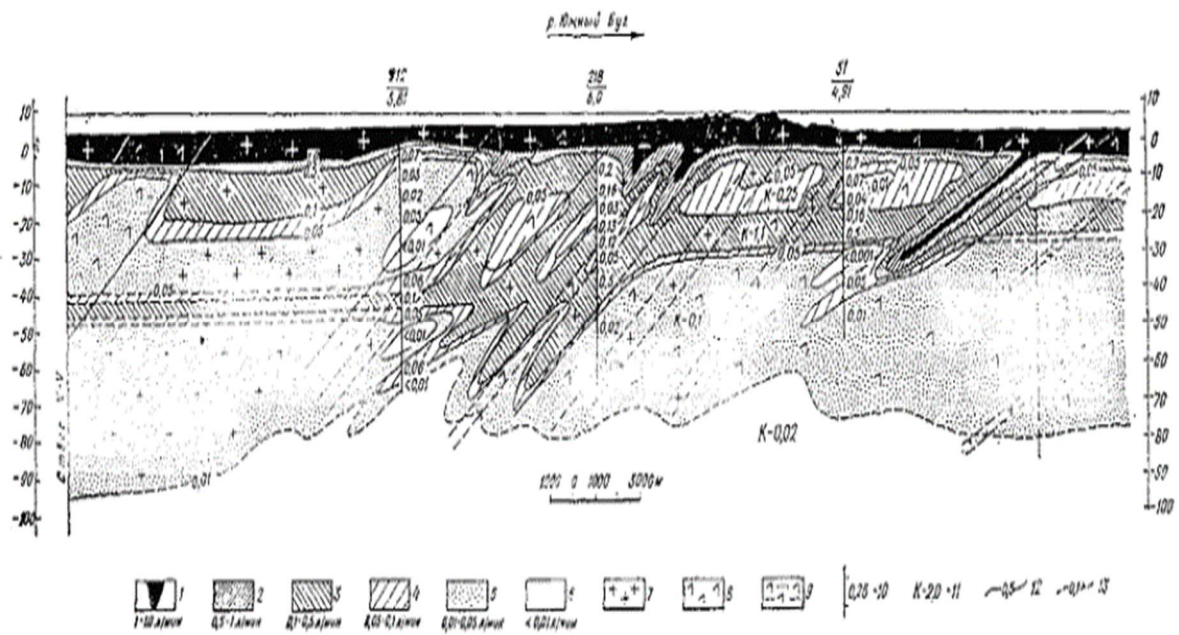


Рис. 3-8. Водопроницаемость скального основания Константиновского гидроузла. Разрез по долине р. Ю. Буг

1 - $q = 1 \div 10$ л/мин; 2 - $q = 0,5 \div 1$ л/мин; 3 - $q = 0,1 \div 0,5$ л/мин; 4 - $q = 0,05 \div 0,1$ л/мин; 5 - $q = 0,01 \div 0,05$ л/мин; 6 - $q < 0,01$ л/мин; 7 - граниты; 8 - диориты; 9 - мигматиты, гнейсы; 10 - интервал опробования нагнетаниями и величины удельного водопоглощения, л/мин; 11 - расчетное значение коэффициента фильтрации, м/сут; 12, 13 - границы зон с различным удельным водопоглощением и коэффициентом фильтрации (12 - установленные, 13 - предполагаемые).

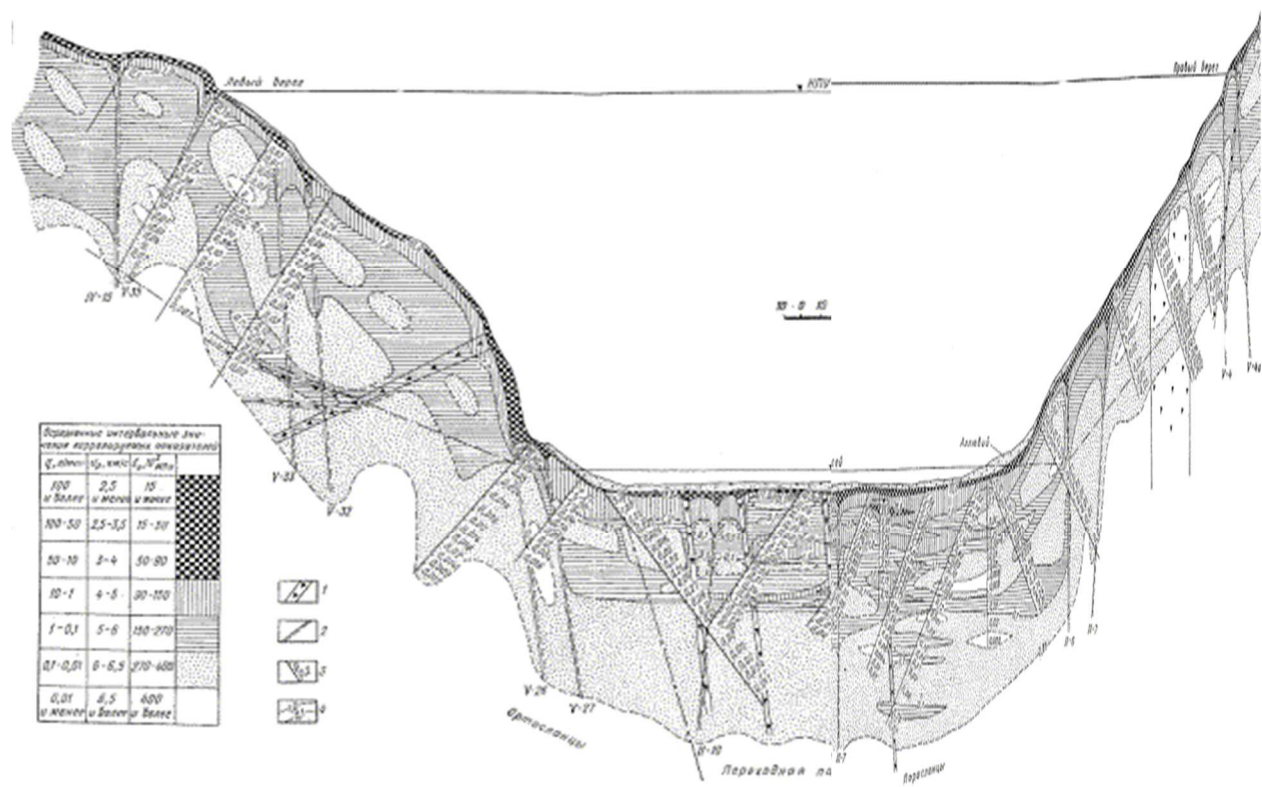


Рис. 3-9. Фрагмент уточненной модели водопроницаемости естественного скального массива. Разрез I - I по хорде арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС.



Интерпретация с взаимосвязкой данных опытно-фильтрационных и геофизических исследований

1 - дайки диабазов; 2 - тектонические нарушения и их номера; 3 - поинтервальные значения q (л/мин) в буровых скважинах; 4 - изолинии значений q (л/мин)

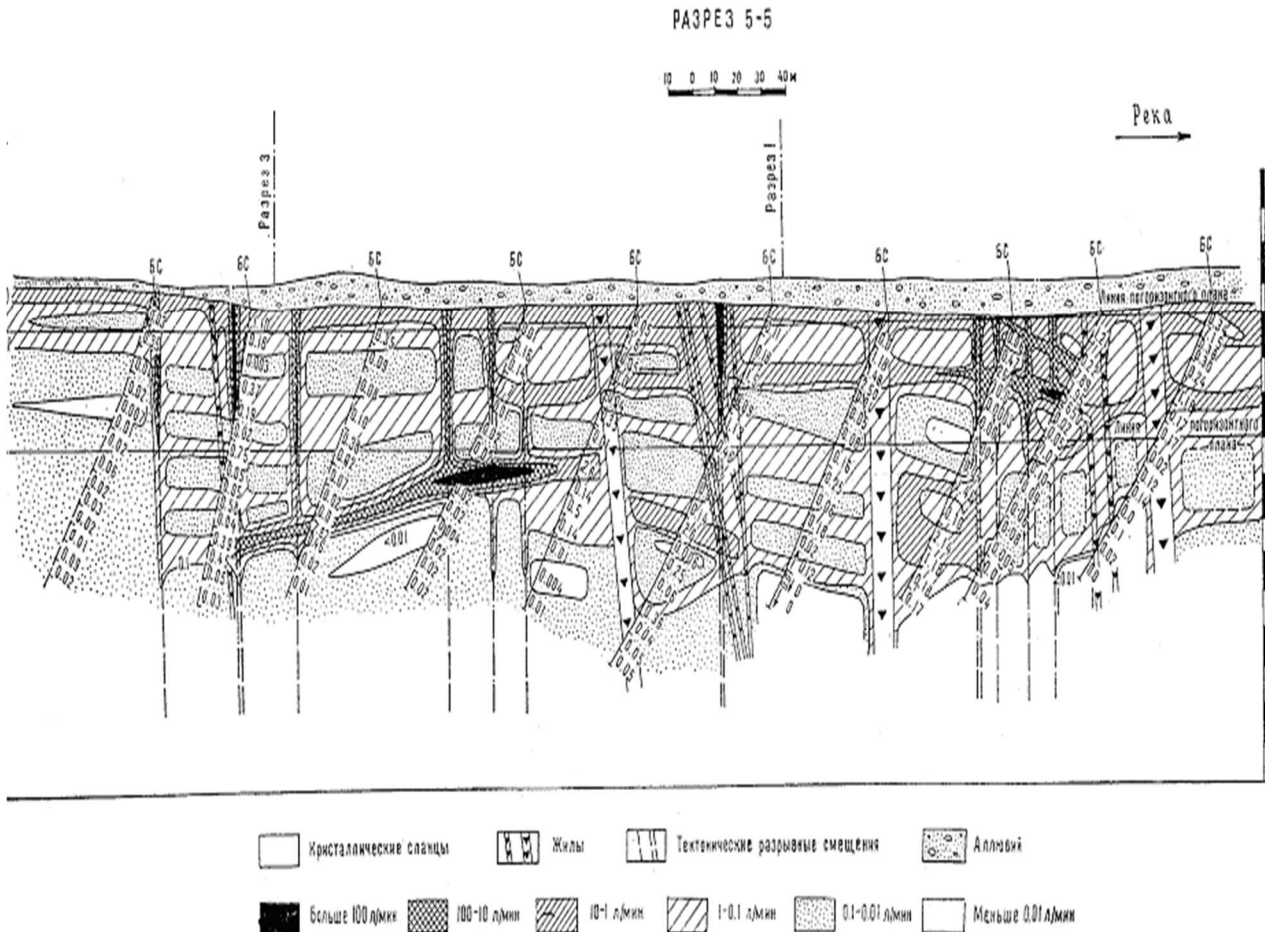


Рис. 3-10. Разрез основания Саяно-Шушенской ГЭС по водопроницаемости (подрусловая часть массива, разрез по долине р. Енисей).



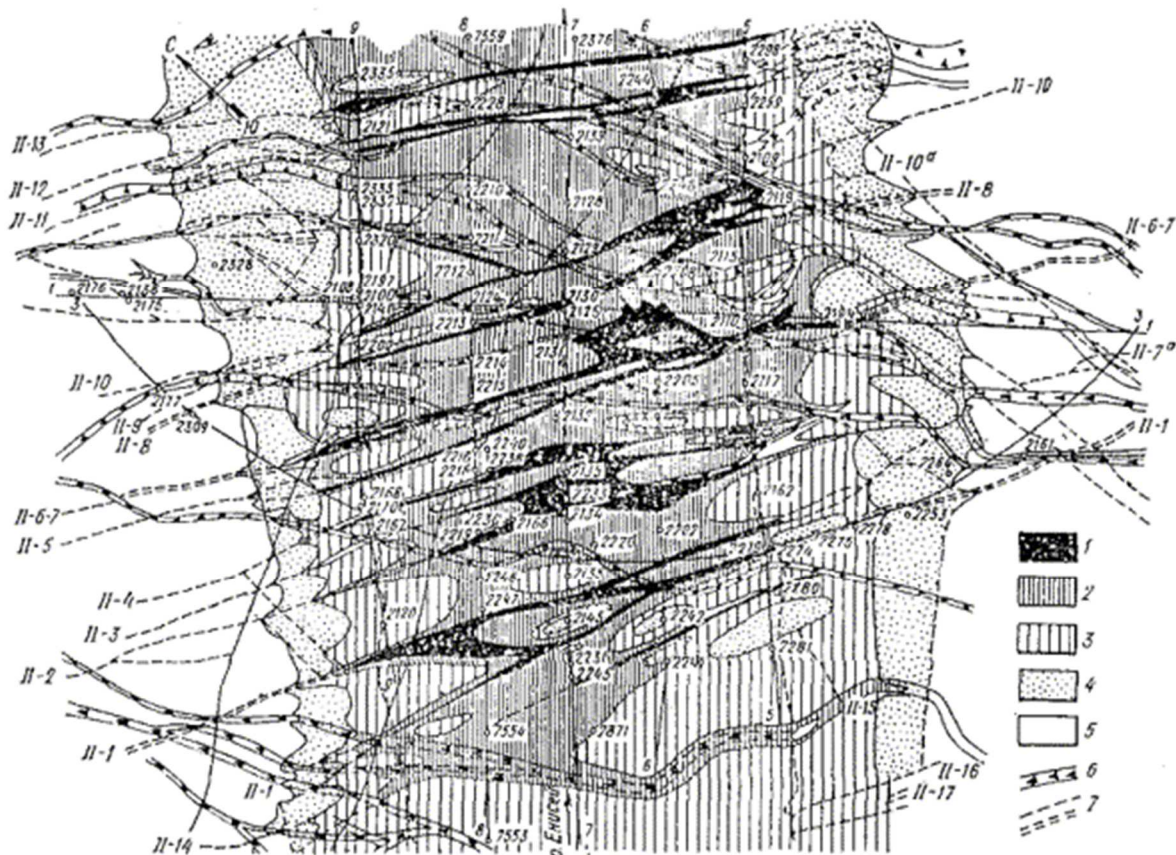


Рис. 3-11. Погоризонтный срез основания Саяно-Шушенской ГЭС по водопроницаемости

1 - элементы, характеризующиеся значениями $q = 10 \div 100$ л/мин; 2 - $q = 1 \div 10$ л/мин; 3 - $q = 0,1 \div 1$ л/мин; 4 - $q = 0,01 \div 0,1$ л/мин; 5 - $q < 0,01$ л/мин; 6 - дайки диабазов; 7 - тектонические нарушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аллас Э.Э., Мещеряков А.Н. Укрепление оснований гидротехнических сооружений/ Под ред., В.С. Эристова. - М. - Л.: Энергия, 1966.
2. Аравин В.И., Нумеров С.Н. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. - Л. - М.: Госстройиздат, 1955.
3. Аронова Л.А. Исследование фильтрационной неоднородности трещиноватых массивов на участках изысканий под гидроузлы: Автореф. дис. канд. техн. наук, М., 1970.
4. Белый Л.Д., Рац М.В., Чернышев С.Н. Статистические методы исследований трещинной водопроницаемости массивов горных пород в основаниях гидротехнических сооружений// Труды коорд. совещ. по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, - 1970. - Вып. 48 - С. 26 - 35.
5. Биндеман Н.Н. Методы определения водопроницаемости горных пород откачками, наливками и нагнетаниями. - М.: Углетехиздат, 1951.
6. Бочков Н.М. Механическая суффозия. - М., ГОНТИ, 1936.
7. Варга А.А. К прогнозу фильтрационных свойств скального массива по параметрам трещиноватости// Труды Гидропроекта. - 1981. - Вып. 76. - С. 30 - 36.
8. Гавич И.К. Определение параметров анизотропного пласта по данным опытных работ и моделирования в условиях неустановившегося движения// Труды коорд. совещ. по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1970. - Вып. 48. - С. 102 - 116.
9. Газиев Э.Г., Речицкий В.И., Боровых Т.Н. Исследование фильтрационного потока в блочной среде применительно к проектированию сооружений в скальных массивах/ Труды Гидропроекта. - 1980. - Вып. 68. - С. 137 - 147.



10. **Гринбаум И.И.** Геофизические методы определения фильтрационных свойств горных пород. - М.: Недра, 1963.
11. **Гринбаум И.И.** О методике и особенностях расходометрических исследований фильтрационных свойств трещиноватых пород в основаниях высоконапорных сооружений/ Труды коорд. совещ. по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, - 1970. - Вып. 48. - С. 125 - 134.
12. **ГОСТ 26522-75.** Грунты. Метод статистической обработки результатов определений характеристики. - М.: Изд-во стандартов, 1977.
13. **ГОСТ 25100-82.** Грунты. Классификация. - М.: Изд-во стандартов, 1982.
14. **Гуреев А.М., Воронков О.К., Антонова Л.И.** Связи параметров блочности скальных массивов, скоростей упругих волн и характеристик водопроницаемости// Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1977. - Т. 117. - С. 106 - 113.
15. **Гуреев А.М., Воронков О.К., Моторин Г.А.** Методика построения сейсмогеологических моделей скальных массивов по данным сейсмических методов разведки// Труды коорд. совещ. по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, - 1972. - Вып. 77. - С. 18 - 22.
16. **Гуреев А.М., Воронков О.К.** Оценка фильтрационной анизотропии скальных оснований плотин// Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1987, - Т. 203. - С. 20 - 27.
17. **Гуреев А.М.** К оценке фильтрационной неоднородности скальных оснований плотин// Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1986. - Т. 193. - С. 82 - 92.
18. **Гуреев А.М.** Инженерно-геологическая модель скального массива в основании гидротехнического сооружения// Труды коорд. совещ. по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1972. - Вып. 77. - С. 5 - 14.
19. **Дженкинс Г., Ваттс Д.** Спектральный анализ и его приложение./ Пер. с англ. - М.: Мир, 1972.
20. **Жиленков В.Н.** Экспериментальные исследования фильтрационной прочности заполнителя тектонических трещин в скальном основании Нурекской плотины// Труды коорд. совещаний по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1970. - Вып. 48. - С. 135 - 148.
21. **Закономерности** пространственной изменчивости водопроницаемости трещиноватых оснований гидротехнических сооружений/ Л.А. Аронова, Л.Д. Белый, С.П. Раевский, М.В. Рац и др.// Труды коорд. совещ. по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1970. - Вып. 48. - С. 16 - 25.
22. **Ильина О.В.** Фильтрационная устойчивость заполнителя трещин в скальных породах, определяемая в полевых условиях и в лаборатории/ Труды коорд. совещаний по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1970. - Вып. 48. - С. 149 - 156.
23. **Ильин Н.И., Чернышев С.Н., Дзекцер Е.С.** Оценка точности определения водопроницаемости горных пород. - М.: Наука, 1971.
24. **Инструкция** и методические указания по определению водопроницаемости горных пород методом опытных нагнетаний в скважины. И-39-67. - М.: Энергия, 1968.
25. **Инструкция** и методические указания по определению коэффициентов фильтрации водоносных пород методом опытных откачек. И-38-61. - М.: Энергия, 1967.
26. **Истомина В.С.** Фильтрационная устойчивость грунтов. - М.: Госстройиздат, 1957.
27. **Камбефор А.** Инъекция грунтов. - М.: Энергия, 1971.
28. **Каякин В.В., Андрианов А.В.** Опыт составления математической модели скального основания Токтогульского гидроузла на р. Нарын// Математические методы в инженерной геологии. - М., 1968. - С. 110 - 117.
29. **Каякин В.В., Каякина А.И.** Модели фильтрационных свойств скальных оснований высоких плотин// Труды Гидропроекта. - 1978. - Вып. 65. - С. 90 - 104.



30. **Каякин В.В.** Водопроницаемость известняков в основании высоконапорной плотины Токтогульского гидроузла// Труды коорд. совещ. по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1970. - Вып. 48. - С. 163 - 169.

31. **Керкис Е.Е.** Методы изучения фильтрационных свойств горных пород. - Л.: Недра, 1975.

32. **Керкис Е.Е.** О полевых опытных работах для установления условий размыва заполнителей трещин при исследованиях для высоких плотин// Тр. Всесоюз. проектн. изыскательского и НИИ Гидропроект, № 52. - 1976. - С. 36 - 45.

33. **Кириченко Н.И.** К вопросу о пороге сопротивления мелкозема при вымывании его из трещин в скальных породах// Труды коорд. совещаний по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1970. - Вып. 48. - С. 170 - 173.

34. **Кондауров Г.И., Каякин В.В.** Совместная количественная оценка закарстованности и водопроницаемости основания Чарвакского гидроузла// Инженерно-строительные изыскания. - 1977. - № 4/48. - С. 64 - 75.

35. **Крамбейн У., Грейбилл Ф.** Статистические модели в геологии. - М.: Мир, 1969.

36. **Ломизе А.Г.** Фильтрация в трещиноватых породах. - М.: Госэнергоиздат, 1951.

37. **Максимович Г.А.** Основы карстоведения Т. 2. - Пермь: Пермское книжное изд-во, 1969.

38. **Методика** изучения карста. Гидрогеология карста. - Вып. 6. Пермь: госуд. ун-тет, 1963.

39. **Методика** гидрогеологических исследований при инженерно-геологических изысканиях. - М.: ПНИИИС, 1970.

40. **Миллер Р.Л., Кап Дж. С.** Статистический анализ в геологических науках. - М.: Мир, 1965.

41. **Мироненко В.А., Шестаков В.М.** Теория и методы интерпретации опытно-фильтрационных работ. - М.: Недра, 1978.

42. **Молоков Л.А., Калмыкова Н.И.** Чарвакская плотина на р. Чирчик// Геология и плотины. - Госэнергоиздат, 1962, - Т. II - М.: С. 140 - 151.

43. **Определение** водопроницаемости неводоносных горных пород опытными наливками в шурфы. И-41-68. - М; Энергия.

44. **Пирогов И.А.** Тектонические структуры оснований высоких бетонных плотин. - М.: Энергоатомиздат, 1987.

45. **Плотников Н.И., Сыроватко М.В., Щеголев Д.И.** Подземные воды рудных месторождений. - М.: Металлургиздат, 1957.

46. **Пособие** по инженерным изысканиям для строительства. - М.: Стройиздат, 1974.

47. **Праведный Г.Х.** Практические рекомендации по противофильтрационным устройствам подземного контура бетонных плотин на скальных основаниях с трещинами тектонического происхождения// Труды коорд. совещ. по гидротехнике/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1970. - Вып. 48. - С. 206 - 213.

48. **Принципы** инженерно-геологического моделирования для целей гидротехнического строительства/ А.Г. Лыкошин, Н.Л. Шешеня, Е.С. Карпышев, В.В. Каякин// Гидротехническое строительство. - 1972. - № 3. - С. 7 - 11.

49. **Проектирование** оснований гидротехнических сооружений. Пособие к СНиП II 16-76/II 13-83/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1984.

50. **Рац М.В.** Неоднородность горных пород и их физических свойств. - М.: Наука, 1968.

51. **Рекомендации** по методике лабораторных испытаний грунтов на водопроницаемость и суффозионную устойчивость: П 49-90/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - Л., 1991.

52. **Рекомендации** по определению фильтрационных характеристик горных пород в зоне неполного водонасыщения методом нагнетания воздуха в скважины при инженерных изысканиях в строительстве. - М : Стройиздат, 1976.



53. **Рекомендации** по изучению трещиноватости горных пород при инженерно-геологических изысканиях для строительства. - М.: Стройиздат, 1974.
54. **Рекомендации** по методике составления геофизических схем (моделей) скальных массивов в основаниях бетонных плотин: П 96-81/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - Л., 1981.
55. **Ромм Е.С.** Фильтрационные свойства трещиноватых горных пород. - М: Недра, 1966.
56. **Руководство** по методике определения фильтрационно-суффозионных свойств скальных оснований гидротехнических сооружений: П 28-74/ ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - Л., 1975.
57. **Руководство** по определению водопроницаемости скальных пород методом опытных нагнетаний в скважины: П 656-75. - Л.: Энергия, 1978.
58. **Руководство** по расчету и моделированию фильтрации в основании высоких бетонных плотин: П 43-75/ ВНИИГ им Б.Е Веденеева. - Л., 1976.
59. **Руководство** по расчету коэффициента фильтрации трещиноватых скальных массивов по параметрам трещин. - М.: Стройиздат, 1979.
60. **Семенов М.П., Орадовская А.Е., Ильина О.В.** Геология оснований высоких плотин. - М.: Стройиздат, 1962.
61. **Справочник** гидрогеолога/ Под ред. М.Е. Альтовского. - М.: Гос. науч.-техн. изд-во литературы по геологии и охране недр, 1962.
62. **Справочник** по вероятностным расчетам/ Г.Г. Абезгауз, А.П. Тронь, Ю.Н. Копейкин, И.А. Коровин - М.: Стройиздат, 1970.
63. **Справочное** руководство гидрогеолога/ Под ред. В.М. Максимова. - Л.: Гос. науч.-техн. изд-во нефтяной и горно-топливной литературы, 1959.
64. **Чернышев С.Н.** Движение воды по сетям трещин. - М.: Недра, 1979.
65. **Чечот В.З., Каякин В.В., Андрианов А.В.** Инженерно-геологическая модель скального массива для целей гидротехнического строительства (на примере Токтогульского гидроузла)// Труды ВСЕГИНГЕО. - М., 1976.
66. **Чураев Н.В., Ильин Н.И.** Радиоиндикаторные методы исследований движения подземных вод. - М.: Атомиздат, 1967.



**МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ И ЭЛЕКТРИФИКАЦИИ СССР
ГЛАВТЕХСТРОЙ**

**ВСЕСОЮЗНЫЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ ГИДРОТЕХНИКИ
имени Б.Е. ВЕДЕНЕЕВА**

**МЕТОДИКА СОСТАВЛЕНИЯ
ГЕОСТРУКТУРНЫХ СХЕМ (МОДЕЛЕЙ)
СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ В ОСНОВАНИЯХ
ГИДРОСООРУЖЕНИЙ**

ПОСОБИЕ К СНиП 2.02.02-85

**П 55-90
ВНИИГ**

ЛЕНИНГРАД. 1991

Работа содержит методику (и ее обоснование) выделения в скальном массиве объемных инженерно-геологических элементов, а также примеры построения геоструктурных схем (моделей) оснований сооружений.

Методика базируется на представлениях о трещиноватых скальных породах в массивах, служащих основаниями или средой размещения крупных инженерных сооружений, в общем случае как о дискретной, неоднородной и анизотропной среде зонально-блочного строения. При этом учитывается, что изменчивость минерального состава, структуры, текстуры, состояния и свойств пород определяется их генезисом, историей и закономерностями формирования, развития и дезинтеграции горных пород во времени.

Методика составлена в лаборатории инженерной геологии и геокриологии ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева и предназначена для инженеров-геологов, геомехаников, гидрогеологов, геофизиков, проектировщиков, занимающихся обоснованием гидротехнического, гражданского и шахтного строительства.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проектирование и строительство крупных инженерных сооружений, в том числе гидротехнических (энергетического, транспортного, водохозяйственного и ирригационного назначения), особенно в горных районах с повышенной сейсмической активностью и сложным геологическим строением, требуют надежного инженерно-геологического обоснования проектных решений, базирующихся на расчетах прочности и устойчивости системы сооружение-основание. Для проведения расчетов или физического моделирования этих систем необходима инженерно-геологическая схема (модель) основания, содержащая информацию о структуре массива (геоструктурная модель) и физико-механических свойствах среды (модели свойств) с соответствующей для расчетов и экспериментов степенью упрощения (схематизации), но без нарушения принципиальных особенностей среды.

Геоструктурная модель основания отражает состав, структуру и состояние массива. По форме она представляет собой систему разрезов и карт, на которых выделены контуры квазиоднородных инженерно-геологических элементов. Геоструктурная модель составляется на основе результатов инженерно-геологических изысканий и исследований скальных массивов комплексом методов: геолого-съемочных, геофизических, горно-буровых, полевых и лабораторных исследований состава и свойств пород. Представляется, что в программе инженерно-геологических изысканий необходимо предусматривать целенаправленные геоструктурные исследования для участков основных сооружений,



обеспечивающие составление с требуемой детальностью расчетных схем и моделей систем основание-сооружение.

В настоящее время общепризнано, что любой скальный массив как основание инженерного сооружения (будучи расчлененным нарушениями сплошности разного генезиса, в том числе экзогенными трещинами выветривания и разгрузки) - в общем случае дискретная, неоднородная и анизотропная среда зонально-блочного строения. Концепция о зонально-блочном строении скальных массивов разрабатывалась одним из старейших инженеров-геологов нашей страны А.М. Гуреевым, начиная с шестидесятых годов [18 - 22]. Под его руководством созданы геоструктурные модели оснований: Кассебской (Тунис), Токтогульской, Красноярской, Ингурской, Саяно-Шушенской, Могилев-Подольской, Нурекской ГЭС, Стрыйского гидроузла и др. Подавляющая часть этих разработок в виде фондовых материалов использовалась для расчетов и экспериментального моделирования, в частности, на уникальной большой геомеханической модели скального основания арочной плотины Ингури ГЭС в масштабе 1:150. Эта модель, созданная и исследованная во ВНИИГе канд. техн. наук Антоновым С.С. на геоструктурной основе (А.М. Гуреев, И.С. Брюн), была сложена из прямоугольных и треугольных призматических блоков двенадцати типоразмеров, число которых превышало 300 тысяч. Однако все эти разработки ВНИИГа по методике геоструктурного моделирования до настоящего времени не были обобщены и изданы в виде нормативно-методического документа.

В последние годы во ВНИИГе были разработаны модели оснований и выполнены модельные исследования надежности систем основание-сооружение для важнейших отечественных гидроузлов, в том числе: Рогунского, Колымского, Бурейского, Богучанского, Тельмамского и др. (В.С. Владимирский, Н.М. Карпов, А.А. Никитин и др.). О некоторых из них сказано в Приложении 6 настоящей Методики.

Параллельно с работами ВНИИГа инженерно-геологическое моделирование скальных массивов развивалось другими исследователями в нашей стране (А.А. Варга, В.В. Каякин, А.В. Количко, А.Г. Лыкошин, Л.С. Мирошникова, Н.Ф. Новиков, И.А. Пирогов, М.В. Рац, С.Б. Ухов, С.Н. Чернышев и др.) и за рубежом (Л. Мюллер, Ф. Пахер, Дж. Стини, У. Крамбейн и Ф. Грейбилл и др.).

Настоящая Методика подготовлена в лаборатории инженерной геологии и геокриологии А.М. Гуреевым, О.К. Воронковым, И.С. Брюном, В.С. Владимирским.

Научное редактирование выполнено Д.Д. Сапегиным и Н.Ф. Кривоноговой.

При составлении Методики были учтены замечания и предложения ряда организаций: Гидропроекта им. С.Я. Жука, ЛГТУ, Ленгидропроекта, а также специалистов ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. Авторы благодарят А.А. Варгу, Н.М. Карпова, Н.Ф. Кривоногову, А.П. Митрофанова, И.А. Пирогова, Д.Д. Сапегина, способствовавших своими советами и помощью выполнению данной работы.

Замечания и пожелания просьба направлять в адрес ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева - 195220, Ленинград, Гжатская ул., 21, лаборатория инженерной геологии и геокриологии.

| | | |
|-----------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|
| Министерство энергетики и электрификации СССР | Методика составления геоструктурных схем (моделей) скальных массивов в основаниях гидросооружений | П 55-90 |
| | | ВНИИГ |

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящей Методикой целесообразно руководствоваться при составлении геоструктурных моделей (ГСМ) скальных массивов как основы для построения частных (специализированных) моделей их физико-механических свойств (деформационных, прочностных, фильтрационных и т.д.). Комплекс ГСМ и специализированных моделей образует инженерно-геологическую модель скального основания (рис.1) (по [49] с дополнениями). Методику можно использовать также: а) при обработке, интерпретации и обобщении материалов изысканий и исследований скальных и полускальных оснований



плотин, туннелей, камер подземных ГЭС и т.д.; б) при составлении расчетных схем работы системы сооружение-основание; в) при разработке проектов физических моделей основания (геомеханических, гидравлических, фильтрационных); г) при разработке проектов специальных видов исследований массива: геофизических, геомеханических, опытно-фильтрационных и др.

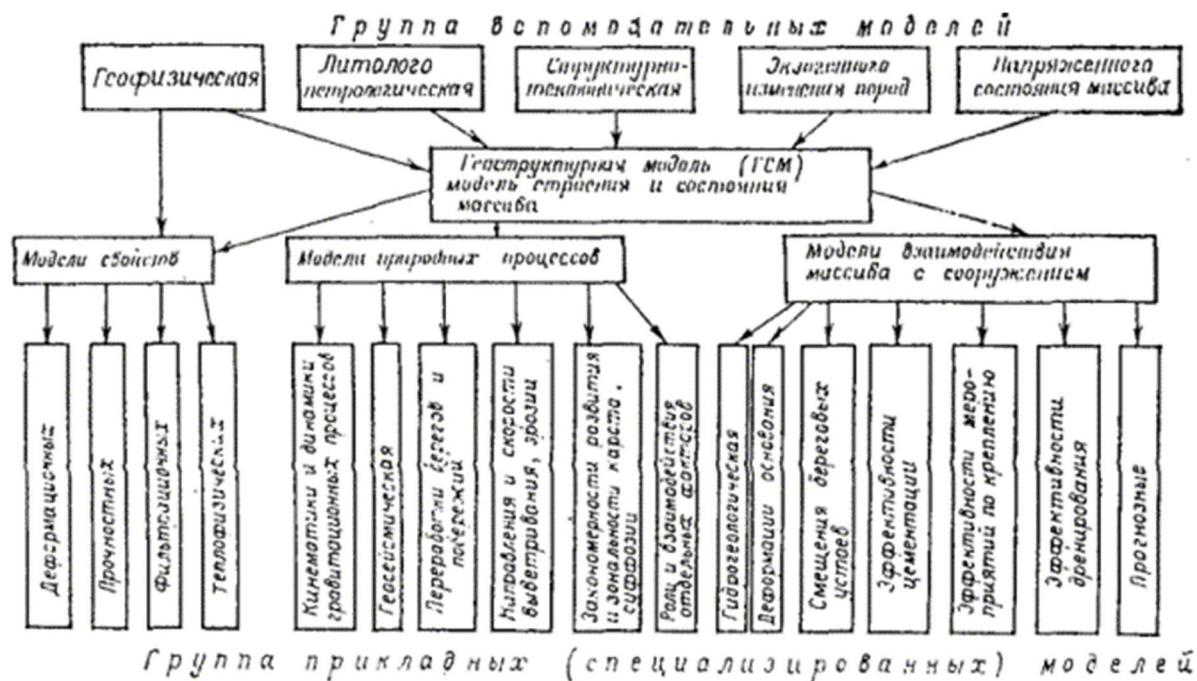


Рис. 1. Принципиальная схема инженерно-геологической модели основания гидротехнического сооружения.

| | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| Внесена Всесоюзным ордена Трудового Красного Знамени научно-исследовательским институтом гидротехники им. Б.Е. Веденеева | Утверждена ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева решением № 21 от 6 ноября 1990 г. | Срок введения III кв. 1991 г. |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|-------------------------------|

Примечания: 1. Основные положения методики составления ГСМ скальных массивов в основаниях гидросооружений применимы для инженерно-геологического обоснования проектов любых крупных инженерных сооружений.

2. При пользовании положениями настоящей Методики следует также соблюдать требования СНиП на проектирование оснований сооружений (2.02.02-85, П-7-81), на инженерные изыскания (1.02.07-87), ГОСТ 20522-75, 25100-82 и других общесоюзных и ведомственных нормативно-методических документов, относящихся к вопросу инженерно-геологического изучения скальных оснований сооружений и массивов.

3. Рис. 1 содержит необходимый перечень инженерно-геологических аспектов изучения скального основания и последовательность анализа материалов изысканий. Приведенный здесь набор частных моделей не является обязательным во всех случаях. Как правило, для решения основных задач проектирования достаточно ограничиться моделями деформационных, прочностных и фильтрационных характеристик свойств.

Основные понятия, принятая терминология, условные обозначения и единицы измерения

1.2. Геоструктурная модель (ГСМ) характеризует пространственное распределение (в том числе: условия залегания, структурно-петрологические особенности, структурно-тектонические и стратиграфические взаимоотношения) инженерно-геологических элементов массива - однородных или квазиоднородных по своим физическим свойствам.

Инженерно-геологический элемент (ИГЭ) - некоторый объем грунта одного и того же номенклатурного вида при выполнении одного из условий: 1) характеристики грунта



изменяются в пределах ИГЭ закономерно; 2) существующая закономерность в изменении характеристик такова, что ею можно пренебречь (ГОСТ 20522-75).

В качестве инженерно-геологических элементов скального основания (на разных масштабах изучения) могут выступать:

а) *структурно-петрологические зоны* (СПЗ) и блоки (СПБ) (каждый из этих элементов квазиоднороден по составу и строению);

б) *инженерно-геологические зоны* (ИГЗ) и блоки (ИГБ) (каждый из этих элементов квазиоднороден по составу, строению, состоянию и свойствам пород в массиве);

в) *элементарные породные блоки* (ЭПБ) и разделяющие их элементарные зоны ослабления или трещины (ЭПЗ) (каждый из этих элементов квазиоднороден по составу, строению, состоянию, а их свойства идентичны свойствам образцов ненарушенного сложения, находящихся в одинаковом напряженном состоянии с ЭПБ и ЭПЗ в массиве).

Литолого-структурные элементы массива

Слоек - элементарная единица слоистости горной породы, литологически однороден; мощность $H = (10^{-4} \div 10^{-2})$ м.

Прослой (прослойка) - тонкий слой, заключенный между основными слоями; может подразделяться на **слойки**; литологически однороден; $H = (10^{-3} \div 10^{-2})$ м.

Слой - тело плоской формы, однородное по литологическим особенностям; подразделяется на прослои; $H = (10^{-2} \div 1)$ м.

Пласт - геологическое тело плоской формы, мощность которого во много раз меньше линейных размеров площади его распространения, а в подошве и кровле его развиты трещины напластования. Обычно литологически однороден и может состоять из слоев и прослоев; блокообразующими трещинами пласт расчленен на ЭПБ; $H = (10^{-1} \div 10)$ м.

Пакет пластов - совокупность пластов осадочных или метаморфических парапород, однотипных по составу, ограниченных разрывами или прослоями другого состава; $H = (1 \div 10)$ м.

Пачка слоистых пород - ограниченная прослоями совокупность однородных слоев, характеризующихся общностью фациально-литологических признаков; $H = (1 \div 10)$ м.

Комплексы магматических пород и ортопород - совокупность сменяющих друг друга разновидностей пород, связанных общностью происхождения и различающихся по текстурным и структурным особенностям; разделяются на пакеты пластов; $H = (10 \div 10^3)$ м.

Свита слоистых или расслоенных метаморфических пород - совокупность пород, выделяемых по фациально-литологическим признакам; имеет четкие стратиграфическое и географическое наименования; может подразделяться на подсвиты или пачки однотипных пород, ритмы разного масштаба флишоидного или флишевого типа; $H = (10 \div 10^3)$ м.

Расслоенность толщ магматических пород и метаморфических ортопород - чередование в разрезе различных по минеральному составу, структуре, текстуре пород, вызванное различными процессами дифференциации магмы; $H = (10^{-1} \div 10^2)$ м.

Слоистость толщ осадочных пород и метаморфических парапород - чередование в разрезе слоев различной мощности, параллельных друг другу; различают: градационную, ритмичную, флишоидную, флишевую и др.; $H = (10^{-2} \div 1)$ м.

Толща пород - совокупность одного или нескольких генетических типов пород, характеризующихся некоторой общностью входящих в нее пород (в частности, фациальным единством) или характером их чередования в разрезе; $H = (10^2 \div 10^3)$ м. С прочими терминами, встречающимися в Методике, при необходимости можно ознакомиться по справочникам и словарям [14, 15, 70].

1.3. В Методике используются следующие физические величины:

H - мощность (слоя, пласта, пачки и др.), м;



x, y, z - координаты пространства: z - вертикальный компонент; y - горизонтальный (запад-восток); x - горизонтальный (север-юг);
 σ - напряжение и его составляющие: σ_z - вертикальная, $\sigma_{\Gamma \min}$ - горизонтальная (минимальное значение), $\sigma_{\Gamma \max}$ - горизонтальная (максимальное значение);
 $a_{\text{пр}}$ - азимут простирания, град;
 α - азимут падения, град;
 β - угол падения, град;
 a - расстояние (шаг) между параллельными трещинами одной системы, см, м;
 Δa - ширина раскрытия трещины, мм, см;
 L - длина трещины, см, м;
 ΔL - длина «мостиков» (целиков) между концами параллельных и кулисных трещин, м;
 $\alpha_{\text{в}}$ - «угол встречи» (угол между направлением разреза и простиранием системы трещин), град;
 V - объем блока, м³;
 F - площадь, м²;
 $K_{\text{тп}}$ - коэффициент трещинной пористости (пустотности), площадной, %;
 n - общая пористость, %;
 $n_{\text{мин}}$ - пористость минералов, %;
 $n_{\text{закр}}$ - пористость закрытая, %;
 $n_{\text{откр}}$ - пористость открытая, сообщающаяся, %;
 α^* - угол наклона выступов неровностей стенок трещины, град;
 l - длина волны (расстояние между соседними выступами) неровностей стенок трещины, см, м;
 h - высота выступов неровностей, мм, см;
 Φ - фракционный состав блоков (ЭПБ), %;
 d_{10} - диаметр ЭПБ по кривой обеспеченности при вероятности $P = 10$ %, дм, м;
 d_{60} - то же при $P = 60$ %, дм, м;
 $K_{\text{н}} = d_{60}/d_{10}$ - коэффициент неоднородности фракционного состава ЭПБ;
 W - влажность породы (весовая), %;
 γ - объемный вес породы, Н/м³;
 $\delta_{\text{мин}}$ - истинная плотность (минеральная) породы, кг/м³;
 δ - плотность породы, кг/м³;
 $\delta_{\text{с}}$ - плотность сухой породы, кг/м³;
 $K_{\text{выв}}$ - степень выветрелости (отношение плотности выветрелой и невыветрелой пород);
 $K_{\text{в}}$ - коэффициент водонасыщения породы, %;



K_p - коэффициент размокания (размягчаемости) породы, %;
 K_f - коэффициент фильтрации, м/сут;
 q - удельное водопоглощение, л/мин;
 $R_{сж}$, $R_{ск}$, R_p , $R_{наг}$ - временное сопротивление пород соответственно: сжатию, скалыванию, растяжению, изгибу, МПа;
 E - модуль упругости породы: E_c - статический, E_d - динамический, МПа;
 E_0 - статический модуль общей деформации, МПа;
 K_0 - статический коэффициент отпора, МПа/м;
 μ - коэффициент Пуассона: μ_c - статический, μ_d - динамический;
 φ - угол внутреннего трения пород, град;
 C - сцепление пород, МПа;
 v_p , v_s - скорость распространения продольной (P) и поперечной (S) волн, км/с;
 RQD - отношение общей длины сохранных кусков керна длиной более 10 см к длине пробуренного интервала в скважине, %;
 $P = \rho_{вп}/\rho_в$ - относительное электрическое сопротивление породы, где $\rho_{вп}$ - удельное электрическое сопротивление водонасыщенной породы, $\rho_в$ - то же воды, Ом·м.

1.4. Геоструктурные схемы (модели) скальных массивов должны составляться на основе анализа и обобщения результатов инженерно-геологических изысканий и исследований, включающих комплекс геолого-съемочных и горно-буровых работ, геофизических, гидрогеологических и геомеханических исследований (полевых и лабораторных).

Термины «схема» и «модель» имеют близкое смысловое значение (как итоговая форма обобщения материалов изысканий и исследований на разных этапах проектирования), но разные оттенки достоверности. На начальной стадии изучения массива (предпроектная документация: схема использования реки и технико-экономическое обоснование ТЭО) предпочтительно употребление термина «схема», а на стадиях «проекта (рабочего проекта)» и «рабочей документации» - термина «модель». При рассмотрении методических вопросов схематизации допустимо употребление терминов «схема» и «модель» как синонимов.

1.5. Геоструктурные модели должны качественно и количественно характеризовать особенности геологического строения и горную геометрию скального массива для обеспечения возможности систематизировать результаты полевых и лабораторных исследований свойств пород и распространить нормативные (расчетные) значения показателей этих свойств на его объемные элементы, квазиоднородные по составу, строению и состоянию. Таким образом, ГСМ должна служить основой для составления специализированных моделей характеристик свойств. Подробность ГСМ должна быть выше, чем специализированных моделей свойств, и не вся информация, содержащаяся в ГСМ, используется в дальнейшем в специализированных моделях (например, стратиграфические и литолого-петрологические особенности). Тем не менее эта «излишняя», более подробная информация необходима и служит обосновывающим материалом для выделения ИГЭ.

В связи с тем, что разные свойства массива контролируются различными наборами геологических параметров с различной шкалой их относительной значимости, схемы (модели) по деформационным, прочностным, фильтрационным и другим свойствам



существенно отличаются друг от друга (по конфигурации квазиоднородных элементов), несмотря на то что в своей основе они имеют единую ГСМ.

1.6. Формой представления геоструктурной модели массива является комплект документации: масштабные карты, разрезы и срезы массива, а также вспомогательный, графический и табличный материал. В частности, ГСМ должна включать в себя:

а) сводный литолого-стратиграфический разрез (колонка в масштабе 1:50 - 1:100), на основе которого послыбно систематизируются и обобщаются характеристики трещиноватости, блочности и физико-механических свойств;

б) вертикальные геологические разрезы, построенные в неискаженном масштабе, по характерным и нужным для проектных расчетов сечениям массива. На разрезах показывают контуры квазиоднородных структурно-петрологических, структурно-тектонических и инженерно-геологических элементов массива, а также средние значения и диапазон изменения параметров трещиноватости, блочности и характеристик свойств. Минимальное число разноориентированных разрезов 6: три - вдоль реки (левый и правый берега, русло) и три поперечника. Желательно совпадение разрезов с геофизическими линиями разведки;

в) карты-срезы на разных отметках, содержащие контуры структурно-геологических элементов, средние значения параметров трещиноватости, блочности и характеристик свойств;

г) пояснительную записку, включающую таблицы, графический материал и общую оценку структурно-петрологических и структурно-тектонических особенностей основания с выделением тех из них, которые могут вызвать осложнения при строительстве и эксплуатации сооружения и поэтому требуют специального изучения.

1.7. Отображение структурно-геологических элементов на разрезах и картах-срезах позволяет наглядно (качественно, без численных оценок) характеризовать неоднородность, анизотропность и дискретность массива (табл. 1).

Таблица 1

Классификация пород и массивов по однородности и изотропности (по П.Н. Панюкову с дополнениями)

| Породы или массивы | Однородные | Неоднородные и дискретные * |
|--------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Изотропные | Характеристики свойств породы не зависят от направления и координат точки опробования | Характеристики свойств пород не зависят от направления, но зависят от координат точки опробования |
| Анизотропные | Характеристики свойств пород зависят от направления, но в любом заданном направлении остаются неизменными | Характеристики свойств пород зависят от направления и координат точки опробования |

* Дискретная среда - неоднородная, с резкими изменениями характеристик свойств в соседних структурных элементах, в частности, сложенная из отдельностей, не связанных между собой значительными силами сцепления. Сцепление отдельностей на один - два порядка меньше сцепления той же породы в монолитном образце. Примеры дискретных сред - зернистая и блочная среды. Дискретность среды по одной из характеристик свойств не всегда сопровождается дискретностью среды по другим характеристикам.

Неоднородность массива в той или иной степени связана с факторами различного генезиса, возраста, условиями залегания, литолого-петрологическим составом, структурой, текстурой, слоистостью, блочностью, трещиноватостью, естественным напряженным состоянием, заполнителем трещин и пор, выветриванием и другими.

Количественная оценка неоднородности массива выполняется обычно путем статистической обработки характеристик строения (средний объем блоков, их фракционный состав) или свойств (упругие, деформационные, прочностные, фильтрационные и др.) на основе известных критериев по среднеквадратичному отклонению, коэффициенту вариации (изменчивости), отношению квантилей. Следует иметь в виду, что количественные оценки



неоднородности массива по разным характеристикам строения и свойств могут не совпадать, поскольку влияние неоднородности на каждую из этих характеристик различно.

Применением методов инженерной сейсмологии в широком диапазоне частот (от единиц герц до сотен килогерц) можно оценить неоднородность массива на разных базах и выделить характерные для него размеры неоднородностей [44, 67].

Зависимость характеристик строения от размеров области опробования (масштабный эффект) вынуждает при оценке неоднородности массива как основания (или среды размещения) инженерного сооружения акцентировать внимание на элементах неоднородности, соизмеримых с конструктивными или технологическими элементами сооружений (секций, блоков бетонирования и т.д.), т.е. базах порядка 5 - 10 м и более.

Геологической причиной анизотропии массива является упорядоченная (ориентированная) неоднородность его структурных элементов, связанная с преобладающим направлением трещиноватости, слоистостью и сланцеватостью пород. Анизотропию массива или его частей обычно оценивают коэффициентом анизотропии $K_a = X_{\max}/X_{\min}$, где X_{\max} , X_{\min} - соответственно большая и малая полуось эллипса анизотропии каждой характеристики строения или свойств. Значение K_a одного и того же элемента массива, вычисленное по разным характеристикам свойств, может отличаться. Кроме того, K_a зависит от размеров области опробования массива.

Для количественной оценки анизотропии массивов наиболее перспективны геофизические методы, в частности, сейсмические [44, 63, 67].

При проектировании гидротехнических сооружений основание можно считать изотропным по деформируемости и прочности, если значение $K_a < 1,5$ (СНиП 2.02.02-85). Это примерно соответствует $K_a(v_p) < 1,22$ (по скорости распространения продольной волны) в неводонасыщенном массиве.

1.8. Геоструктурные схемы (модели) скальных массивов должны составляться на каждом этапе проектирования с нарастающей подробностью и обоснованностью в соответствии с рекомендуемым масштабом чертежей:

- а) исходная схема масштаба 1:25000 - 1:10000 (предпроектная документация, схема использования реки);
- б) предварительная схема масштаба 1:10000 - 1:1000 (предпроектная документация, ТЭО);
- в) основная модель масштаба 1:1000 - 1:600 (проект);
- г) уточненная модель масштаба 1:1000 - 1:500 (рабочая документация);
- д) расчетные модели склонов, откосов и др. масштаба 1:500 - 1:200 и крупнее (решение конкретных задач строительства и эксплуатации сооружений).

Предварительные схемы рекомендуется составлять в основном на материале геологических и геофизических работ (в условиях ограниченного объема бурения). На основе этих схем разрабатывается программа дальнейших изысканий с применением всего комплекса работ согласно п. 1.4. Построение геоструктурных моделей на всех этапах проектирования базируется на материалах комплекса инженерно-геологических изысканий, основными задачами которых по-прежнему остаются: составление инженерно-геологической карты и разрезов, оценка свойств и состояния массива, прогноз взаимодействия его с сооружением, составление инженерно-геологических рекомендаций по выбору основных проектных решений и др.

2. СКАЛЬНЫЕ МАССИВЫ КАК ГЕОМЕХАНИЧЕСКАЯ СРЕДА

2.1. При составлении геоструктурных моделей скальных массивов следует изучать и анализировать условия закономерного развития основных особенностей их строения как естественно-исторических образований. Одновременно необходимо выявлять и учитывать инженерное значение особенностей строения массивов как геомеханической среды, служащей основанием гидротехнических сооружений, особенно высоконапорных бетонных плотин (см. Приложения 1 - 5).



2.2. Практически все естественные скальные массивы трещиноваты. Неравномерность развития трещин в массивах определяется многими факторами, в частности, неоднородностью и анизотропностью структуры, текстуры пород, элементов залегания и физико-механических свойств литолого-петрологических разновидностей пород, слагающих различные прослой, слои, пакеты, комплексы, толщи. При тектонических деформациях слои и прослой относительно слабых по прочности и повышенно деформируемых пород являются первичными зонами (первого рода) местного ослабления массива. Такие зоны с линейно-плоскостной формой развития способствуют проскальзыванию пластов по напластованию. Это проскальзывание нередко переходит в межформационные срывы, а местами - в тектонические нарушения, преимущественно согласные со складчатостью и сопровождаемые опережающими трещинами.

2.3. В каждом скальном массиве присутствует пространственная неравномерная сеть тектонических разрывных нарушений и трещин разных размеров, играющих роль зон местной деконцентрации естественных напряжений, повышения водопроницаемости, уменьшения характеристик прочностных и деформационных свойств массива.

Такие зоны вторичного (второго рода), местного ослабления и ухудшения свойств массива характеризуются обычно линейно-плоскостной формой развития, а располагающиеся в ячейках этой сети блоки скальных пород имеют различные размеры, форму и ориентацию. Такое, повсеместно проявляющееся в массивах любого генезиса, сочетание сети зон относительного ослабления с расположенными в ее ячейках блоками позволяет считать зонально-блочное строение (рис. 2) характерной особенностью массива как геомеханической среды.

Зонально-блочное строение скальных массивов с элементами неоднородности различных порядков является наиболее характерной особенностью структуры верхней части Земной Коры, в том числе в условиях различных типов складок, куполов, жил, даек, структур напластования и др. Наиболее отчетливо оно проявляется как результат суммарного воздействия ряда геологических процессов: тектонических, разгрузки естественных напряжений, выветривания и др. Вместе с тем необходимо отметить, что концепция зонально-блочного строения не всегда полностью отражает сложную картину пространственной изменчивости геологических факторов и их параметров, как, например, в случае периодического повторения в распределении трещинных параметров и некоторых других. Таким образом, зонально-блочная модель учитывает в основном разрывные и слоистые структуры, но недоучитывает особенности складчатых, инъективных структур и некоторые другие факторы.

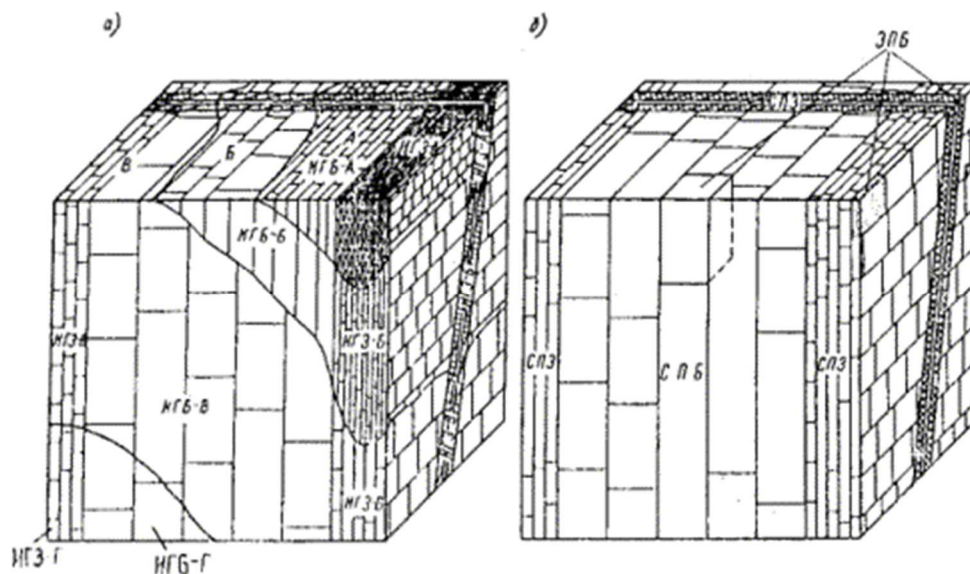


Рис. 2. Генетические объемные элементы геоструктурной модели скального массива (а) и схема зонально-блочного строения скального массива (б).

2.4. Системные мелкие и общие трещины (VII - IX порядков) - ЭПЗ различной ориентации ограниченных размеров с ничтожной амплитудой смещений - образуют пространственную сравнительно равномерную сеть, в ячейках которой находятся свободные от визуально различимых трещин элементарные породные блоки (ЭПБ). Их линейные размеры обычно дециметры - метры.

Сети более протяженных трещин и разрывных смещений высоких (VI - IV) порядков будут иметь более крупные размеры ячеек, стороны которых измеряются десятками и сотнями метров (соответственно порядкам масштабной классификации тектонических разрывных смещений и трещин - см. Приложение 1), а находящиеся в них блоки сложены скальными породами, расчлененными системными трещинами. Квазиоднородность таких крупных блоков по всем признакам геологического строения возрастает по мере уменьшения их объема.

2.5. По мере выхода скальных горных пород на дневную поверхность они подвергаются разрушающему воздействию комплекса экзогенных и эндогенных процессов: разгрузке естественных напряжений и, как следствие, расширению старых и появлению новых трещин; физическому и химическому выветриванию; денудации; обрушению вследствие сейсмических процессов и т.д. Влияние всех этих процессов на массивы приводит к существенному изменению их физико-механических свойств, которое, идет избирательно и зависит от состава пород, структуры массива, климата, форм и порядка рельефа и др. Это обуславливает вертикальную зональность скальных массивов по состоянию или степени сохранности образующих их скальных пород в виде четырех подзон:

А - очень сильного влияния разгрузки и выветривания с дезинтеграцией пород до элювия;

Б, В, Г - соответственно сильного, среднего и слабого влияний этих процессов.

Общая мощность зоны влияния перечисленного комплекса экзогенных процессов измеряется десятками метров (иногда 100 м и более). Породы подзон А и Б обычно удаляются из основания крупных сооружений, а породы подзоны В, как правило, используются в качестве их оснований, частично укрепленных инженерными мероприятиями.

2.6. Приведенные выше основные особенности геологического строения характерны для всех скальных массивов как естественно-исторических образований. В конкретных массивах эти особенности проявляются по-разному в зависимости от генезиса, возраста и условий развития слагающих их горных пород во времени вплоть до дезинтеграции и денудации. Эти же особенности обуславливают необходимость рассматривать скальные массивы как дискретную неоднородную анизотропную среду зонально-блочного строения с двумя основными случаями симметрии:

а) гексагональной или трансверсальной (осесимметричная анизотропия); сюда относится большая часть скальных массивов, сложенных слоистыми или сланцеватыми осадочными породами и частично - рассланцованными и трещиноватыми метаморфическими и изверженными породами;

б) ортотропной; сюда относятся скальные массивы, сложенные интрузивными и глубокометаморфизованными нерасслоенными породами с четко выраженными ортогональными системами трещин и различной их частотой по ортогональным направлениям.

2.7. Поведение скального массива как геомеханической среды (основания или среды размещения сооружения) зависит от его естественного напряженного состояния, которое обуславливается гравитацией, тектоникой, эрозией и зависит от масштабного фактора. Зонально-блочное строение массива влияет на конфигурацию, структуру поля естественных напряжений, локальные зоны концентрации и деконцентрации напряжений, причем в зонах



ослабления (разломы, крупные трещины и т.д.) массива вертикальная σ_z и горизонтальная σ_r составляющие естественного поля напряжений существенно отличаются от значений, получаемых в соответствии с гипотезой А. Гейма:

$$\sigma_z = \gamma H; \sigma_r \approx \sigma_z$$

и с гипотезой А. Динника - К. Терцаги:

$$\sigma_r = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z.$$

2.8. Скальный массив как геомеханическая среда наряду с геоструктурной моделью должен иметь следующие основные характеристики свойств и состояния:

в массиве: $E_c, E_0, \mu_c, K_0, E_d, \mu_d, \text{tg}\varphi, C; K_\phi, q; \sigma_{r \text{ min}}, \sigma_{r \text{ max}}, \sigma_z, K_a$ (по разным характеристикам);

в образце: $\gamma_{\text{мин}}, \delta, n, n_{\text{откр}}, R_{\text{сж}}, R_p, K_p; K_{\text{выв}}, E_d, E_c, \mu_d, \mu_c; K_a$ (по разным характеристикам).

В ряде случаев необходимо также определение других характеристик свойств и состояния.

Геомеханические характеристики скальных пород в образце и массиве различны. Показатели свойств образца скальной породы, как правило, близки к характеристикам монолитных частей массива - ЭПБ - при сравнении их в идентичном состоянии (обводненность, напряженное состояние).

Справочные данные о геомеханических характеристиках скальных пород и массивов помещены в Приложениях 3, 4.

2.9. Руководствуясь изложенными выше особенностями скального массива как геомеханической среды, необходимо учитывать, что расчетная схема может зависеть также от типа инженерного сооружения и расчетной величины нагрузки на основание. Для сравнительно легких инженерных сооружений ($\sigma \leq 1$ МПа) скальное основание зонально-блочного строения зачастую может рассматриваться как квазиоднородное линейно-деформируемое или упругопластичное полупространство (либо слой на полупространстве) с заданными по материалам изысканий интегральными расчетными характеристиками. Для крупных инженерных сооружений с большими напряжениями в основании тот же массив следует рассматривать как неоднородную, зонально-блочную среду с разными типами связи блоков [42]: «агрегатным», «кирпичной кладки», «вразбежку», «плотным» (рис. 3). При возведении бетонных плотин с блоками бетонирования площадью от нескольких десятков до нескольких сотен квадратных метров это означает выделение элементов неоднородности с линейными размерами не менее 5 - 10 м.

Блочный массив можно считать квазисплошной геомеханической средой в отношении деформируемости (например, по модулю деформации) на базе D , м, если выполняется критерий С.Б. Ухова:

$$D > d_{\text{ЭПБ}} \left(\frac{100}{\Delta} + 1 \right),$$

где $d_{\text{ЭПБ}}$ - линейный размер ЭПБ, м; Δ - заданная точность определения среднего значения E_0 , %.

Например, при $\Delta = 10$ % значение $D > 11d_{\text{ЭПБ}}$, т.е. линейные размеры области опробования и ЭПБ различаются приблизительно на порядок.

Индивидуального учета при расчетах устойчивости береговых примыканий плотин, деформируемости и прочности системы плотина - основание и т.д. требуют структурно-петрологические зоны тектонического происхождения (разломы II - IV порядков, особенно сейсмогенные), а также крупные трещины V порядка. При этом первостепенное значение имеет учет ориентации плоскости сместителя разрывного нарушения относительно оси



- контуры квазиоднородных элементов должны совпадать с основными геологическими границами: стратиграфическими, литолого-петрологическими и тектоническими контактами;

- контуры квазиоднородных элементов должны совпадать с границами подзон А, Б, В, Г различной степени выветривания и разгрузки естественного напряженного состояния массива;

- контуры квазиоднородных элементов должны совпадать с резкими температурно-влажностными границами раздела:

а) сухих пород в зоне аэрации; б) водонасыщенных пород ниже уровня подземных вод;

- контуры квазиоднородных элементов и размеры последних должны учитывать площади конструктивных и технологических элементов проектируемого сооружения. Применительно к секции крупной бетонной плотины это означает (см. п. 1.6), что квазиоднородный элемент с максимальным (из трех) линейным размером менее 10 м может не выделяться, а значит может быть объединен с соседними.

3.3. В процессе инженерно-геологических изысканий рекомендуется производить постадийно уточняемое районирование изучаемой территории, выделение границ квазиоднородных элементов-блоков и зон последовательно уменьшающегося объема, а именно: структурно-тектонических, структурно-петрологических и инженерно-геологических.

Границами СТБ будут служить плоскости СТЗ, представляющие собой глубинные разломы II - I порядков, значительная часть которых может оказаться сейсмогенной с повышенной вероятностью проявления современных дифференциальных тектонических движений, вызывающих землетрясения и сопровождающихся остаточными деформациями пород. СТБ обычно имеют крупные линейные и площадные размеры, так как глубинные разломы находятся на сравнительно больших расстояниях друг от друга (десятки - сотни километров). Они могут быть сложены одним или несколькими генетическими типами и разновидностями пород различного состава и структурно-текстурных особенностей, причем в пределах СТБ могут находиться тектонические нарушения III - VI порядков и системные трещины VII - IX порядков.

Структурно-тектоническое районирование следует рассматривать как один из важнейших этапов предстадийного проектирования, особенно в районах с повышенной сейсмической активностью. Этот этап позволяет при разработке схем каскада гидроузлов избежать размещения участков гидростроительства в опасной близости от сейсмогенных разломов I - II порядков. Обычно крупные размеры СТБ позволяют найти на их площади участки, достаточные для размещения всех основных сооружений гидроузлов разного назначения, не приближаясь к ограничивающим их разломам I - II порядков. При выборе участков створов следует учитывать также состав, строение и состояние пород структурно-петрологических блоков и зон, из которых состоят СТБ и СТЗ.

Границами СПБ являются зоны тектонических разрывных нарушений V - IV порядков, стратиграфические и литолого-петрологические контакты, протяженные трещины гравитационного происхождения и др. СПБ и СПЗ должны быть квазиоднородными по генезису, возрасту, литолого-петрологическому составу, структуре и текстуре пород.

Границами инженерно-геологических блоков как частей СПБ является ИГЗ - границы подзон А, Б, В, Г различной степени выветривания и разгрузки естественного напряженного состояния. ИГБ квазиоднородны по составу, строению и состоянию.

3.4. Зонально-блочное строение скальных массивов связано с различиями в условиях формирования, развития и разрушения скальных пород во времени и пространстве, подчиненных ряду закономерностей, для выявления которых необходимо изучение следующих факторов, определяющих современные инженерно-геологические особенности оснований:



а) минеральный состав, структура и текстура пород, влияющие на анизотропию, характеристики свойств и способность к делимости;

б) характер сингенетических и постгенетических тектонических напряжений и деформаций, определяющих видоизменение в составе, структуре, текстуре пород, а также их трещиноватость и условия залегания;

в) физико-механические свойства пород как материала, от которых зависит характер тектонических деформаций массива, избирательность дезинтеграции под влиянием выветривания и разгрузки и т.д.

Перечисленные факторы должны анализироваться на основе данных полевых и лабораторных исследований пород изучаемого основания, систематизироваться и подвергаться статистической обработке отдельно для каждого типа квазиоднородного инженерно-геологического объемного элемента. Для получения таких данных требуются: целенаправленное инженерно-геологическое опробование; использование наземных и каротажных геофизических методов разведки; специальное количественное изучение трещиноватости и блочности массива; определение геомеханических и фильтрационных характеристик прямыми и косвенными методами.

3.5. Необходимо соблюдать следующие стадийность и целенаправленность инженерно-геологического районирования массивов как оснований крупных инженерных сооружений:

- Структурно-тектоническое районирование геологического региона должно производиться с целью выявления общей структуры района проектируемого гидроузла, включая оценку сейсмогенных разломов II - I порядков и выбор структурно-тектонического блока, в контуре которого имеются оптимальные условия для размещения гидроузла. Задача решается методами структурной геологии путем анализа карт государственной геологической съемки разного масштаба (1:1000000 - 1:50000), дешифрования материалов космической и аэрофотосъемки, аэромагнитной съемки, дополненных инженерно-геологической съемкой масштаба 1:25000 - 1:10000 и поверочными маршрутами на территории намеченных вариантов участка гидроузла.

- Структурно-петрологическое районирование скального массива участка гидроузла должно производиться с целью выявления и уточнения расположения зон относительного ослабления в виде: слоев и пакетов пород пониженной прочности (СПЗ первого рода); тектонических нарушений IV - VI порядков (СПЗ второго рода); стратиграфических и литолого-петрологических контактов; зон учащенной мелкой трещиноватости различного генезиса. Задача решается методами структурной и инженерной геологии, применением геофизических методов в сочетании с геолого-съёмочными, горно-буровыми, опытно-фильтрационными работами, инженерно-геологическим опробованием разреза пород, а также лабораторным изучением образцов пород.

- Инженерно-геологическое районирование массива на участке гидроузла производится с целью выявления границ подзон А, Б, В, Г внутри СПБ и СПЗ. Задача решается применением наземных и каротажных геофизических методов, анализом данных горно-буровых работ, а также из эмпирических графиков связи δ , n , q , K_f , v_p и т.д. с заглублением в массив (раздельно для СПБ и СПЗ).

3.6. Следует иметь в виду, что по количеству выделяемых квазиоднородных объемных элементов массива ГСМ - наиболее детальная в сравнении с другими моделями, входящими в понятие «инженерно-геологическая модель». Это объясняется, во-первых, тем, что ГСМ является исходной для построения всех специализированных моделей, а значит содержит детали, необходимые каждой из этих моделей. Во-вторых, критерии выделения квазиоднородных элементов на специализированных моделях позволяют объединять несколько элементов, показанных на ГСМ. Например, критериями выделения квазиоднородных элементов на специализированных моделях служат:

- на моделях деформационных и прочностных свойств - отличие характеристик в соседних элементах более чем на 25 %;



- на фильтрационной модели - отличие характеристик водопроницаемости в соседних элементах на 0,5 - 1 порядок;
- на геофизической модели - отличие характеристик скорости волн в элементах (сечение изотах) составляет 0,5 - 1 км/с.

Составление ГСМ и переход от нее к моделям различных свойств основания возможны на базе структурно-петрологических, геомеханических, геофизических и гидрогеологических исследований, а также выявления парных корреляционных связей между тремя группами характеристик:

- показателями трещиноватости, пористости, блочности;
- геофизическими характеристиками (скорость упругих волн, относительное электрическое сопротивление и др.);
- характеристиками деформируемости, прочности, водопроницаемости и т.д.

4. ВЫДЕЛЕНИЕ ГРАНИЦ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ В СКАЛЬНЫХ МАССИВАХ И ПРОГНОЗНАЯ ОЦЕНКА ИХ СВОЙСТВ

4.1. Следует учитывать, что методика выделения границ структурно-петрологических и инженерно-геологических элементов зависит от вида симметрии геологического строения толщи, частью которой является изучаемый массив.

В массивах, состоящих из слоистых, сильно расслоенных и рассланцованных пород (трансверсально-изотропная симметрия), определение границ СПБ и СПЗ должно производиться с использованием колонки сводного литолого-стратиграфического разреза, составленной, например, в масштабе 1:50 - 1:100 и позволяющей построить эпюры мощности H слоев и пластов (обычно до 1 - 2 м, а в массивных породах до 4 - 6 м). Толщи осадочных пород и преобразованных метаморфизмом слоистых или сильно расслоенных пород обычно проявляют ритмичность в чередовании слоев двух, трех, реже четырех литологических компонентов, в той или иной степени закономерно чередующихся в разрезе, что обычно хорошо видно на эпюрах мощности пластов (или слоев). Эти эпюры, а также положение низкопрочных литотипов (например, мергелей и аргиллитов среди песчаников) позволяют выделить слабые слои как СПЗ первого рода, а заключенные между ними однородные пласты или пакеты слоев сравнительно большей прочности интерпретировать как СПБ. При этом в качестве градационного признака может быть использовано средневзвешенное значение («вес» - мощность слоя) процентного содержания низкопрочных слоев в выделенной на разрезе мощности пакета.

4.2. Графическая колонка сводного литолого-стратиграфического разреза изучаемого массива должна служить ординатой для систематизации средних и предельных значений характеристик различных свойств и состава литолого-петрографических разновидностей (см. рис. 3-2). На основе таких графиков можно проследить изменения по литолого-стратиграфическому разрезу следующих характеристик: γ_{\min} , δ , n , $n_{\text{откр}}$, $R_{\text{сж}}$, R_p , $R_{\text{ск}}$, E_c , E_d , ν_p и др.

Подобные систематизация и статистическая обработка данных позволяют выявить корреляционные связи отдельных характеристик, в ряде случаев установить геологические причины таких связей и на основе этого уточнить границы СПБ на колонке.

4.3. Для скальных массивов, сложенных нерасслоенными массивными породами с ортотропной симметрией, например массивными гранитоидами, в качестве эквивалентов плоскостей контактов разновидностей слоев пород могут быть использованы плоскости трещин пластовой отдельности, которые обычно залегают полого, и шаг между ними определяет высоту ЭПБ.

Для расслоенных магматических и метаморфических пород, залегающих с крутым падением, выделение СПБ и СПЗ должно производиться аналогично слоистой толще по нормали к плоскости их расслоения или сланцеватости.



4.4. СПЗ второго рода, т.е. элементы мелких пликтивных форм в виде складок и их частей, а также тектонических разрывных смещений разных кинематических типов и размеров, должны выделяться на разрезах и картах по порядкам и параметрам количественных показателей масштабной классификации тектонических разрывных смещений и трещин (см. табл. 1-2).

4.5. Многообразие разновидностей пород при их переслаивании нередко приводит к образованию сложных по конфигурации структурно-петрологических элементов, не имеющих резко очерченных границ по составу, строению и состоянию. В таких слоистых толщах для выявления квазиоднородных структурно-петрологических элементов следует использовать средневзвешенное значение содержания в пакете слабых и прочных пород (см. табл. 3-4, 3-5).

Зависимость показателей физико-механических свойств от состава, строения и состояния пород позволяет использовать табл. 3-5 также для приближенной оценки деформационных, прочностных и фильтрационных характеристик основания применительно к стадии ТЭО.

4.6. Границы ИГЗ и ИГБ следует проводить на вертикальных геоструктурных разрезах с нанесенными контурами СПЗ и СПБ, используя при этом всю совокупность изыскательской информации, обеспечивающей выделение на этих разрезах границ подзон А, Б, В, Г выветривания и разгрузки массива.

Учитывая возможные значительные изменения мощности подзон выветривания и разгрузки А, Б, В в различных частях изучаемого массива, следует наносить границы этих подзон не в среднем по массиву, а определять их по линии разреза на основе данных сейсмопрофилирования, каротажных измерений, статистической обработки свойств кернов и т.д.

4.7. При построении ГСМ рекомендуется соблюдать основные методические этапы работ в такой последовательности:

- структурно-тектоническое районирование региона и территории проектируемого гидроузла;
- структурно-петрологическое районирование и моделирование скального массива на участке выбранного створа;
- инженерно-геологическое моделирование скальных массивов на участке выбранного створа.

Этапы этой методики и примеры ее реализации изложены в Приложениях 2 - 5.

4.8. Необходимо учитывать, что процесс построения ГСМ не может быть автоматизирован в силу индивидуальных особенностей природных условий каждого массива, что обуславливает применение не только общих методических приемов (которые в принципе могут быть формализованы), но и глубокой исследовательской работы, успех которой во многом определяется опытом, знаниями и интуицией геолога. Наиболее целесообразно применение вычислительной техники на этапах статистической обработки данных полевых и лабораторных наблюдений, нахождения корреляционных связей характеристик свойств, строения и состояния массива. Перспективы совершенствования методики и автоматизации отдельных процедур создания ГСМ связаны с более широким применением геофизических методов, в частности, с развитием методов сейсмической томографии и реальной компьютеризацией инженерно-геологических изысканий и исследований.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

ПРИНЦИПЫ ИЗУЧЕНИЯ ГЕОЛОГИЧЕСКОГО СТРОЕНИЯ СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ ДЛЯ ПОСТРОЕНИЯ ИХ ГЕОСТРУКТУРНЫХ МОДЕЛЕЙ

Скальные массивы как расчлененная трещинами среда зонально-блочного строения



Под скальным массивом понимают приповерхностную часть Земной Коры, сложенную прочными ($R_{сж. вод} > 5$ МПа) изверженными, метаморфическими и осадочными породами. Скальный массив обладает определенными внутренней структурой, составом, состоянием пород и конкретными характеристиками свойств.

Скальным массивам присуща различная трещиноватость, являющаяся результатом длительной истории их формирования, развития и разрушения, этапы которой нередко повторялись во времени.

Выделяют следующие этапы истории каждой из образующих массив породы:

- сингенетический, охватывающий период ее формирования;
- постгенетический, охватывающий дальнейшую историю ее видоизменений под влиянием тектогенеза и метаморфизма, которые являются определенными подэтапами формирования массива;
- экзогипергенетический - период дезинтеграции пород под влиянием процессов: разгрузки естественных напряжений, выветривания и денудации.

Трещиноватость любого скального массива включает системы трещин¹ различного генезиса (табл. 1-1), возраста, размеров и ориентации; она развивается во времени, подчиняясь следующим закономерностям:

¹ Система трещин - совокупность генетически однородных трещин, свойственная какой-либо тектонической структуре или определенной ее части и обладающая одинаковыми или близкими элементами залегания. Трещины относят к одной системе, если они имеют азимуты и углы падения, отклоняющиеся от среднего значения не более чем на 10°.

Таблица 1-1

Генетическая классификация трещин горных пород

| Генетические типы и разновидности трещин | Характерные признаки | Преобладающая ориентация плоскостей тектонических разрывных смещений и трещин | Характер объемных напряжений |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| СИНГЕНЕТИЧЕСКИЕ I. Прототектонические а) трещины в породах интрузий б) зоны дробления - сингенетические тектонические разрывные смещения в процессе кристаллизации магмы при интрузии | Расположение трещин связано с кристаллизационной слоистостью Зоны учащенной трещиноватости типа кливажа | Ориентация трещин подчинена эллипсоида тектонических напряжений кристаллизационной слоистости; продольные - в плоскости кристаллизационной слоистости; поперечные - нормально к кристаллизационной слоистости; диагональные - под углом 45°; пологие - пластовые; краевые - вдоль контактов с вмещающими породами | 1 Тектонические, температурные, молекулярные и гравитационные напряжения То же |
| II. Контракционные в эффузивных породах (лавах) | Характерны отдельности: столбчатая в наземных, шаровая в подводных излияниях | Столбчатая вертикальная, агломератная по уклону ложа и течения лавы | - Молекулярные, гравитационные и температурные напряжения |
| III. Петрогенетические в эксплозивных породах (пеплах, туфах) | Сочетание с излияниями лав. Примеси терригенного материала | Беспорядочная или с выраженным напластованием | То же |



| Генетические типы и разновидности трещин | Характерные признаки | Преобладающая ориентация плоскостей тектонических разрывных смещений и трещин | Характер объемных напряжений |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|
| IV. Литогенетические в осадочных-карбонатных и терригенных породах | Слоистые породы. Мелкие трещины в пластах ограничены трещинами напластования, частота зависит от прочности и мощности слоев | закономерной мелкой трещиноватостью Скальвание по напластованию, нормально пластам отрыва и частично скальвания. Ориентация зависит от элементов залегания толщи пород | Молекулярные, гравитационные и тектонические напряжения в процессе накопления и диагенеза |
| ПОСТГЕНЕТИЧЕСКИЕ Va. Тектонические разрывные смещения I - V порядков во всех породах; глубинные, складчатые и последующих циклов тектогенеза. Подзоны строения тектонических разрывных смещений: сбрасыватель, разлинзования, оперения | Взбросы - скальвание, сдвиги - скальвание, сбросы-раздвиги - отрыв; межформационные срывы, будинаж и проскальзывание по напластованию скальвание; кливаж - течения, скальвания, разлома, сопровождающий разрывные смещения | Ориентация тектонических разрывов подчинена осям эллипсоида тектонических напряжений и взаимосвязана с осями складок и строением толщи. Приразрывные трещины скальвания и отрыва в подзонах разрывов | Периодическое усиление тектонических напряжений и тепловых потоков по циклам тектогенеза |
| Vб. Тектонические мелкие трещины VI - IX порядков, локализованные в пластах | z - проскальзывания по напластованию; y - секущие пласт по линии простирания; x - секущие пласт по линии падения | То же. Частота развития мелких трещин связана с прочностью пород и мощностью пластов. | То же |
| НАЛОЖЕННЫЕ VIa. Разгрузки гравитационные и выветривания Загиба пластов Отслаивания Бортового отрыва Отседания Осовов Оползней Выветривания Температурные | Физико-химические изменения минерального состава, дезинтеграция пород (на склонах, на поверхности, вдоль склонов, ограничены базисом эрозии) | Развиваются преимущественно по трещинам всех порядков и генетических типов в зависимости от климатических и геоморфологических условий и энергии рельефа | Разгрузка естественных напряжений, гравитационные напряжения, выветривание пород |
| VIб. Сейсмогенные При землетрясениях | Остаточные деформации и смещения пород на дневной поверхности | Связаны с ориентацией глубинных разломов I - III порядков | Сотрясения, разрывы и смещения пород при землетрясениях |
| VII. Техногенные При взрывных работах | Трещины вокруг пунктов закладки зарядов взрывчатых веществ | Преимущественно радиальные трещины разрыва и раскрытие остальных типов трещин | Сотрясение и разрыв пород при взрывах |

- образование и развитие почти всех типов трещин происходит в условиях переменных по интенсивности и направлению тектонических напряжений, повторяющихся во времени, поэтому тектоническая трещиноватость играет доминирующую роль; напряженно-деформированное состояние определяет форму, размер и ориентацию ЭПБ (рис. 1-1, 1-2);



| Внешние нагрузки | Напряжения | | Вид излома при разрушении | |
|------------------|-----------------|--------------|---------------------------|------------------|
| | $+\sigma_{max}$ | τ_{max} | при $+\sigma_{max}$ | при τ_{max} |
| Растяжение | | | | |
| Сжатие | | | | |
| Сдвиг | | | | |
| Кручение | | | | |
| Изгиб | | | | |

Рис. 1-1. Схемы расположения трещин отрыва и скалывания при различных видах нагрузок (по Я.Б. Фридману [78]).

- ориентация трещин последующей генерации в значительной степени наследует и использует ориентацию предыдущих генераций;
- ориентация серий параллельных друг другу плоскостей тектонических разрывных смещений и трещин разных порядков имеет системный характер;
- ориентация серий тектонических разрывных смещений и мелких трещин в пространстве совпадает или очень близка друг к другу;
- каждая трещина нарушает сплошность скальной породы и представляет собой зону относительного ослабления, способствующую изменению ее напряженного состояния и проявлению процессов выветривания.

Трещиноватость, включающая в себя разноориентированные системы трещин разных порядков, образует в массиве различные по размеру и форме ячей «сети зон» ослабления, причем в каждой из ячеек располагается блок относительно сохранных пород. Форма и размер блока определяются характером сочленения плоскостей трещин, развитых в конкретной части изучаемого массива. Такой характер горной геометрии обязывает рассматривать скальный массив как расчлененную трещинами среду зонально-блочного строения. Свойства этой среды определяются соответствующими характеристиками пород (как материала), а также параметрами трещиноватости. При этом существенную роль играют размеры нарушений сплошности, представленные в табл. 1-2, являющейся развитием классификации СНиП 2.02.02-85 (табл. 5). Из мелких трещин особое значение имеют трещины кливажа разлома, скалывания и течения IX порядка в случае их массового развития - типа сланцеватости и локализованные в пакетах слоев - типа будинажа или зон дробления.



Самостоятельное инженерное значение имеют тектонические разрывные смещения всех порядков (I - VI). Плоскости их сместителей сопровождаются дополнительными трещинами разлинзования и оперения, образующими примерно симметричную зону ослабления пород, мощность которой связана с порядками разрывов. Дизъюнктивные дислокации и пликативные деформации в натуре кинематически взаимосвязаны, поэтому складки также могут быть разделены на порядки по признаку порядков плоскостей разрывов, ограничивающих площадь данной части складки.

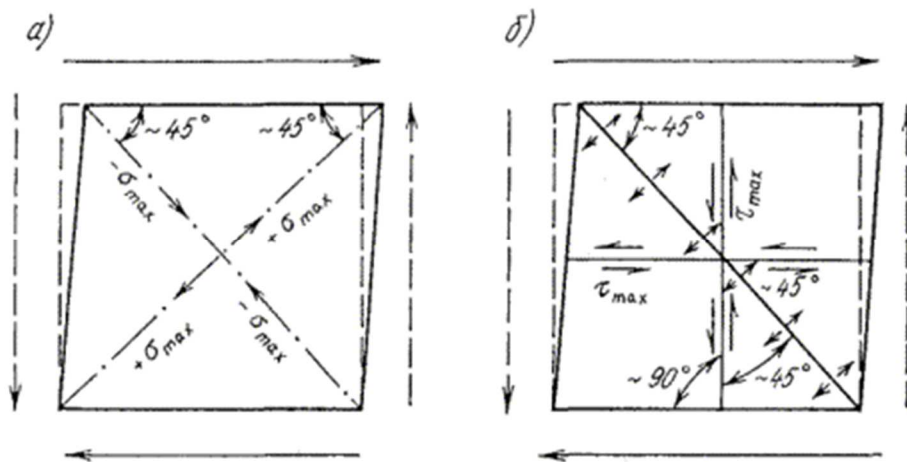


Рис. 1-2. Образование трещин при сдвиге (схема напряжений)

a - расположение главных осей растяжения $+\sigma_{\max}$ и сжатия $-\sigma_{\max}$; *б* - направление максимальных касательных напряжений τ_{\max} и трещин отрыва (толстая диагональ). Толстые сплошные стрелки - пара активных внешних сил; тонкие штрихпунктирные - пара реактивных сил, удерживающих тело от вращения. Малые стрелки внутри фигуры - направление напряжений и смещений.

Таблица 1-2

Классификация по характеру нарушения сплошности массива (СНиП 2.02.02-85 с дополнениями)

| Характер нарушения сплошности массива | Мощность зоны дробления разлома или ширина трещин | Протяженность нарушения |
|-----------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------|--------------------------------|
| Разломы I порядка - глубинные, сейсмогенные | Сотни и тысячи метров | Сотни и тысячи километров |
| Разломы II порядка - глубинные, 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 |
| Крупные трещины V порядка | Свыше 20 мм | Свыше 10 м |
| Средние трещины VI порядка | 10 - 20 мм | 1 - 10 м |
| Мелкие трещины VII порядка | 2 - 10 мм | Менее 1 м |
| Тонкие трещины VIII порядка | 1 - 2 мм | Менее 1 м |
| Локальные трещины IX порядка - внутри пластов, слоев, породных блоков | Менее 1 мм | Менее 1 м |

Примечания: 1. Мощность зоны влияния нарушения оценивается на порядок больше мощности зоны дробления или ширины трещины; амплитуда смещения (A_c , км) разломов на 1 - 1,5 порядка меньше протяженности нарушения (L , км) в соответствии с формулой А. Кайо [83]: $\lg A_c = -1,73 + 1,25 \lg L$ при $L = 0,1 \div 1000$ км.

2. Классификация носит приближенный (оценочный) характер; конкретный массив может характеризоваться местной системой разрывов; соотношение мощности зоны дробления и протяженности нарушения массива может отличаться от классификационной характеристики.



К глубинным разломам I - II порядков часто приурочены очаги землетрясений, поэтому они рассматриваются как сейсмогенные разломы, способные к проявлению остаточных деформаций пород при землетрясениях большой интенсивности. Разломы I - II порядков (СТЗ) делят литосферу на структурно-тектонические блоки (СТБ), которые расчленены сходной системой нарушений III - VI порядков (СПЗ) на структурно-петрологические блоки (СПБ), а последние - трещинами VII - IX порядков (ЭПЗ) на элементарные породные блоки (ЭПБ) (рис. 1-3).

Все СПБ, СПЗ, ИГБ и ИГЗ скальных массивов состоят из элементарных породных блоков (ЭПБ), формы, размеры и укладка которых определяются пространственной решеткой блокообразующих трещин - элементарных зон ослабления пород (ЭПЗ).

В соответствии с порядками нарушений, образующих структурно-тектонические и структурно-петрологические блоки, целесообразно придавать этим блокам такие же порядки (например, СТБ II порядка, СПБ III порядка и т.д.).

В пределах контура СТБ могут быть выделены их части, сложенные породами одного генетического типа и литолого-петрологического состава. Каждая из таких частей должна иметь единый характер трещиноватости (квазиоднородные системы трещин) и выделяется как СПБ. В СТБ, сложенных слоистыми толщами, встречается ритмичность слоистости со слоями или пакетами слоев пород пониженной прочности. При тектонических деформациях по таким слоям и пакетам могут происходить проскальзывание, будинаж, межформационные срывы и образование мелких складок волочения. Такие слои и пакеты именуется СПЗ-1 (первого рода) и чаще всего имеют значительную протяженность при ограниченной мощности. Между ними находятся СПБ-1 (первого рода), сложенные более прочными, массивными или массивно-слоистыми породами.

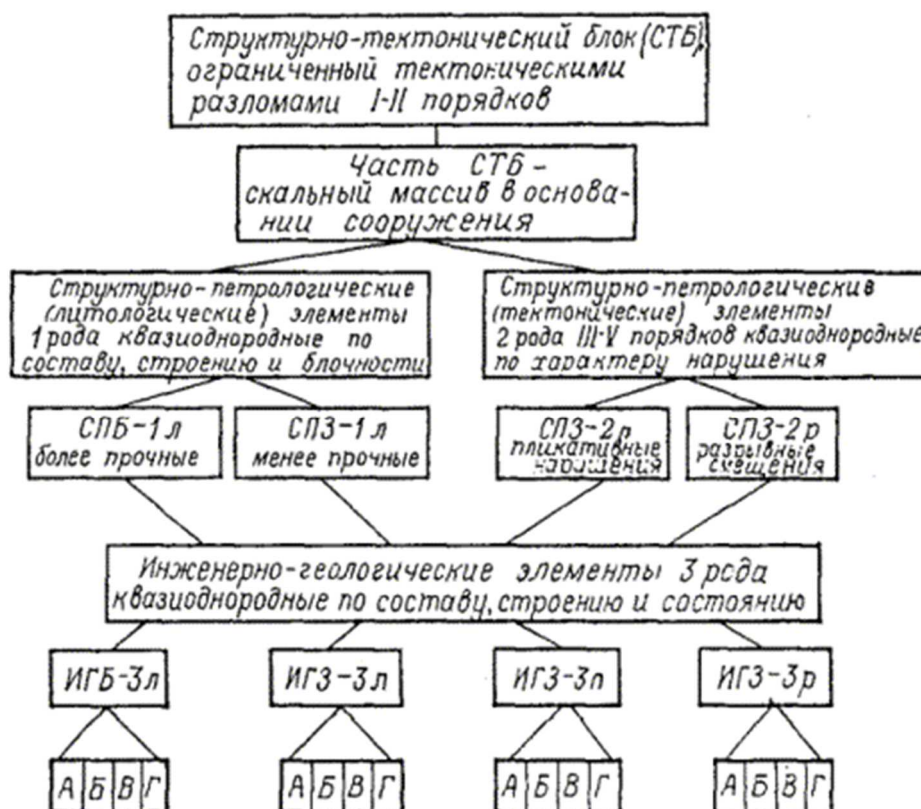


Рис. 1-3. Схема зонально-блочного строения скальных массивов в основаниях сооружений

А, Б, В, Г - подзоны влияния процессов разгрузки естественных напряжений и выветривания: А - очень сильного, Б - сильного, В - среднего, Г - слабого (сохраненные породы).



Нарушения VI - IX порядков в слоистых толщах могут быть двух видов: СПЗ-2р (второго рода разрывные, секущие толщу) и СПЗ-2п (второго рода пликативные, согласные с толщей). Сочетание в массиве СПЗ-1, СПЗ-2 и СПЗ-2п образует сеть, в ячейках которой будут находиться СПБ того или иного генетического типа, однородные по составу, структуре, текстуре и трещиноватости. Сочетание в пространстве СПБ и СПЗ трех (иногда четырех и более) систем трещин VI - IX порядков образует систему ЭПБ. Для ЭПБ характерно отсутствие в нем визуально различимых трещин. Наличие четырех и более систем блокообразующих трещин нередко приводит к образованию ЭПБ малых размеров и неправильной формы.

Принципы структурного анализа геологического строения территорий разного масштаба

В горных районах, обязанных своим происхождением тектоническим процессам, особенно завершающимся альпийским орогенезом, горные породы обычно сильно деформированы. В этих условиях выявление геологического строения региона, района и участка створа гидроузла требует определенной системы изучения взаимосвязей пликативных и дизъюнктивных форм тектонических деформаций, исходящих из общих закономерностей орогенических процессов, а именно:

1) особенностей процесса деформирования в условиях сложного напряженного состояния, протекающего по законам механики твердого тела, которые определяют характер деформаций (хрупких, вязких) и кинематику движений взаимодействующих сложно построенных горных массивов;

2) унаследованности развития форм тектонических деформаций толщ пород, проявляющейся в последовательном их развитии по этапам орогенеза;

3) взаимосвязи тектонических процессов в Земной Коре с движением магматических масс и взаимодействия последних с деформируемыми породами.

Тектонические деформации сложно построенных толщ горных пород проявляются избирательно в зависимости от интенсивности процесса орогенеза, ориентации осей эллипсоида тектонических напряжений относительно осей ранее сложившихся структур, строения и свойств самих толщ, неоднородности и анизотропии массива. Поэтому унаследованность в развитии пликативных форм деформации проявляется в усложнении складок, сопровождающемся разрывами сплошности пород. Для дизъюнктивных форм деформаций унаследованность развития проявляется в избирательном росте размеров некоторых из зон тектонических разрывных смещений. Пликативные и дизъюнктивные формы тектонических деформаций являются, результатом одного или нескольких этапов процесса орогенеза. Поэтому формирование тех и других может быть синхронным (соскладчатым) или асинхронным (несоскладчатым) в зависимости от времени их формирования. Отсюда вытекает необходимость структурного анализа региона, района и участка как единого комплекса с одновременным рассмотрением обеих форм тектонических деформаций всех порядков, выявлением последовательности их формирования и развития во времени.

Пликативные формы тектонических деформаций - складки

Структурные формы складок, согласно В.В. Белоусову [5, 6], определяются перераспределением материала в толщах деформируемых пород в зависимости от строения толщ, прочности слагающих их пород и кинематических типов складок («глыбовых», связанных с радиальными движениями Земной Коре; «нагнетания» и «общего смятия», связанных с тангенциальными движениями). Радиальные и тангенциальные движения могут сочетаться во времени и в пространстве, поэтому складки могут иметь различные морфологические типы: острые, округлые, изоклиналиные, веерообразные, коробчатые. По условиям залегания пластов пород и основных элементов складок (осевых плоскостей,



шарниров, крыльев и т.д.) различают складки: прямые симметричные, асимметричные, наклонные, опрокинутые, лежащие и ныряющие.

В инженерно-геологическом отношении особое значение имеют разновидности складок «нагнетания», например, диапировых, часто связанных с присутствием в разрезе пластов и залежей водорастворимых солей, а также складки «облекания», характерные для районов развития неотектонических движений.

Размеры складчатых структур обычно велики, и морфологические типы складок могут быть определены лишь для крупного региона или района. На участке основания сооружения, занимающего обычно лишь часть одной из складок, должны выявляться и расшифровываться элементы усложнения складчатой структуры: микроскладки; складки «волочения» и межформационные; межпластовые проскальзывания; зоны послойного будинажа и другие пликативные формы, местами развивающиеся в тектонические разрывные смещения, залегающие согласно с напластованием. При этом исходной базой является характер складки и ее положение в системе складчатости данного региона, а также возможное сочетание структурных форм, в частности: несогласное залегание структурных этажей района, наложенные складчатые структуры верхнего (более молодого) этажа района и региона, сочетание пликативных и дизъюнктивных форм, развивающихся по унаследованным направлениям в нижнем, более древнем, структурном этаже.

Дизъюнктивные формы тектонических деформаций - разрывные смещения

Тектонические разрывные смещения представляют собой нарушения сплошности породы, выражающиеся в ее хрупком разрушении и характеризующиеся протяженностью, мощностью (шириной), амплитудой смещения и строением сместителя. Разрыв сплошности с ничтожно малой амплитудой смещения блоков называется трещиной.

А. Кайо [83] установил, что в подавляющем большинстве случаев амплитуда смещения составляет примерно 10 % от его протяженности (см. табл. 1-2). Строение сместителя включает симметричное расположение относительно плоскости сместителя подзон разлинзования и оперяющих трещин - отрыва и скалывания.

При любых видах деформации (растяжение, сжатие, изгиб, кручение) нарушение сплошности пород относится по кинематике движения к двум типам - трещинам отрыва и скалывания независимо от амплитуды смещения. Для тектонических разрывных смещений приняты специальные термины, характеризующие кинематику движения и связанные с элементами горной геометрии складок.

Сбросы соответствуют трещинам отрыва, развивающимся при деформациях растяжения горных масс, преимущественно в результате радиальных движений Земной Коры.

Сдвиги и взбросы соответствуют трещинам скалывания, развивающимся при различных деформациях массивов, преимущественно в результате сжатия при тангенциальных напряжениях.



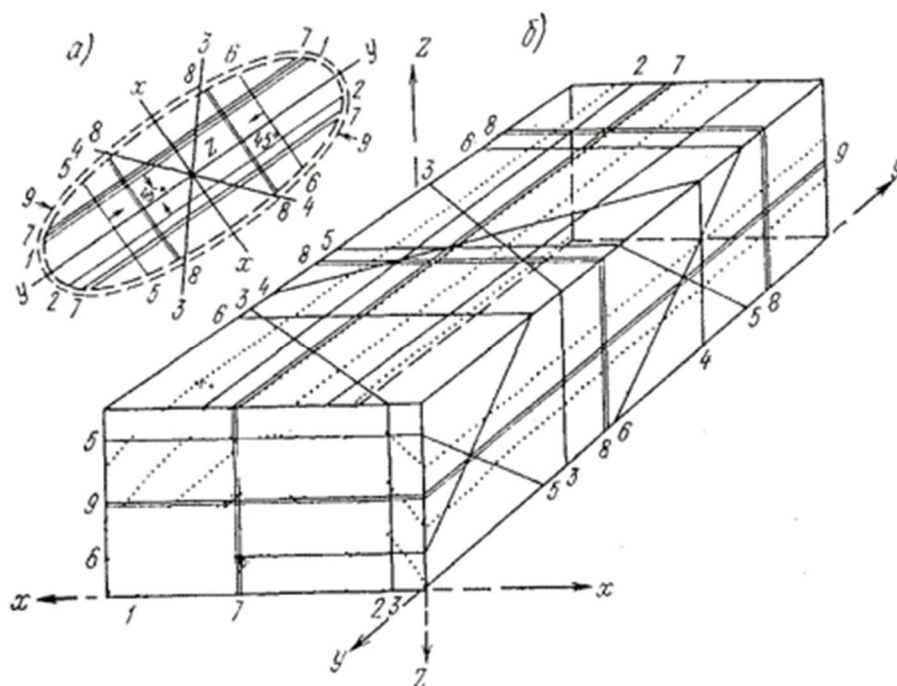


Рис. 1-4. Схема расположения возможных плоскостей тектонических разрывных смещений и трещин в слоистых скальных породах при формировании симметричных складок в плане (а) и в пространстве (б)

Трещины скалывания (взбросы, сдвиги): системы 1, 2 - параллельно оси y , падение 45° ; 3, 4 - параллельно оси z , падение 90° ; 5, 6 - параллельно оси x , падение 45° ; трещины растяжения (сбросы, раздвиги): система 7 - в плоскости zy , падение 90° ; 8 - в плоскости zx , падение 90° ; 9 - в плоскости yx , падение 0° .

В любом скальном массиве имеются трещины обоих основных типов - отрыва и скалывания. В относительно слабых по прочности породах преобладают трещины скалывания, а в жестких высокопрочных компонентах толщ при интенсивных деформациях - трещины отрыва. Это связано со значительно большей прочностью пород на сжатие по сравнению с прочностью на разрыв и скалывание.

Согласно схеме А.А. Белицкого [4] (рис. 1-4) при формировании складки можно ожидать развития скалывающих и растягивающих напряжений в соответствии с направлением оси эллипсоида деформации относительно элементов горной геометрии, а именно:

а) развитие разрывных смещений типа сбросов, раздвигов и трещин отрыва вдоль осей эллипсоида деформации: 7 - вдоль осевой плоскости складки под углом падения 90° ; 8 - поперек складки под углом 90° ; 9 - субгоризонтально, нормально к осевой плоскости складки;

б) развитие трех пар трещин скалывания (1 - 6), перерастающих нередко в разрывные смещения типа сдвига: их простираение вдоль оси x эллипсоида деформации (5, 6) с встречным падением парных плоскостей под углом около 45° ; вдоль оси z (3, 4) с падением 90° ; вдоль оси y (1, 2) с падением 45° (эти трещины могут сопровождаться проскальзыванием по напластованию и перерастать в межпластовые срывы и взбросы). При перерастании тектонических трещин в разрывные смещения поле тектонических напряжений резко меняется и дальнейшее развитие трещин по исходной схеме нарушается. Развитие первого во времени разрывного смещения (при сохранении общего положения эллипсоида деформации) усиливается, а развитие трещиноватости других направлений ослабевает.

Для целей инженерной геологии наибольшее значение имеет мощность зон тектонических разрывных смещений, в частности, суммарная мощность подзон сместителя и разлинзования, в пределах которых скальные породы раздроблены и даже перетерты до состояния рыхлых грунтов, брекчий, «орешника» (каккирита), милонита и глинки трения. Такие подзоны характеризуются повышенной деформируемостью и пониженной



водопроницаемостью. Подзоны оперяющих трещин обычно имеют повышенную водопроницаемость и деформируемость. Существенное инженерное значение имеет ориентация плоскостей тектонических разрывных смещений и протяженных трещин относительно векторов приложения нагрузок от сооружения (плотины и др.), при неблагоприятной ориентации снижается его устойчивость. Области сопряжения - стыка тектонических разрывных смещений - являются областями повышенной водопроницаемости, к которым часто приурочиваются сосредоточенные пути фильтрации, распространяющиеся на подзону оперяющих трещин. Все подзоны тектонических смещений требуют их наиболее полной инженерно-геологической характеристики и тщательного отражения пространственного положения на ГСМ. Выявление этих элементов производится последовательным анализом, начиная с разрывов высоких порядков, затем оперяющих их трещин и т.д.

В условиях, когда основанием плотин служат слоистые скальные породы, крутопадающие в сторону верхнего бьефа, существенное инженерное значение имеют протяженные пологопадающие трещины отрыва или скалывания. Они развиваются часто примерно под углами $45 - 90^\circ$ к плоскости падения пластов в результате пластической деформации и трансляционных сдвигов пластов слабых пород по плоскостям напластования. Вкрест простирания пород их протяженность лимитируется сингенетическими зонами ослабления (СПЗ-1), представленными либо плитчатыми разновидностями пород, либо пакетами пластов и слоев пониженной прочности. Развитие таких протяженных трещин в глубь массива может продолжаться с кулисообразными перерывами или без них. Пологие протяженные трещины в известняках и песчано-аргиллитовых толщах с крутым падением слоев установлены на ряде объектов: Ингурской, Токтогульской, Папанской, Рогунской ГЭС и др. (рис. 1-5).

Тектонические разрывные смещения зачастую развиваются системно с близкой ориентацией плоскостей их сместителей в пространстве. Сочетание согласных с простиранием пород крупных разрывных смещений с другими, секущими породы под разными углами, расчленяет толщи на СТБ. Ориентация систем мелких трещин связана с ориентацией элементов залегания пород, а также более крупных трещин и тектонических разрывных смещений. Это создает условия подобия ориентации трещин и разрывных смещений разных порядков. Так как СТБ смещены относительно друг друга, то ориентация систем мелких трещин отклоняется по своим элементам залегания даже в смежных СТБ и может отличаться также и в СПБ, являющихся частями одного СТБ, но сложенных разными генетическими типами пород. Поэтому необходимо анализировать ориентацию нарушений сплошности разных порядков применительно к каждому из выделенных СТБ и СПБ в последовательности от высших порядков к низшим. Такая последовательность предъявляет различные требования к детальности информации о литолого-стратиграфическом разрезе региона и участка основания сооружения. Для структурного анализа региона на сводных разрезах достаточно выделить ярусы, подъярусы и отдельные крупные горизонты; для анализа района - толщи, горизонты и пачки пород; для анализа участка гидроузла - пачки и крупные пакеты пластов; для анализа основания сооружения - пакеты пластов внутри пачек и даже характерные отдельные пласты.

Графические материалы структурного анализа региона, района и участка гидроузла должны служить основой для нанесения контуров зон А, Б, В, Г - экзогенных изменений массива. При этом следует учитывать; процессы выветривания, разгрузки и т.д. подчинены структурным особенностям скальных массивов; крупные протяженные трещины разгрузки в основном наследуют направления первичных и тектонических трещин; трещины выветривания развиваются преимущественно по трещинам различного генезиса, а также по плоскостям напластования, сланцеватости и различным микро- и макродефектам. Геоморфологические элементы долин рек развиваются в зависимости от суммарного



воздействия тектонических, структурно-петрологических особенностей массивов, наложенных процессов разгрузки и выветривания, а также процессов эрозии.

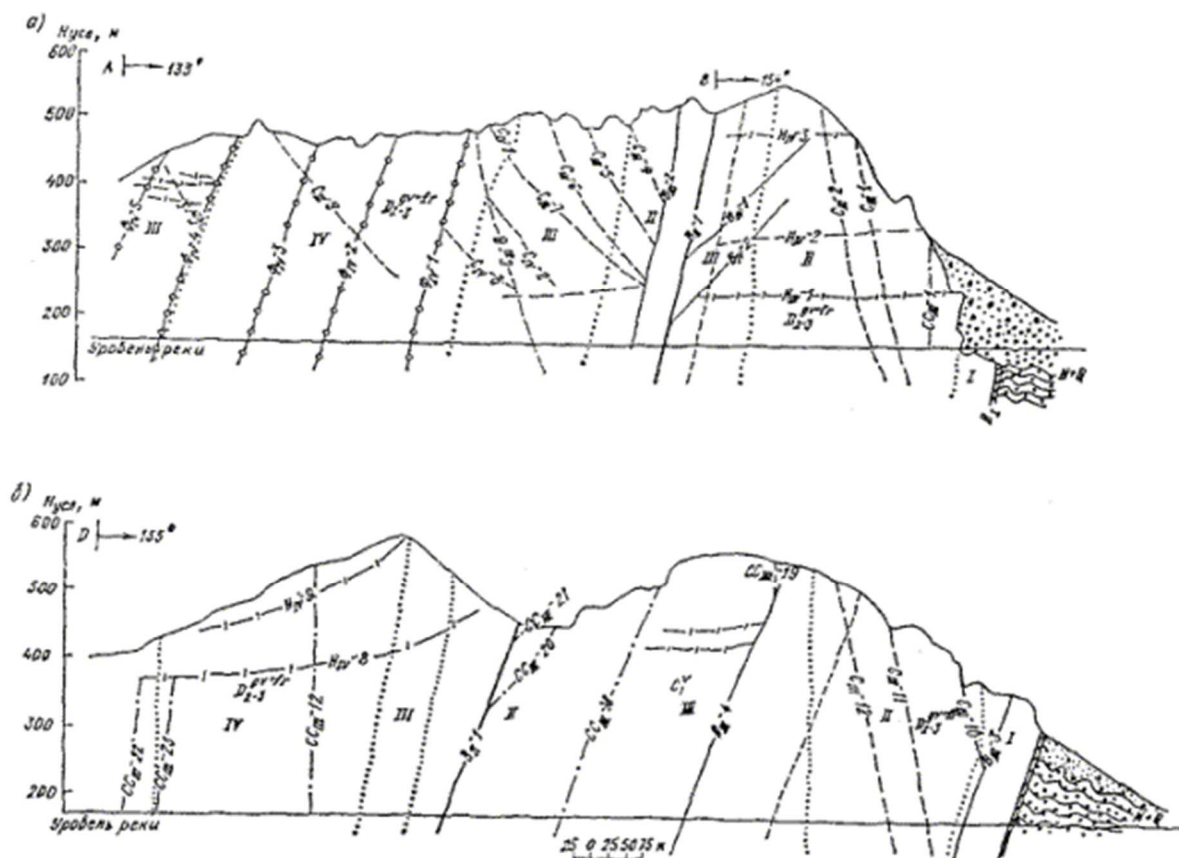


Рис. 1-5. Разрезы по линиям *ABC* (продольник, правый берег р. Акбуры) и *DEF* (продольник, левый берег р. Акбуры) к схеме тектонического строения участка Папанского гидроузла

В_{II}-1 и другие - тектоническое нарушение (В - взброс, С - сброс, СС - сбросо-сдвиг, Н - надвиг, Ф - внутриформационный срыв) второго порядка, номер 1; I - зона развития складок волочения, интенсивного дробления, разлинзования; II - зона интенсивного разлинзования; III - зона разлинзования; IV - зона развития внутриформационных срывов; точками показаны границы зон.

В свете изложенного структурный анализ и построение ГСМ осуществляются для каждой стадии проектирования по следующим этапам:

1. Составление региональной структурно-тектонической схемы в масштабе 1:100000 - 1:250000 с целью выявления контуров СТБ и СТЗ, что необходимо для общей оценки участка предполагаемого строительства.

2. Структурно-петрологическое районирование участка гидроузла в масштабе 1:2000 - 1:5000 с целью выявления контуров СПБ и СПЗ. Построение фрагментов ГСМ, на основе которых планируют участки геомеханических, опытно-фильтрационных, детальных геофизических и других видов исследования в массиве.

3. Инженерно-геологическое районирование скального основания в масштабе 1:1000 - 1:2000 и крупнее, имеющее целью выявление уточненных контуров ИГБ и ИГЗ. На этой основе составляется прогнозная характеристика типов ИГБ и ИГЗ по данным аналогов, а также полевых и лабораторных исследований, результаты которых статистически обрабатываются применительно к выделенным ИГБ и ИГЗ. В результате этого этапа строится ГСМ как основа для составления специализированных моделей. Детальность, состав тематических целенаправленных исследований и графических отображений их



результатов в значительной степени определяются уровнем геоструктурной сложности и классом исследуемого объекта.

Приложение 2

СТРУКТУРНО-ТЕКТОНИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ ТЕРРИТОРИИ ПРОЕКТИРУЕМОГО ГИДРОУЗЛА

На стадии предпроектной документации гидроузла в районе со сложным геологическим строением следует определить участок строительства основных сооружений, причем желательно вдали от глубинных сейсмогенных разломов I - II порядков. При сильных землетрясениях подвижки не исключены и по разломам низших порядков, однако их вероятность и амплитуда смещений при этом меньше. Ряд низконапорных земляных плотин США, построенных в зоне сейсмогенного разлома I порядка Сен-Андреаса, претерпели смещения своих частей с амплитудой в несколько метров.

В задачу структурно-тектонического районирования региона и участков конкурирующих створов входит:

1. Выявить систему сейсмогенных разломов I - II порядков и по возможности оценить кинематику движения крупных тектонических нарушений низших порядков.
2. Выявить сейсмическую активность региона и района.
3. Выявить участки пересечения рекой структурно-тектонических блоков, имеющих размеры, достаточные для размещения основных сооружений гидроузла.
4. Изучить и оценить возможные проявления неотектоники в районе гидроузла.

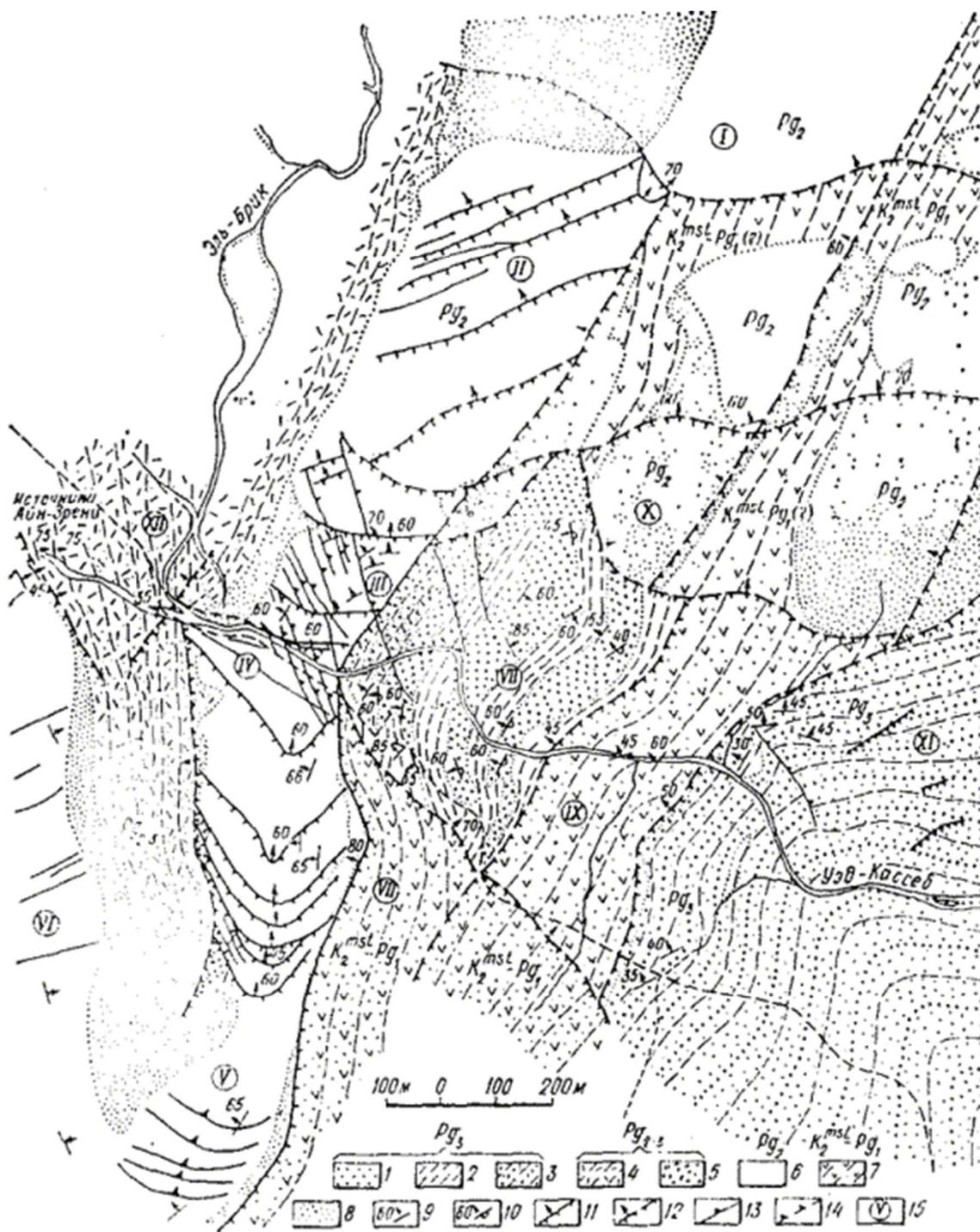
Эти задачи решаются методами структурного и неотектонического анализа региона, района и участка гидроузла. Принципиальные ответы на эти вопросы следует получить на стадии предпроектной документации, хотя соответствующие исследования необходимо предусмотреть и на последующих стадиях.

Структурный анализ региона заключается в изучении крупных геологических структур значительной по площади территории, включающей в себя районы и участки вариантов створов гидроузла. Он проводится на основе литературных данных, нормативно-методических документов, а также государственных, геоморфологических, геологических, тектонических карт, схем сейсмического районирования в масштабах 1:1000000 - 1:100000 и крупнее.

При этом необходимо выявить взаимосвязи региональных геологических структур, тектонических разрывов I - III порядков и зон их влияния с подобными структурами и разрывами низших порядков, проявляющихся на участке проектируемого гидроузла. В практике гидростроительства имеются случаи наличия в основаниях сооружений разломов высшего порядка (Асуанские плотины в АРЕ, плотины Кировского гидроузла в СССР и др.), либо основания находятся в непосредственной близости от таких разломов (Чиркейская, Ингурская ГЭС в СССР, Кассебская ГЭС в Тунисе и др.). В горных районах не всегда удается найти СТБ, свободные от разрывных нарушений III - IV порядков, наличие которых в основании требует индивидуального учета и инженерно-геологической оценки.

Для структурного анализа региона и района следует использовать материалы аэрофотосъемки [47] в виде фотомонтажа и стереопар снимков, аэро- и космической инфракрасной съемки, а на выбранном участке створа - крупномасштабной (1:1000 и крупнее) фототеодолитной съемки. Методика геоструктурного и геоморфологического дешифрования материалов фотосъемок изложена в [1, 3 - 8], где подчеркивается, что процесс геологического дешифрирования индивидуализирован и требует тесной взаимоувязки с наземными наблюдениями.





Схематическая структурно-геологическая карта юго-восточного борта водохранилища Кассеб

1 - глауконитовые песчаники с прослоями мергелей; 2 - глауконитовые мергели с прослоями глауконитовых песчаников; 3 - глауконитовые песчаники и мергели нерасчлененные; 4 - темно-серые мергели с прослоями ракушечников и глинистые известняки с прослоями глауконитовых песчаников; 5 - склоновые брекчии из эоценовых песчаников; 6 - флишеидные битуминозные известняки; 7 - черные мергели с прослоями глинистых известняков; 8 - предполагаемые контуры коренных пород под четвертичными образованиями; 9 - элементы залегания пластов; 10 - элементы залегания для запрокинутых пластов; 11 - взбросо-сдвиги и взбросы установленные; 12 - то же предполагаемые; 13 - сбросо-сдвиги и сбросы установленные; 14 - то же предполагаемые; 15 - главные структурно-тектонические блоки.



В процессе геоструктурного дешифрирования фотосъемки выделяется несколько этапов последовательного опознавания сперва крупных геоструктурных элементов, а затем все более мелких форм и деталей:

1. Изучение контактной печати и фотопланов аэрофотосъемки в масштабе 1:20000 - 1:10000 с помощью линзовых и зеркально-линзовых стереоскопов, сопоставление их с геологическими картами близкого к снимкам масштаба. Нахождение дешифровочных признаков крупных геоструктурных и геоморфологических элементов: основных складчатых структур, тектонических разрывных смещений I - III порядков, обвалов, селей характера обнаженности, простираения и падения пород, слои и комплексы которых различаются по цвету и тональности.

2. Аэровизуальное наблюдение с самолета (вертолета), позволяющее уточнить восприятие опознавательных признаков при сличении природы с фотоматериалами.

3. Наземное сопоставление геоструктурных, геоморфологических и геоботанических элементов с фотоснимками (аэро- и фототеодолитной съемки), позволяющее детализировать дешифровочные признаки.

4. В сейсмически активных районах геоморфологическое дешифрирование аэросъемки позволяет выявить места для наземных инструментальных исследований неотектоники, проявляющейся в изменениях высотного положения характерных точек террас, и построения эпейрогенических спектров долин рек.

5. На базе геоструктурного и геоморфологического дешифрирования и геологических карт масштаба 1:200000 - 1:20000 строится структурно-тектоническая схема района и участка створа в масштабе 1:10000 - 1:25000. Используя также данные инженерно-геологической съемки, следует предварительно классифицировать разрывные смещения, определить их порядок, подразделить на кинематические типы, дать элементы залегания, протяженность, мощность подзоны сместителя, состав и состояние заполнителя, мощность подзон разлинзования и оперяющих трещин. Составленная структурно-тектоническая схема позволяет целенаправленно запроектировать комплекс геофизических, буровых и горно-проходческих работ для уточнения структурно-тектонических и структурно-петрологических особенностей основания.

На рисунке показана структурно-тектоническая карта юго-восточного борта водохранилища Кассеб, составленная на основе аэрофотосъемки, маршрутной съемки и ограниченного объема горно-буровых работ.

Приложение 3

СТРУКТУРНО-ПЕТРОЛОГИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ

Задачи районирования

Структурно-петрологическое районирование скальных оснований является вторым и основным этапом геоструктурного изучения выбранного участка строительства гидроузла в пределах одного СТБ.

Основная задача структурно-петрологического районирования скального массива состоит в его расчленении на генетические структурно-петрологические элементы, квазиоднородные по составу, строению и состоянию, в частности, СПБ-1, СПЗ-1, СПЗ-2р, СПЗ-2п, ЭПБ (см. рис. 1-3).

Выделяют следующие этапы структурно-петрологического районирования:

- а) послойное литолого-петрологическое изучение разреза в масштабе 1:100 - 1:500;
- б) опробование разреза, лабораторные исследования минерального состава и физико-механических свойств разновидностей пород в образцах;
- в) изучение строения и состояния пород (условия залегания, блочность, трещиноватость, обводненность и т.д.) в СПБ и СПЗ;



г) составление предварительного нормального сводного литолого-стратиграфического разреза (колонки) с систематизацией на его основе результатов исследований по этапам б) и в); выделение на нем границ сингенетических структурно-петрологических элементов: СПБ-1, СПЗ-1;

д) составление на основе материалов инженерно-геологических съемки и разведки (включая геофизические исследования) инженерно-геологических разрезов, на которых показаны границы сингенетических и постгенетических СПБ и СПЗ, а также приближенное положение границ подзон А, Б, В, Г;

е) систематизация и статистическая обработка результатов лабораторных исследований свойств пород на образцах по выделенным СПБ, СПЗ и их частям; оценка изменений характеристик свойств с заглублением в скальный массив;

ж) составление (кроме разрезов) горизонтальных срезов с нанесением на них контуров СПБ и СПЗ; соответствующие характеристики состава, строения, состояния и изученных показателей свойств наносят на разрезы и срезы либо показывают в таблице.

Эти этапы повторяются по стадиям проектирования: предварительные (ТЭО), основные (проект), уточненные (РД).

Изучение сводного литолого-стратиграфического разреза массива

Опорной базой инженерной геологии являются методы исторической геологии, стратиграфии, литологии, тектоники, структурной геологии, структурной петрологии и динамической геологии. Без использования этих методов невозможны оценка условий формирования и развития массивов, понимание природы их неоднородности, анизотропии, прогнозирование физико-геологических процессов и явлений и многое другое.

Использование методов литологии и стратиграфии при инженерно-геологической съемке позволяет построить сводный литолого-стратиграфический разрез (колонку) изучаемой толщи - основу структурного анализа скального основания.

Нередко наблюдающийся в практике изысканий недоучет литолого-стратиграфического разреза пород участка, района и региона и соответствия его подробности масштабу инженерно-геологической съемки приводит зачастую к неприятным «сюрпризам» при вскрытии котлованов. Поэтому целесообразно первоочередное изучение литолого-стратиграфического разреза и составление его колонки в масштабе в 10 - 20 раз более крупном, чем масштаб инженерно-геологической съемки. Составленный на стадии ТЭО в масштабе 1:200 - 1:100, на последующих стадиях он может уточняться, детализироваться (вплоть до масштаба 1:20). Это обусловлено необходимостью учета слабых по прочности и маломощных (0,1 м и менее) слоев, влияющих на прочность, деформируемость бетонных сооружений, устойчивость откосов, фильтрационную неоднородность и т.д.

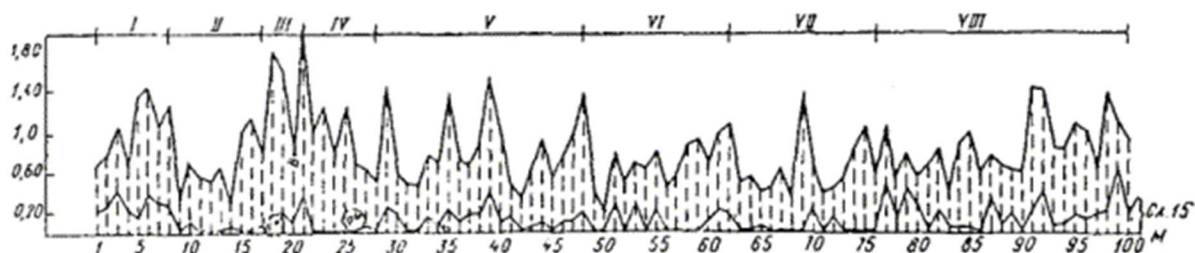


Рис. 3-1. Коннексия разреза известняков на участке арочной плотины Кассе

А, В, 8^а, 9^а - маркирующие горизонты; I-VIII - номера пачек.

Все это приводит к необходимости послойного изучения литолого-стратиграфического разреза, особенно в тех случаях, когда массив сложен тонкослоистыми породами типа терригенного или карбонатного флиша, различными по мощности плитчатыми пластами осадочных и метаморфических пород или сильнонарушенными слоистыми породами, в



которых необходимо выявить зоны мелких тектонических разрывных смещений и протяженных трещин V - VI порядков. Послойное изучение разреза и составление на его ординате эпюр мощности пластов вскрывают закономерности чередования и ритмичности строения толщ. Это позволяет решить задачу идентификации сложно построенных пакетов пластов и пачек в фациальноизменчивых толщах по их положению в литолого-стратиграфическом разрезе. Такие вопросы часто возникают при инженерно-геологической съемке участков створов гидроузла, основания которых сложены тектонически деформированными толщами слоистых пород, прорезаемыми рекой вкrest их простирания. Идентификация опорных пакетов, пачек и отдельных маркирующих горизонтов, неоднократно повторяющихся в разрезе, обеспечивает выявление согласных и секущих тектонических нарушений.

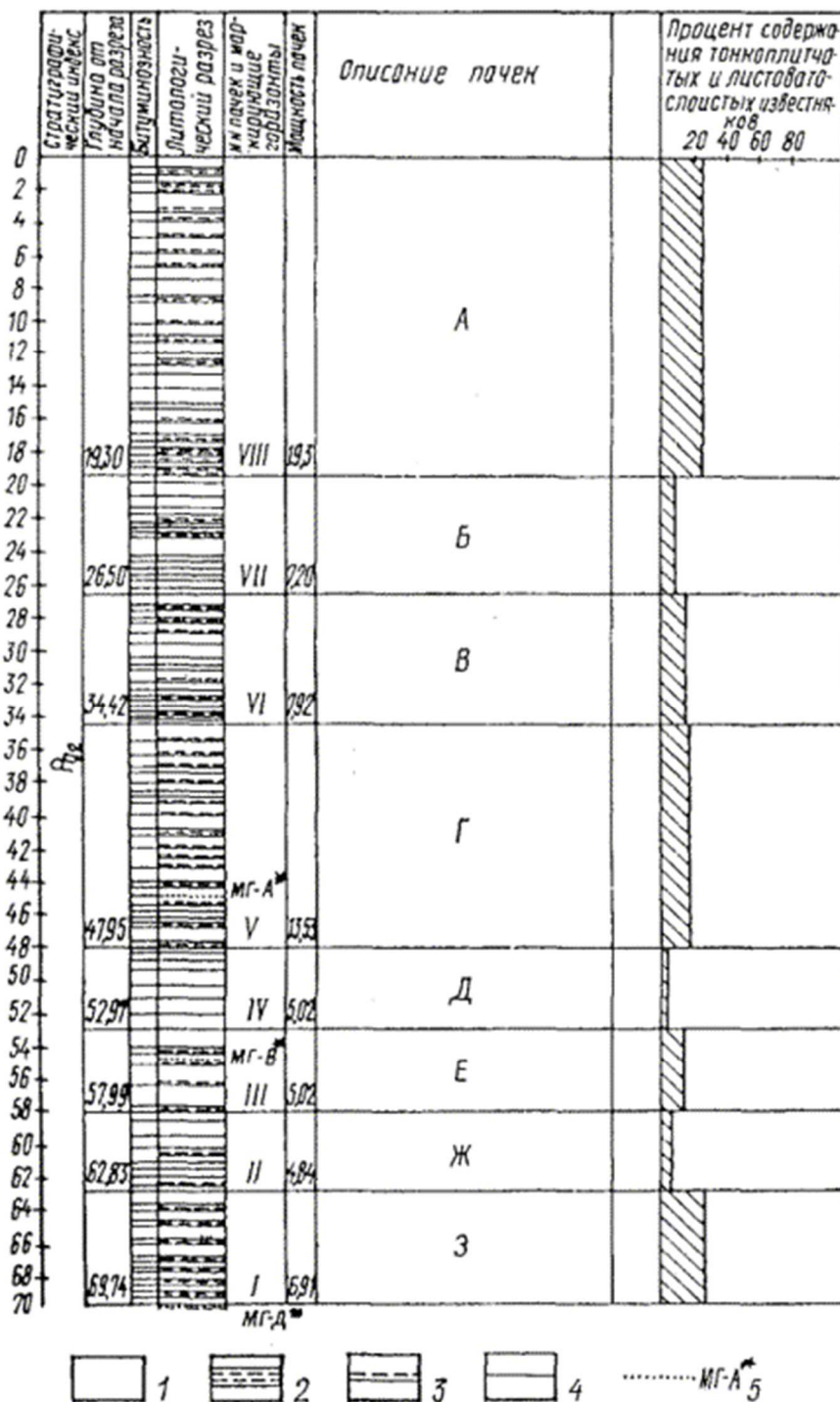


Рис. 3-2. Литолого-стратиграфический разрез известняков эоцена (Pg_2) участка арочной плотины Кассеб (масштаб 1:200)

Условные обозначения к рис. 3-2.

I - известняки массивно-, толсто- и среднеслоистые; 2 - известняки тонкослоистые мощностью более 0,20 м; 3 - то же мощностью от 0,10 до 0,20 м; 4 - листоватослоистые мощностью от 0,02 до 0,10 м; 5 - маркирующие горизонты; А - переслаивание мелкозернистых средне- и толстослоистых, реже массивнослоистых, преимущественно битуминозных известняков мощностью 0,35 - 1,0 м (средняя мощность 0,6 м) с тонкослоистыми, редко листоватыми битуминозными известняками мощностью 0,06 - 0,5 м. Содержание средне-, толсто- и массивнослоистых известняков 75 %, тонкослоистых - 25 %; Б - слои мелкозернистых, средне- и толстослоистых битуминозных и слабобитуминозных известняков мощностью 0,3 - 0,8 м, разделенные тонкими (0,02 - 0,06 м) прослоями листоватых слабобитуминозных известняков. Содержание средне- и толстослоистых известняков 92 %, листоватых и тонкослоистых - 8 %; В - переслаивание мелкозернистых средне- и толстослоистых слабобитуминозных, реже битуминозных известняков мощностью 0,3 - 0,7 м (средняя мощность 0,5 м) с листоватыми известняками мощностью 0,02 м и тонкослоистыми известняками мощностью 0,2 - 0,3 м битуминозными, редко сильнобитуминозными. Содержание средне- и толстослоистых известняков 85 %, листоватых и тонкослоистых - 15 %; Г - переслаивание мелкозернистых преимущественно тонкослоистых, массивно- и среднеслоистых битуминозных, реже слабобитуминозных известняков мощностью от 0,3 до 1,0 м (в среднем 0,55 м) с тонко-, иногда листоватослоистыми сильнобитуминозными известняками мощностью 0,02 - 0,25 м. Содержание массивно-, толсто- и среднеслоистых известняков 83 %, тонко- и листоватослоистых - 17 %; Д - слои мелкозернистых, массивно- и толстослоистых битуминозных и слабобитуминозных известняков мощностью 0,5 - 1,0 м, разделенные тонкими (0,02 - 0,03 м) прослоями листоватых битуминозных известняков. Содержание массивно- и толстослоистых известняков 97 %, листоватослоистых - 3 %; Е - переслаивание мелкозернистых массивнослоистых битуминозных и слабобитуминозных известняков мощностью до 1,3 м (в среднем 1,0 м) с тонкослоистыми сильнобитуминозными известняками мощностью 0,1 - 0,3 м. Содержание массивнослоистых известняков 86 %, тонкослоистых - 14 %; Ж - слои известняков мелкозернистых толсто- и среднеслоистых слабобитуминозных мощностью 0,25 - 0,8 м, разделенные тонкими (мощностью 0,02 - 0,05 м) прослоями листоватых битуминозных известняков. Содержание толсто- и среднеслоистых известняков 94 %, листоватослоистых - 6 %; З - переслаивание мелкозернистых массивно-, толсто- и среднеслоистых слабобитуминозных известняков мощностью 0,3 - 0,8 м (в среднем 0,65 м) с тонкослоистыми битуминозными известняками мощностью 0,15 - 0,30 м. Содержание толсто- и среднеслоистых известняков 73 %, тонкослоистых - 27 %.

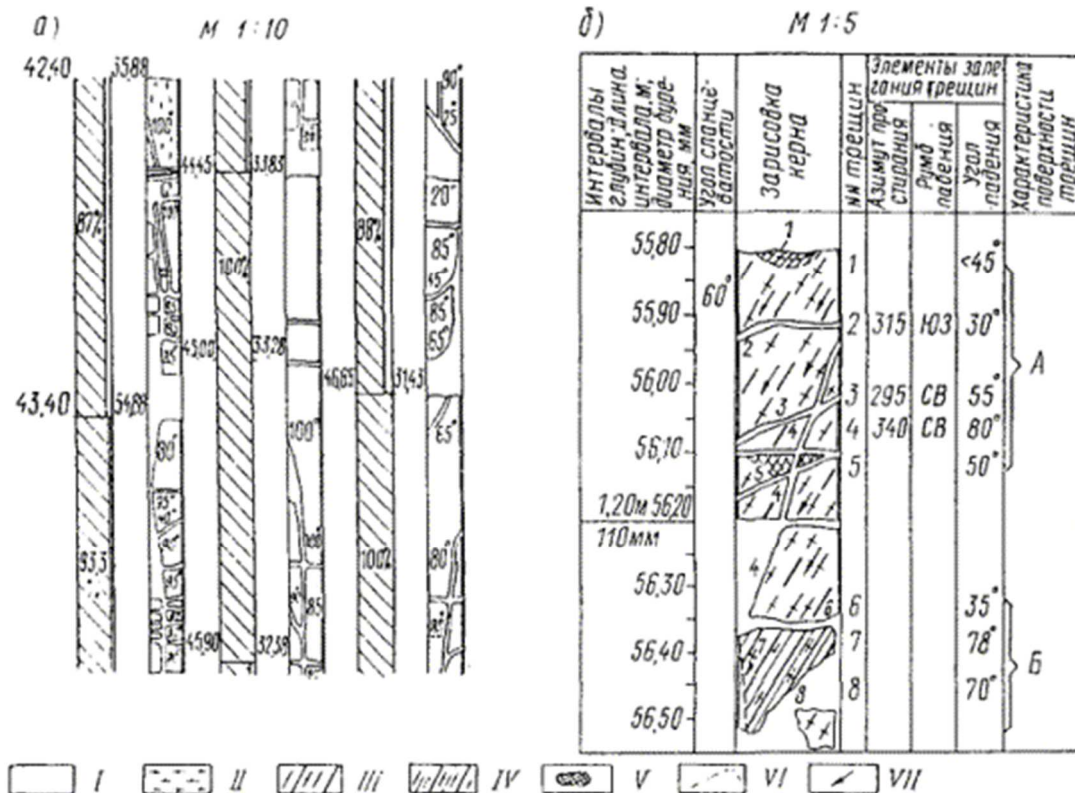


Рис. 3-4. Типы зарисовок трещин в керне буровых скважин

а - зарисовка и график выхода керна по скважине 387 (район Могилев-Подольской ГЭС); *б* - зарисовка керна по скважине 1074 (район Енисейской ГЭС); *I* - граниты; *II* - пегматиты; *III* - гнейсы биотитовые; *IV* - гнейсы мусковитовые; *V* - плоскости трещин; *VI* - граница плоскостей трещин; *VII* - ориентировка полосчатости; *A* - трещины *1* - 5 открытые, стенки ровные и бугристые, покрытые известковистой корочкой до 1 мм; *B* - трещины *6* - 8 открытые, стенки ровные, покрытые известковистой корочкой, слабо хлоритизированы.

Послойное или, точнее, «попластовое» изучение разреза слоистых пород включает измерение пластов в стратиграфической последовательности (от древних к молодым) по разрезу нормально к простиранию пород. Такие измерения следует проводить на естественных и искусственных обнажениях, а также по керну буровых скважин, пройденных вкрест простирания пород. Целесообразно использовать также масштабированные фотопанорамы обнажений.

В результате послойного изучения литолого-стратиграфического разреза слоистых пород выявляется характер условий накопления осадков и последующих процессов их уплотнения и литогенеза, а также инженерно-геологическое значение отдельных элементов разреза.

На рис. 3-1 показана коннекция ритмически чередующихся пластов битуминозных глинистых известняков и чистых известняков в разрезе, характеризующаяся изменениями мощности каждой пары пластов этого двухкомпонентного флишоида. На основе данной коннекции были выделены границы пачек пород с различным соотношением в них компонентов. Построение сводного литолого-стратиграфического разреза на этой основе позволило характеризовать каждую из пачек процентным содержанием более податливых тонкоплитчатых глинистых известняков (рис. 3-2). На этих графиках выделены в разрезе известняков пачки слабых глинистых и пластов чистых известняков (пачки II - VI). Последние были выбраны в качестве основания Кассебской ГЭС как породы с наименьшей деформируемостью. Метод коннекции успешно используется при составлении разрезов слоистых толщ ритмического строения для их взаимоувязки, например, для ленточных глин Скандинавии (Де-Геер). Другим примером могут служить эпюры мощности пластов толстоплитчатых известняков основания Ингури ГЭС по выделенным укрупненным пачкам I - VI (рис. 3-3). График построен на базе фотодокументации обнажений с контрольными измерениями мощности характерных его частей в натуре. Ритмическое чередование пластов различной мощности обусловило неоднородность деформируемости основания. Сопоставление графика и положения зафиксированных в натуре тектонических смещений (8, 15 и др.) типа межформационных срывов по напластованию позволило установить, что в 60 - 65 % случаев они приурочены к пакетам известняков с минимальной мощностью пластов (от 0,1 до 0,4 м).



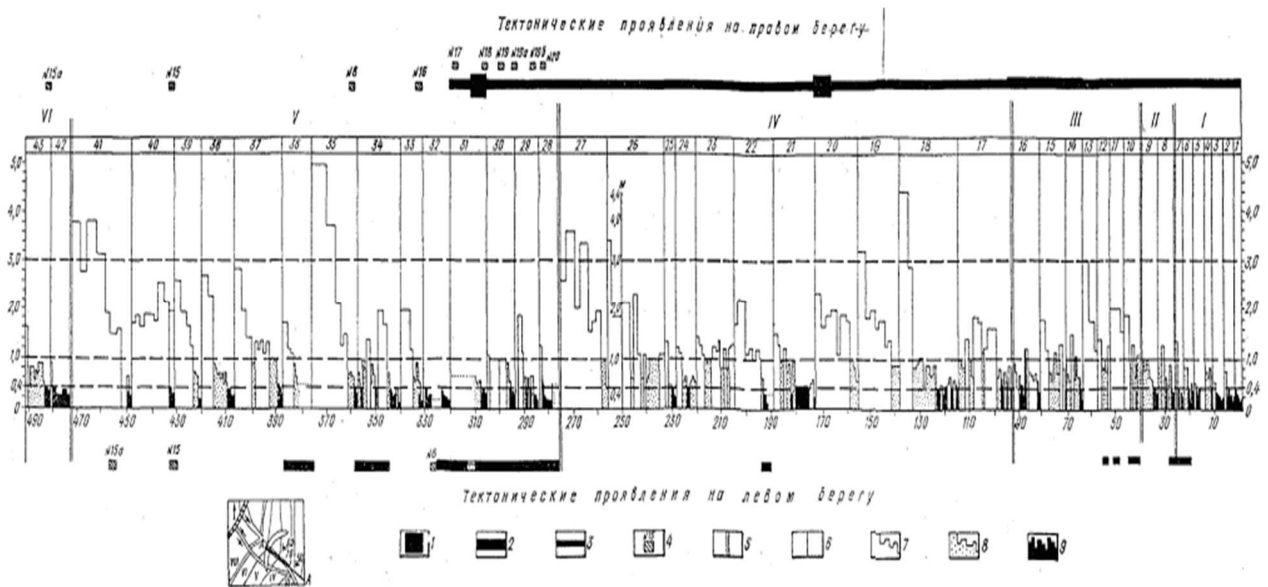


Рис. 3-3. Сводная ритмограмма разреза карбонатных пород по мощности пластов в основании плотины Ингури ГЭС

1 - раздробленность пород очень сильная; 2 - то же сильная; 3 - то же средняя; 4 - номерная трещина; 5 - граница пачек; 6 - граница ритмов; 7 - толстослоистые известняки (доломиты) мощностью более 100 см; 8 - среднеслоистые известняки (доломиты) мощностью 40 - 100 см; 9 - тонкослоистые известняки (доломиты) мощностью менее 40 см; I - VI - номера пачек; 1 - 43 - номера ритмов. Общее простирание СВ 50°; падение на ЮВ 50 - 70°.

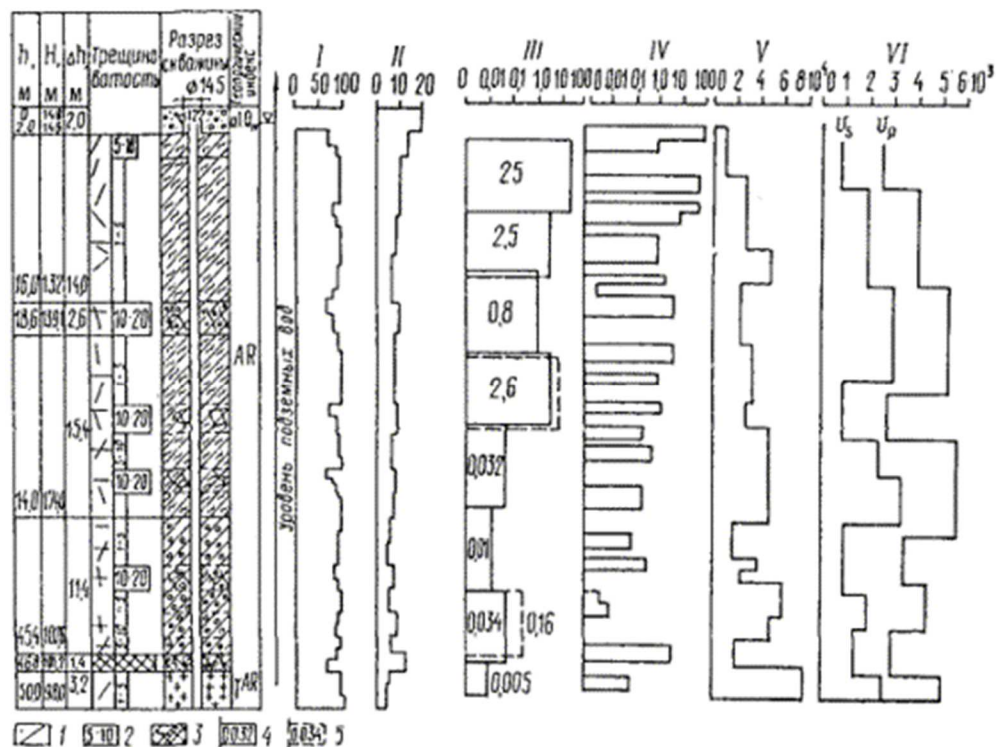


Рис. 3-5. График комплексного исследования скважин (при изысканиях для гидротехнического строительства)

I - выход керна, %; II - скорость чистого бурения, см/ч; III - удельное водопоглощение, л/мин; IV - ориентировочный коэффициент фильтрации по данным расходомерии, м/сут; V - удельное электрическое



сопротивление, Ом·м; V - скорость распространения упругих волн по данным сейсмокаротажа, м/с; I - падение преобладающих трещин (для вертикальных скважин); 2 - число трещин на 1 м (по данным описания керн); 3 - зоны дробления и интенсивной тектонической трещиноватости; 4 - удельное водопоглощение при поинтервальных нагнетаниях; 5 - то же при откачках.

Для уточнения и дополнения сводной колонки, полученной на основе документации обнажений и расчисток, следует использовать описание кернов «структурных» скважин, причем проходку последних желательно осуществлять с помощью алмазных коронок, наименее разрушающих керн при бурении. Зарисовки и фотографии керн, а также обобщение колонки разрезов должны отражать состав, текстуру, трещиноватость пород, элементы залегания трещин (рис. 3-4). Рекомендуется систематизировать и группировать вдоль разреза скважины данные: опытно-фильтрационного опробования, скорости проходки, геофизического каротажа и др. Наличие таких разрезов в сочетании с колонкой сводного литолого-стратиграфического разреза массива обеспечивает рациональный отбор проб для лабораторных исследований состава и свойств пород по их генетическим типам и стратиграфическому положению (рис. 3-5).

Инженерно-геологическое опробование горных пород сводного разреза массива

Инженерно-геологическое опробование разреза горных пород имеет целью получение обобщенных характеристик минерального состава, структуры, текстуры, состояния и физико-механических свойств. В общем случае опробование предполагает сочетание лабораторных (на образцах) и полевых (в массиве) методов исследования. Причем общепризнано, что для скальных массивов при изучении основных характеристик основания: деформационных, прочностных и фильтрационных - главенствующую роль играют полевые методы. Однако в данном параграфе в основном говорится о лабораторном аспекте опробования - исключительно важного и необходимого для целей построения ГСМ этапа количественного определения состава пород, являющегося начальной стадией изучения свойств пород ($\delta_{\text{мин}}$, δ , n , $n_{\text{откр}}$, $R_{\text{сж}}$ и др.) на выбранном участке створа.

Исследуемый в лаборатории образец имеет заданную форму и размеры, на нем выполняется единичное определение показателя одной или нескольких характеристик свойств. Проба состоит из нескольких (3 и более) образцов. Результаты опробования будут представительными, если пробы характеризуют все основные генетические и структурно-текстурные типы, слагающие исследуемый разрез, их изменения по простиранию и падению, а также под влиянием процессов разгрузки и выветривания.

Опробование может считаться выполненным рационально и экономично, если все типы пород и их разновидности, имеющие инженерное значение, представлены минимальным числом образцов n^* , обеспечивающим возможность получения выборочного среднего значения, отличающегося от генерального среднего не более, чем на величину Δ при заданной вероятности P .

Отсюда требование к числу n^* :

$$n^* = \frac{t_{\alpha}^2 \sigma^2}{\Delta^2},$$

где σ^2 - дисперсия генеральной совокупности, связанная с дисперсией выборки S^2 и числом

$$\sigma^2 = S^2 \frac{n_1}{n_1 - 1};$$

определений n_1 в выборке соотношением t_{α} - величина, зависящая от заданной доверительной вероятности P и числа определений n_1 ; определяется по таблице любого справочника по статистической обработке или теории вероятности [32, 70]. Комплекс опробования включает три основных этапа:

1. Определение точек отбора проб, а также необходимого и достаточного количества образцов.



2. Отбор проб.

3. Лабораторные исследования по определению физико-механических свойств пород; статистическая обработка данных экспериментов.

Основные принципы опробования разреза на выбранном участке створа сводятся к следующему [70]:

1) опробование следует проводить послойно и с учетом подзон выветривания и разгрузки А, Б, В, Г (рис. 3-6);

2) опробуется каждый слой пород мощностью не менее 50 мм;

3) при опробовании с большой точностью должны быть учтены геологические данные - генезис пород, геологическое строение, структурные и текстурные особенности опробуемого слоя;

4) детальность опробования толщи сравнительно однородных (в пределах активной зоны) пород увеличивается по направлению к поверхности приложения деформирующих усилий;

5) наиболее детально опробуется слой, оказывающий наибольшее влияние на прочность, деформируемость и устойчивость основания.

При опробовании отбираются последовательно пробы двух видов: а) поисковые - одиночные штуфы и керны стратифицированного послойного опробования для предварительного изучения разреза; б) статистические - систематического опробования для комплексного изучения состава и свойств, требующие указанного выше необходимого и достаточного числа образцов n^* .

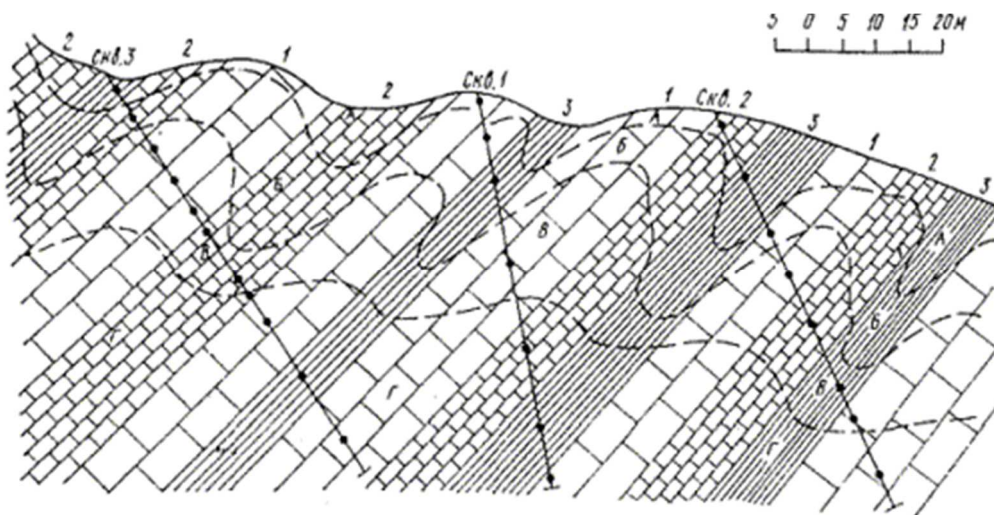


Рис. 3-6. Принципиальная схема опробования литолого-стратиграфического разреза основания плотины, сложенного слоистыми осадочными породами

А, Б, В, Г - подзоны разгрузки и выветривания пород; 1 - толстоплитчатые песчаники; 2 - среднеплитчатые песчаники с прослоями аргиллитов; 3 - аргиллиты с прослоями тонкоплитчатых песчаников; • - места отбора проб для лабораторных исследований.

Отбор поисковых проб - образцов и кернов - производится одновременно с полевым послойным литолого-петрологическим изучением обнажений и керна первых скважин. Комплекс предварительных лабораторных исследований включает: а) изучение минерального состава разновидностей пород под микроскопом в шлифах, а в случае необходимости - химическими методами; б) определение ряда характеристик свойств: истинной плотности (выборочно), плотности, пористости, прочности на одноосное сжатие, скорости продольной ультразвуковой волны (выборочно). Задачей поискового этапа опробования является установление основных типов и разновидностей пород разреза, а также выявление тех из них, которые по инженерному значению требуют более детального последующего изучения.



Изучение статистических проб включает, помимо перечисленных характеристик на поисковом этапе, выборочные определения модуля деформации и характеристик сопротивляемости пород сдвигу по трещинам. Эти определения проводят в двух состояниях - сухом и водонасыщенном.

В результате статистической обработки данных этих исследований, установления корреляционных связей (между характеристиками разных свойств, между отдельными характеристиками и показателями состава, структурно-текстурными особенностями, а также между характеристиками свойств пород и глубиной их залегания) выявляются и уточняются:

1. Сходство и различие в составе и свойствах разновидностей пород основания, отдельных слоев, пластов, пакетов и пачек.

2. Изменчивость в составе и свойствах по простиранию пластов, слоев и комплексов, вызванная изменениями условий осадконакопления, кристаллизации или метаморфизма, а также наложенными процессами разгрузки и выветривания.

3. Положение границ подзон А, Б, В, Г.

4. Возможность объединения отдельных слоев, пластов, пакетов, пачек и т.д. в квазиоднородный инженерно-геологический элемент с учетом их статистической однородности (близость четырех моментов распределения: среднего значения, среднеквадратичного отклонения, асимметрии и эксцесса), а также с учетом типа и конструктивных особенностей сооружения.

Следует отметить, что определяющее влияние на достоверность результатов статистической обработки данных опробования (как в лабораторном, так и в полевом аспекте) имеет геологическая обоснованность группировки исходных характеристик. В ряде случаев на ошибки в такой группировке может указать бимодальный или полимодальный вид распределения.

Рассмотренный выше цикл исследований выполняется на первом этапе стадии проекта. В дальнейшем акцент делается на полевые методы опробования с целью уточнения деформационных, прочностных и фильтрационных характеристик массива.

Изучение и характеристика блочности и трещиноватости массива

Как известно, характеристики свойств пород в образце и массиве существенно различны, что связано с дискретностью и трещиноватостью массива. Трещиноватость скальных массивов подчинена определенным закономерностям их формирования, развития и тесно связана с внутренним строением пород, характером тектонических структур и последующими наложенными процессами разгрузки и выветривания. Расчлененность скальных пород трещинами отдельности и другого генезиса на элементарные породные блоки позволяет рассматривать скальное основание как дискретную среду или «систему многих тел», «структуру многих тел» [42].

Согласно Л. Мюллеру [42] имеются 4 вида «структуры тел, ограниченных трещинами», различающихся типами связи:

- «агрегатная»: блоки полностью отделены друг от друга системой ортогональных трещин без перевязки;

- «кирпичная кладка»: блоки полностью отделены друг от друга и уложены в виде кирпичной кладки;

- «вразбежку»: блоки не полностью отделены друг от друга из-за наличия «трещинных мостиков» при укладке блоков по «агрегатному» типу связи;

Таблица 3-1

Характеристики трещиноватости и блочности квазиоднородных ИГЭ скальных оснований



| Группа и вид показателя | Характеристика показателя | Методика определения показателя | Индекс и размерность |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| А. ОРИЕНТАЦИЯ В ПРОСТРАНСТВЕ ИНЖЕНЕРНО- ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ СКАЛЬНОГО МАССИВА | | | |
| Простираание, направление и углы падения горных пород, трещин | Элементы залегания: пластов пород, систем параллельных трещин, тектонических нарушений, осей структур борозд и штрихов скольжения | В натуре: горным компасом, геодезическими методами; координаты географические с учетом магнитного склонения | Азимуты простираания, румбы и углы падения, град.; погрешность $\pm 5^\circ$ |
| Б. ТРЕЩИНОВАТОСТЬ ПОРОД | | | |
| Среднее расстояние между трещинами (шаг трещин) одной системы | Вкрест напластованию (мощность пласта) по оси z , параллельно простираанию - ось y , по падению - ось x | В натуре: промеры рулеткой по нормали к простираанию плоскостей параллельных трещин каждой из систем на эталонных площадках | $a_z, a_y, a_x, \text{см}$ |
| Модуль трещиноватости для каждой из систем отдельно | Среднее число трещин данной системы на 1 м линии промера по осям z, y, x | То же | $M_{tz}, M_{ty}, M_{tx}, 1/\text{м}$ |
| Среднее расстояние между параллельными плоскостями кристаллических жилок по системам трещин | | То же | $a_{жz}, a_{жy}, a_{жx}, \text{см}$ |
| Модуль жильчатости (цементирующий породу заполнитель) | Аналогично M_t | То же | $M_{жz}, M_{жy}, M_{жx}, 1/\text{м}$ |
| Длина трещин каждой системы (средняя и предельные) | Для мелких трещин средняя, предельные для протяженных трещин | В натуре: на эталонных площадках или по картам разных масштабов | $L_z, L_y, L_x, \text{м}$ |
| Средняя ширина раскрытия полостей трещин каждой системы | | В натуре: щелемерами для каждой из серий | $\Delta a_z, \Delta a_y, \Delta a_x, \text{мм}$ |
| Характер минерального заполнителя полостей трещин, не цементирующего породу, по каждой системе отдельно и в среднем | Мощность, состав и физико-механические свойства | Осредненные наблюдения в натуре, лабораторные исследования свойств | Описание в виде краткой характеристики, % заполнения полости |
| Коэффициент трещинной пористости («пустотности»), площадной | Отношение суммарной площади полостей трещин к площади эталонной площадки изучения трещин | Изучение в натуре на эталонных площадках ограниченной площади; подсчет по масштабным зарисовкам или фотографиям | $K_{тп}, \%$ |
| Коэффициент трещинной пористости, объемный | Отношение суммарного объема полостей трещин к измеренному объему трещиноватой породы | Изучение в штольнях на трех взаимоперпендикулярных сечениях по ряду эталонных площадок | $K_{тпv}, \%$ |
| Показатель прерывистости трещин (ПТ): непрерывная ПТ > 5; прерывистая ПТ = 1 ÷ 5; разорванная ПТ < 1 | Отношение средней длины в системе к среднему шагу трещин | Расчет по зарисовкам или фотографиям: $ПТ = L/a$ | ПТ |



| Группа и вид показателя | Характеристика показателя | Методика определения показателя | Индекс и размерность |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| В. БЛОЧНОСТЬ ПОРОД - РАЗМЕРЫ, ФОРМА, ОРИЕНТАЦИЯ, СРЕДНИЙ ОБЪЕМ ЭПБ | | | |
| Средний объем ЭПБ | Средний объем ЭПБ для их характерных форм в каждом ИГБ и ИГЗ | Расчет: $a_z \times a_y \times a_x$ - подсчет частных объемов ЭПБ в развалах пород с выделением преобладающей фракции - более 50 % | $\bar{V}_{\text{ЭПБ}}, \text{дм}^3$ |
| Форма, размеры и ориентация ЭПБ относительно средней мощности пластов a_z , дм, для каждого типоразмера и формы ЭПБ | Формы ЭПБ (см. рис. 2); привязка к a_z, a_y, a_x необходима для ориентации формы блока в пространстве | Размеры относительно a_z | $a_z : a_y : a_x = 1 : a_z/a_z : a_x/a_z$ |
| Коэффициент перевязки ЭПБ осредненных форм и типоразмеров по простиранию и падению | Соотношение плечей ЭПБ выявленных формы и типоразмеров одного пласта по положению ЭПБ, нижележащего последовательно: сверху вниз, на глубину активной зоны сооружения | Измерения в натуре или по масштабированным фотографиям и зарисовкам обнажений, ориентированных по азимутам простирания и падения пластов | - |
| Г. МОРФОЛОГИЯ ПОВЕРХНОСТИ ТРЕЩИН | | | |
| Длина линии профилограммы мезо-, макро-, микро-, ультрашероховатости | Длина кривой линии профиля шероховатости поверхностей трещин разных порядков | Промер от опорной линии - прибор ПИМТ, иглоскопы, бинокюляры, микроскоп | $l_{\text{кр}}, \text{м}, \text{дм}, \text{см}, \text{мм}$ |
| Длина линии промера | Горизонтальное проложение линии профилограммы | Равна длине опорной поверхности по линии промера | $l_{\text{пр}}, \text{м}, \text{дм}, \text{см}, \text{мм}$ |
| Длина волны | Расстояние между соседними выступами одного порядка | Определяется по профилограммам в зависимости от порядков шероховатости (I - V) | $l, \text{м}, \text{дм}, \text{см}, \text{мм}$ |
| Коэффициент извилистости шероховатости (линейный) | Отношение длины линии профилограммы к длине линии промера ($l_{\text{кр}}/l_{\text{пр}}$) | Определяется по профилограммам | $K_{\text{изв}}$ |
| Модуль неровностей шероховатости | Число выступов неровностей соответствующих порядков на 1 м | То же | $M_{\text{инш}}, 1/\text{м}$ |
| Высота выступов шероховатости | Средняя высота выступов и предельные значения по порядкам шероховатости | То же от опорной плоскости или базисной линии | $h, \text{м}, \text{дм}, \text{см}, \text{мм}$ |
| Углы наклона выступов шероховатости | Средние и предельные углы наклона выступов по их порядкам в градусах по линии промера | То же от главной и вспомогательных опорных линий профилограммы | $\alpha, \text{град}$ |
| Симметрия углов выступов шероховатости (слева направо и справа налево) | Предельные и средние углы наклона выступов на встречных линиях промеров по одному азимуту | То же | Направление в румбах СЗ-ЮВ, ЮВ-СЗ |
| Ориентация элементов шероховатости на | Ориентация упорядоченной | В натуре: горным компасом | Румбы, азимуты, углы наклона, град |



| Группа и вид показателя | Характеристика показателя | Методика определения показателя | Индекс и размерность |
|-------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|
| плоскости стенок трещин каждой системы | шероховатости стенок трещин каждой системы | По профилограммам и в натуре для протяженных трещин | КВ, % |
| Процент контактов выступов обеих поверхностей стенок трещины (линейный) | Отношение длины площадок контакта на профилограмме к длине последней, среднее по ряду профилограмм | | |
| Наличие и характеристика каймы выветривания на поверхности трещин | Мощность каймы выветривания; минеральный состав, прочность | Визуально в натуре: под микроскопом в лаборатории; пенетрация стандартной иглой при разной нагрузке | Мощность каймы, дм, см, мм; изменения минсостава, глубина внедрения |

- «плотная»: блоки не полностью отделены друг от друга из-за наличия «трещинных мостиков» при укладке по типу «кирпичной кладки».

В природном скальном массиве чаще всего наблюдается сочетание двух и более типов связи. В магматических породах чаще встречается сочетание «вразбежку» и «агрегатной» (базальтическая или столбчатая отдельность и др.); в осадочных скальных породах - связь «кирпичная кладка», а в зонах учащенной трещиноватости - сочетание «агрегатной» и «вразбежку». В подзонах А и Б большинства массивов наблюдаются связи «агрегатная» и «кирпичная кладка».

Наличие «трещинных мостиков» обнаруживают подзоны В и особенно Г. Следует иметь в виду, что при проходке туннелей, выемок, разработке котлованов плотин взрывным способом зачастую происходит разрушение «трещинных мостиков» в подзонах В и Г вследствие бризантного действия взрыва. Этому же способствует процесс техногенной разгрузки (возникающие при этом растягивающие напряжения оцениваются примерно в 1 - 10 МПа, что соизмеримо с прочностью трещиноватой скальной породы на разрыв).

Поэтому в пределах значительной части активной зоны основания плотины «трещинные мостики» будут существенно нарушены, а значит структура связей ЭПБ может существенно приближаться к «агрегатной» или «кирпичной кладке» в подзоне В, обычно служащей основанием бетонных плотин. Для плотин из грунтовых материалов заглубление котлованов меньше, поэтому скальным основанием служат более расчлененные породы подзон Б и В.

Таблица 3-2

Рекомендуемая нумерация систем трещин применительно к антиклинальной складке (см. рис. 1-4)

| Кинематический тип трещины | Номер системы | Простираие | Падение | Угол падения, град |
|-----------------------------|---------------|------------|----------------|--------------------|
| Скальвания по напластованию | 1 | С-Ю | В | 40 - 50 |
| | 2 | С-Ю | З | 40 - 50 |
| Скальвания, секущие пласты | 3 | СЗ-ЮВ | Вертикальное | 90 |
| | 4 | СВ-ЮЗ | То же | 90 |
| | 5 | З-В | С | 40 - 50 |
| | 6 | В-З | Ю | 40 - 50 |
| Отрыва, секущие пласты | 7 | С-Ю | Вертикальное | 90 |
| | 8 | В-З | То же | 90 |
| | 9 | З-В | Горизонтальное | 0 |

Трещиноватость и блочность скальных оснований требуют всесторонней и детальной количественной характеристики (табл. 3-1). На основе этой информации судят об особенностях строения, состояния и оценивают влияние структуры (горной геометрии) массива на прочностные деформационные и фильтрационные характеристики, а также на анизотропию массива по этим показателям свойств.

Трещины различных систем рекомендуется нумеровать не произвольно (как это делается на большинстве объектов), а с учетом их кинематического типа и ориентации пород в



геологической структуре. Применительно к симметричной антиклинальной складке (см. рис. 1-4, где ось z - z отвечает направлению юг - север) рекомендуется нумерация согласно табл. 3-2. При обработке замеров элементов залегания трещин сочетаются графическая (карты, разрезы, диаграммы трещиноватости) и табличная формы. Из диаграмм трещиноватости наиболее употребительны розы-диаграммы и круговые точечные диаграммы. Первые строятся по азимутам простирания плоскостей трещин, а круговые точечные - по азимутам и углам падения в виде проекций точек пересечения перпендикуляров к плоскостям трещин с верхней полусферой. В последнем случае используются различные стереографические сетки (Г.В. Вульфа, В. Шмидта, В. Сухоручкина, Каврайского и др.) [42, 43, 62, 80]. Достаточно трудоемкую работу по построению диаграмм трещиноватости на основе стереографических сеток можно упростить и в случае массовой обработки замеров трещиноватости и блочности, систематизированных по СПБ, СПЗ, ИГБ, ИГЗ, рекомендовать использовать упрощенную систему диаграмм, а именно: круговую розу по схеме А.М. Гуреева либо круговую точечную на основе равноплощадной полярной сетки (рис. 3-7). В последнем случае густоту распределения точек можно обобщать в виде изолиний числа точек. На круговой розе-диаграмме (см. рис. 3-7, а) следует отражать не только ориентацию, простирание, направление и углы падения трещин, но и другие характеристики: шаг трещин каждой блокообразующей системы, ориентацию штрихов скольжения. Нижнюю половину розы диаграммы можно использовать для нанесения ориентации разрывных смещений с подразделением их на порядки и кинематические типы. Нанесение на эту же диаграмму направления течения реки, осей ориентации геоморфологических элементов долины, а также осей проектируемых сооружений позволяет рассматривать вопросы устойчивости откосов, сооружений и т.д. во взаимосвязи со структурой массива и его отдельных элементов.



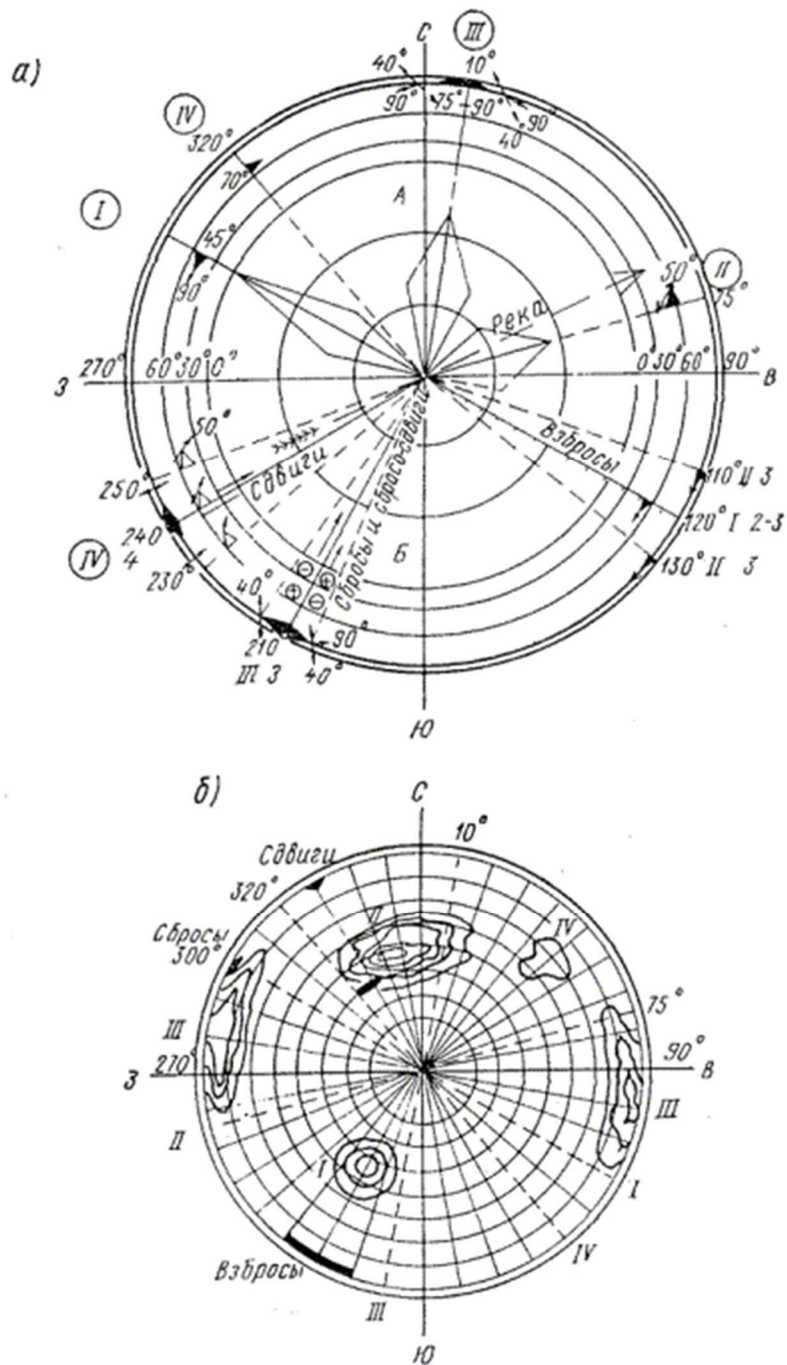


Рис. 3-7. Диаграммы ориентации трещин и тектонических разрывных смещений в массиве основания Стрыйского гидроузла

а - круговая роза: А - трещин; Б - тектонических разрывных смещений (по А.М. Гурееву); б - круговая точечная (проекция равнопромежуточная-полюсная); I - IV - основные системы тектонических нарушений.

Таблица 3-3

Классификация скальных и полускальных оснований по характеру блочного строения («Технических фаций» массива)

| Блочное строение | Генетические типы пород | Мощность пластов, дм | | Рекомендации по упрочнению пород при проектировании основания |
|-------------------------------------------|-------------------------------------------------|----------------------|---------|---------------------------------------------------------------|
| | | Диапазон | Средняя | |
| Массивное, крупноблочное, толстоплитчатое | Интрузивные породы, метаморфические ортопороды, | 5 - 50 | 10 | Обычно специальная подготовки не требуют |



| Блочное строение | Генетические типы пород | Мощность пластов, дм | | Рекомендации по упрочнению пород при проектировании оснований |
|-------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|---------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| | | Диапазон | Средняя | |
| Блочное, столбчатое, мелкоблочное Неравномерно-плитчатое | толстослоистые осадочные и метаморфические парапороды Магматические эффузивные и жильные породы, среднеслоистые осадочные и метаморфические парапороды | 1 - 10 | 5 | Иногда требуют укрепления инъекцией и местной расчистки ослабленных участков или зон Обычно требуют частичной анкеровки, укрепления инъекцией и выборочного удаления |
| | Слоистые осадочные и метаморфические парапороды; некоторые эффузивные расслоенные породы, зоны тектонических нарушений разных порядков | 0,5 - 5 | 3 | |
| Плитчатое, тонкоплитчатое | Слоистые и тонкослоистые осадочные, метаморфические парапороды типа различных сланцев или рассланцованных пород | 0,1 - 3 | 1 | Требуют удаления или очень тщательной инъекции под бетонными плотинами или создания противофильтрационных элементов в основаниях грунтовых плотин |

Ориентация ЭПБ в пространстве массива определяется относительно опорной плоскости с известной ориентацией. Для осадочных, а также рассланцованных метаморфических пород в качестве опорной плоскости рекомендуется использовать плоскость трещин напластования (сланцеватости). Для интрузивных пород - хорошо выраженную пластовую отдельность или кристаллизационную слоистость, полосчатость и т.д. Для эффузивных пород (лав, туфолав) - плоскости анизотропии массива, выраженные в текстуре, структуре, прослоенности туфовым и туффитовым материалом, особенностях состава и т.д. - следствиях смены фаз и этапов излияний и эксплозий. В зонах тектонических нарушений форма, размеры и ориентация ЭПБ отличаются от таковых для ненарушенного массива. При этом выбор опорных плоскостей определяется конкретной обстановкой: ориентацией пластов и плоскости их разрыва.

Естественные ЭПБ в редких случаях имеют идеально правильные геометрические формы, поэтому для практических целей их следует схематизировать упрощенными формами и типоразмерами - в пределах 6 форм и 30 типоразмеров (см. рис. 2). Первые три формы чаще всего характерны для нормально слоистых пород осадочного происхождения, а также массивных интрузивных пород и метаморфических парапород. Формы 4, 5 характеризуют зоны тектонических разрывных смещений, а 6 - столбчатую отдельность базальтов, не подвергавшихся тектоническим деформациям.

В зависимости от характера блочного строения массива (табл. 3-3) можно рекомендовать различные мероприятия при проектировании подготовки основания гидротехнического сооружения.

Значительный интерес к изучению морфологии поверхности трещин (см. табл. 3-1) обусловлен ее влиянием на параметры сопротивляемости пород сдвигу по трещинам. В настоящее время по вопросу изучения морфологии поверхности трещин имеются подробные методические документы, изданные Международным обществом по механике скальных пород [38] и ВНИИГом [59]; поэтому настоящая Методика ограничивается табл. 3-1. Что касается подробностей методики определения и обработки параметров трещиноватости, то в дополнение к табл. 3-1 следует рекомендовать работы Л.И. Нейштадт, И.А. Пирогова [43], Л.С. Мирошниковой [64], М.В. Раца и др. [56, 62], А.В. Количко [29, 30], А.А. Варги [35 - 37, 39], С.Н. Чернышева [79, 80] и др.

Предварительное выделение в скальном массиве границ структурно-петрологических элементов



Основными признаками для выделения в скальном массиве контуров квазиоднородных структурно-петрологических элементов, кроме генезиса, стратиграфического положения и условий залегания горных пород, являются: их состав, прочность, структура, текстура и трещиноватость.

Толщи осадочных пород, как правило, слоисты, магматических - нередко расслоены, метаморфических - рассланцованы. Слоистое или квазислоистое строение большей части массивов обусловлено различием в составе, структуре, текстуре, состоянии и свойствах слагающих разновидностей пород, чередующихся в разрезе толщи в разных соотношениях пластов, пакетов и т.д., причем $R_{сж}$ соседних разновидностей может отличаться в 2 - 5 и более раз. Такое строение обуславливает неоднородность и анизотропность толщи. Даже мало различающиеся по составу и по $R_{сж}$ компоненты слоистого разреза, но имеющие разные мощности пластов, а значит, и блочности, неоднородны по свойствам в массиве.

Изложенное выше позволяет обосновать классификацию СПБ слоистых или расслоенных толщ как квазиоднородных по соотношению слабых и прочных компонентов в характерных по масштабу объемных частях скального массива. Их линейные размеры выбираются в соответствии с размерами конструктивных и технологических элементов сооружений - плотин, шлюзов, зданий ГЭС и др. Минимальные размеры этих элементов составляют 5 - 20 м, поэтому будем считать их минимальной мощностью элементов, на которые следует расчленять массив при составлении ГСМ. Другие линейные размеры СПБ могут быть больше этих значений, так как протяженность пластов обычно достаточно велика и не лимитирует длину конструктивных и технологических элементов гидросооружения. Масштабные соотношения линейных размеров квазиоднородных элементов массива с конструктивными и технологическими элементами бетонных плотин показаны на рис. 3-8 (по [78, 64] с дополнениями).

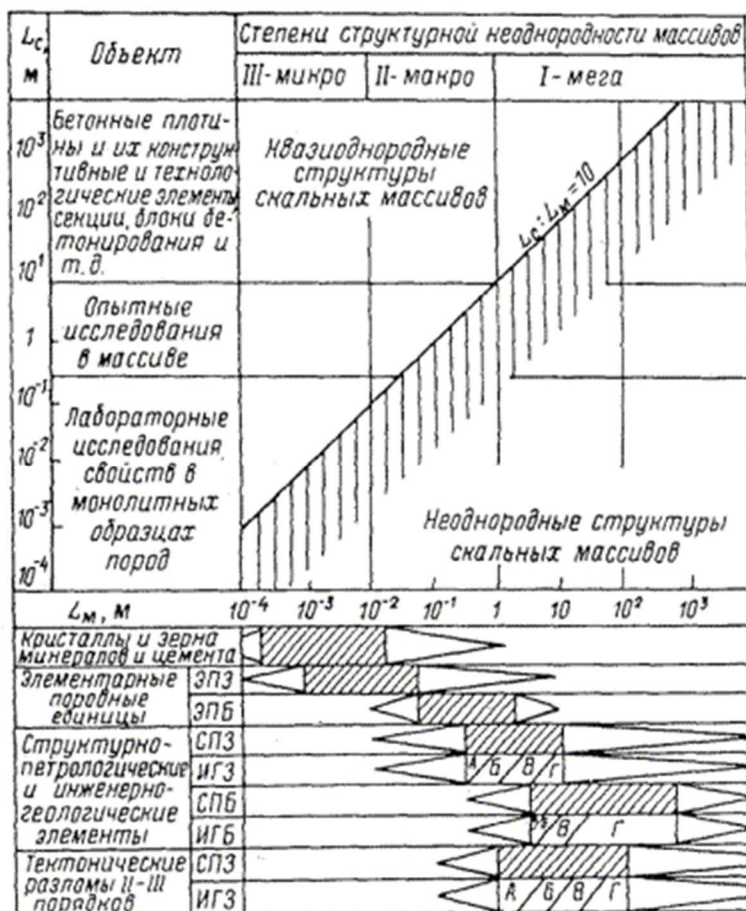


Рис. 3-8. Масштабные соотношения линейных размеров квазиоднородных элементов L_m скальных массивов и конструктивных и технологических элементов L_c плотин, объектов полевых и лабораторных экспериментов.

Основное инженерное значение СПЗ-2, имеющих тектоническое происхождение, определяется порядком нарушения, близостью к сооружению и ориентацией плоскости нарушения относительно оси плотины. Если нарушение нормально к оси плотины, то можно ожидать вдоль нарушения сосредоточенного пути фильтрации и повышенной деформируемости подзоны дробления. Если оно параллельно оси плотины, то такая крутопадающая зона будет иметь меньшее значение для фильтрационного контура, но повышенная ее деформируемость, возможно, будет требовать цементации на некоторую глубину, зависящую от условий проекта.

Особенности строения скальных массивов разного генезиса индивидуальны, но практически всегда имеют выдержанные черты анизотропии и неоднородности. Наличие таких закономерностей в слоистых, расслоенных и сланцеватых толщах послужило основой для составления классификации основных типов квазиоднородных генетических структурно-петрологических элементов (табл. 3-4). Приведенные в ней значения $R_{сж}$, структурных признаков толщ даны применительно к породам подзоны Г. Учет влияния подзон экзогенных изменений пород на состояние и оценочные характеристики физико-механических свойств приведены в табл. 3-5.

Классификация (см. табл. 3-4) разъясняет принцип выделения предварительных контуров элементов I рода на основе сводного литолого-стратиграфического разреза участка гидроузла, оформленного в виде колонки, геологических разрезов и карт. Элементы II рода выделяются по их порядкам на основе разрезов и карт. По сумме постепенно накапливающихся данных комплексного изучения скального массива по стадиям проектирования уточняются контуры СПБ и СПЗ, а применительно к ним систематизируются и подвергаются статистической обработке данные исследований свойств пород в образце и в массиве с учетом их естественного состояния (водонасыщенность, трещиноватость, выветрелость, естественные напряжения) в пределах активной зоны основания.

Таблица 3-4

Классификация типов квазиоднородных структурно-петрологических элементов скальных массивов

| Признаки, характеристики | Сингенетические элементы, их типы | | | | | | |
|---------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|----------------------------------------------|------------------------|-------------|----------------------------|-------------|
| | Квазиоднородные структурно-петрологические блоки (СПБ-1) и зоны ослабления (СПЗ-1) I рода | | | | | | |
| | I | II | III | IV | V | VI | VII |
| По прочности образцов, МПа | Прочные, $R_{сж} = 40 \div 250$ | | Неравномерно прочные, $R_{сж} = 20 \div 150$ | | | Малопрочные, $R_{сж} < 30$ | |
| По содержанию, %, в разрезе пластов пород с $R_{сж} < 30$ МПа | 0 - 10 | 10 - 25 | 25 - 40 | 40 - 60 | 60 - 75 | 75 - 90 | 90 - 100 |
| По отношению $R_{сж}$ прочных и слабых пород | (1 - 2) : 1 | (2 - 3) : 1 | (3 - 4) : 1 | > 4 : 1 | (4 - 3) : 1 | (3 - 2) : 1 | (2 - 1) : 1 |
| По блочному строению | Массивное | Толсто-плитчатое | Среднеплитчатое | Неравномерно-плитчатое | Плитчатое | Тонкоплитчатое | Листоватое |



| Признаки, характеристики | | Сингенетические элементы, их типы | | | | | | |
|------------------------------------------------------------------|---------|-------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| | | Квазиоднородные структурно-петрологические блоки (СПБ-1) и зоны ослабления (СПЗ-1) I рода | | | | | | |
| | | I | II | III | IV | V | VI | VII |
| По преобладающей мощности и пластов пород, дм | прочных | 50 - 10 | 20 - 5 | 10 - 2 | 5 - 1 | 3,0 - 0,5 | 2,0 - 0,1 | 1 - 0,1 |
| | слабых | 5 - 1 | 2 - 0,5 | 5 - 2 ÷ 1 - 0,5 | | | 0,5 - 0,1 | 0,1 |
| По преобладающему (> 60 %) объему ЭПБ, дм ³ | | 2000 - 100 | 1000 - 100 | 500 - 5 | 200 - 2 | 100 - 1 | 50 - 0,1 | 10 - 0,1 |
| По однородности | | Однородные | Малооднородные | Неоднородные | Разнородные | Неоднородные | Малооднородные | Однородные |
| А ОСАДОЧНЫЕ ОБЛОМОЧНЫЕ ПОРОДЫ | | Конгломераты, гравелиты, песчаники к/з | Гравелиты, песчаники р/з, алевролиты | Песчаники ср/з, алевролиты, аргиллиты | Аргиллиты, алевролиты, песчаники р/з | Аргиллиты, алевролиты, песчаники м/з | Аргиллиты, алевролиты, песчаники т/з | Аргиллиты, алевролиты |
| Преобладающий состав цемента | | Кварцевый, кремнистый, карбонатный, железистый | Кремнистый, карбонатный, железистый | Кремнисто-глинистый, карбонатно-глинистый | Кремнисто-карбонатно-глинистый | Кремнисто-глинистый | Глинистый | |
| Преобладающий тип цемента | | Базальный | | Базальный, поровый и смешанный | Поровый или | Соприкосновения | | |
| Б ОСАДОЧНЫЕ КАРБОНАТНЫЕ ПОРОДЫ | | Мраморизованные известняки и доломиты (чистые) | Микрозернистые известняки и доломиты, доломитизир. известняки | Кристаллические и кремнистые известняки и доломиты | Неполнокристаллические и доломиты известняки | Частично кристаллизованные известняки и доломиты, чистые и глинистые мергели | Сильно глинистые, органогенные, оолитовые известняки, мергели, карбонатные глины | Мергели, карбонаты, глины, мелоподобные породы |
| Структура карбонатных пород | | Гранобластовая, полнокристаллическая | Кристаллическая, порфириобластовая | Гранобластовая, мозаичная, полнокристаллическая | Зернистая, неполнокристаллическая, примеси терригенного материала | Зернистая, частично кристаллическая, примеси песка, глины, органич. остатков | Зернистая, органогенная, оолитовая с примесью песчано-глинист. частиц; цемент карбонатно-глинистый типа порового | |
| В МЕТАМОРФИЧЕСКИЕ ПОРОДЫ | | Прочные, $R_{сж} > 50 \div 250$ МПа | | Неравномерно прочные, $R_{сж} = 30 \div 150$ МПа | | | Малопрочные, $R_{сж} < 30$ МПа | |
| Регионально и локально метаморфизованные осадочные (пара) породы | | Мраморы, кварциты, кварцито-песчаники, скарны, роговики, кристаллические сланцы | | Пара-гнейсы, мигматиты и кристаллические сланцы: кварцитовые, кварцево-серцитовые, слюдяные, роговиковые, кремнистые и др. | | | Филлиты, карбонатно-глинистые и глинистые сланцы | |



| Признаки, характеристики | Сингенетические элементы, их типы | | | | | | |
|----------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| | Квазиоднородные структурно-петрологические блоки (СПБ-1) и зоны ослабления (СПЗ-1) I рода | | | | | | |
| | I | II | III | IV | V | VI | VII |
| Регионально и локально метаморфизованные магматические (орто) породы | Гранито-гнейсы, зеленокаменные породы, амфиболиты, роговики, оливиновые гранулиты и др. | | Орто-гнейсы, мигматиты и кристаллические сланцы: кварцево-сланцевые, амфиболитовые, альбитэпидотовые, скарновые, гранулитовые и др. | | Сланцы: роговообманковые, серпентинитовые, хлоритовые, тальковые, оливиновые и др. | | |
| Г МАГМАТИЧЕСКИЕ ПОРОДЫ | Интрузивные глубинные: граниты, сиениты, гранодиориты, диориты, габбронориты, перидотиты | Интрузивные полуглубинные: граниты, сиениты, гранодиориты, т-порфиры, диоритпорфиры, габбродиабазы, пикриты | Интрузивные расслоенные или инъецированные: жильчатые или расслоенные породы различного состава с кристаллизацией и ионной слоистостью или сланцеватостью | Интрузивные приконтактовые: краевые зоны интрузий, включающие ксенолиты вмещающих пород, приконтактовые новообразования, жилы и апофизы мощностью > 5 м | Магматические жилы и апофизы: пегматитовые, аплитовые, порфириновые жилы | Эффузивные: лавы, липарита, трахита, дацита, андезита, базальта, диабазы, базанита | Эксплозивные: туфолавы и туфобрекчи, туфы, туффиты различного хим. состава с различной степенью цементации или консолидации |
| Содержание, %, в разрезе пород с $R_{сж} < 50$ МПа | 0 - 5 | | 5 - 20 | 20 - 40 | 40 - 50 | 0 - 25 | 75 - 100 |
| Отношение $R_{сж}$ прочных и слабых пород | (1 - 1,5) : 1 | | (1 - 2) : 1 | (2 - 3) : 1 | (2 - 4) : 1 | (2 - 5) : 1 | (3 - 1) : 1 |
| Блочное строение | Массивное крупноблочное | Толсто плитчатое | Среднеплитчатое | Блочное или плитчатое | Блочное или плитчатое разных размеров | Столбчатое или агломератное, мелкоблочное | Плитчатое, листоватое, агломератное |
| Постгенетические элементы II рода | Структурно-петрологические зоны ослабления (СПЗ) II рода | | | | | | |
| Тектонические разрывные смещения и трещины I - VI порядков | Деформируют и разрушают все породы в зависимости от кинематических типов трещин, их частоты и ориентации относительно складчатых структур, элементов залегания и прочности пород | | | | | | |
| Экзогенетические элементы III рода в скальных массивах | Инженерно-геологические блоки (ИГБ) и зоны (ИГЗ), квазиоднородные по состоянию и свойствам (по подзонам влияния процессов разгрузки и выветривания - А, Б, В, Г) Степень и глубина развития в массиве процессов разгрузки и выветривания зависит от: а) климатических и геоморфологических условий; б) генезиса пород - магматические и метаморфические выветриваются быстрее, чем осадочные; в) блочного строения - развитие трещиноватости ускоряет выветривание пород; г) прочности скальных пород - менее прочные разрушаются быстрее; геологических процессов на поверхности земли. | | | | | | |



Приближенные диапазоны характеристик квазиоднородных инженерно-геологических блоков (ИГБ) и зон ослабления (ИГЗ) скальных массивов

| Признаки, характеристики | Сингенетические элементы, их типы | | | | | | | | | |
|----------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------|-------------|------------|
| | Квазиоднородные структурно-петрологические блоки (СПБ) и зоны ослабления (СПЗ-1) I рода | | | | | | | | | |
| | I | II | III | IV | V | VI | VII | | | |
| По прочности | Прочные | | | Неравномерно-прочные | | | Малопрочные | | | |
| По блочности | Массивные крупноблочные | Толстоплитчатые крупноблочные | Среднеплитчатые и среднеблочные | Равномерно-плитчатые или блочные | Плитчатые или блочные | Столбчатые или тонкоплитчатые | Агломератные или сланцеватые | | | |
| По однородности | Квазиоднородные по свойствам части СПБ и СПЗ - инженерно-геологические блоки (ИГБ) и зоны (ИГЗ) | | | | | | | | | |
| По подзонам влияния выветривания и разгрузки | Очень слабое Г | слабое В | среднее Б | Г | В | Б | Г | В | Б | |
| Обломочные породы | $V_{ЭПБ}$, дм ³ | 5000 - 100 | 1000 - 100 | 300 - 30 | 100 - 1,0 | 100 - 1,0 | 80 - 1,0 | 1 - 0,1 | 0,5 - 0,1 | < 0,1 |
| | $K_{тп}$, % | 0,2 - 0,5 | 0,5 - 2,0 | 1,0 - 5,0 | 0,5 - 0,7 | 0,7 - 3,0 | 2 - 8 | 0,7 - 1,0 | 1 - 2 | 2 - 5 |
| | v_p , км/с | 5,5 - 3,5 | 4,0 - 3,5 | 3,5 - 3,0 | 3,5 - 3,0 | 3,0 - 2,0 | 2,5 - 2 | 2 - 1,5 | < 1,5 | < 1,0 |
| | $K_{ф, ут}$, м/с | 0,01 - 0,05 | 0,05 - 1,0 | 1 - 10 | 0,05 - 5,0 | 1 - 10 | 5 - 0,5 | 2 - 0,01 | 3 - 0,05 | 5 - 0,05 |
| | E_0 , 10 ² МПа | 100 - 60 | 90 - 60 | 70 - 50 | 80 - 60 | 60 - 40 | 50 - 30 | 30 - 20 | 20 - 10 | < 10 |
| | $tg\phi$ | 0,8 - 0,7 | 0,8 - 0,65 | 0,65 - 0,6 | 0,65 - 0,5 | 0,55 - 0,40 | 0,45 - 0,35 | 0,40 - 0,35 | 0,35 - 0,30 | < 0,3 |
| | C , МПа | 0,25 - 0,2 | 0,2 - 0,15 | < 0,15 | 0,15 - 0,02 | 0,05 - 0,03 | 0,03 - 0,02 | 0,02 - 0,01 | < 0,02 | < 0,01 |
| Карбонатные породы | $V_{ЭПБ}$, дм ³ | 1500 - 100 | 1000 - 100 | 300 - 30 | 100 - 1,0 | 100 - 1,0 | 80 - 1,0 | 1,0 - 0,1 | 0,5 - 0,1 | < 0,1 |
| | $K_{тп}$, % | 0,2 - 0,5 | 0,5 - 2,0 | 1,0 - 5 | 0,5 - 0,7 | 0,7 - 3,0 | 2,0 - 10,0 | 0,7 - 1,0 | 1 - 2 | 2 - 5 |
| | v_p , км/с | 5,0 - 4,0 | 4,0 - 3,5 | 3,5 - 3,0 | 3,5 - 2,5 | 3,0 - 2,5 | 2,5 - 2,0 | 2,0 - 1,5 | 1,5 - 1,0 | < 1,0 |
| | $K_{ф, ут}$, м/с | 0,01 - 0,5 | 0,5 - 50* | 5 - 100* | 0,5 - 2,0 | 2,0 - 10,0* | 2,0 - 0,5* | 0,5 - 0,01 | 0,1 - 5,0 | < 0,1 |
| | E_0 , 10 ² МПа | 140 - 80 | 120 - 60 | 80 - 50 | 80 - 40 | 60 - 40 | 40 - 30 | 30 - 20 | 20 - 10 | < 10 |
| | $tg\phi$ | 0,9 - 0,7 | 0,7 - 0,6 | 0,6 - 0,5 | 0,6 - 0,5 | 0,5 - 0,4 | 0,4 - 0,35 | 0,35 - 0,3 | 0,3 - 0,25 | < 0,25 |
| | C , МПа | 0,3 - 0,25 | 0,15 - 0,1 | 0,1 - 0,05 | 0,1 - 0,05 | 0,05 - 0,03 | 0,03 - 0,02 | 0,02 - 0,04 | < 0,01 | < 0,01 |
| Метаморфические породы | $V_{ЭПБ}$, дм ³ | 2000 - 100 | 1000 - 100 | 500 - 50 | 100 - 1,0 | 100 - 1,0 | 50 - 0,5 | 1,0 - 0,1 | 1,0 - 0,1 | 0,5 - 0,05 |
| | $K_{тп}$, % | 0,2 - 0,5 | 0,5 - 1,0 | 1,0 - 2,0 | 0,5 - 0,7 | 0,7 - 1,0 | 1 - 2 | 0,7 - 1,0 | 1 - 2 | 2 - 5 |
| | v_p , км/с | 6,5 - 5,5 | 5,5 - 4,5 | 4,5 - 3,5 | 4,0 - 3,5 | 4,0 - 3,0 | 3,5 - 2,5 | 3,5 - 2,5 | 3,0 - 2,5 | < 2,5 |
| | $K_{ф, ут}$, м/с | 0,01 - 0,5 | 0,5 - 1,0* | 1 - 50* | 0,1 - 1,0 | 1 - 50* | 5 - 100* | 0,01 - 0,5 | 0,5 - 1,0 | 1 - 5 |



| Признаки, характеристики | | Сингенетические элементы, их типы | | | | | | | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|-------------|--------------|------------|---------------|---------------|------------|-------------|------------|
| | | Квазиоднородные структурно-петрологические блоки (СПБ) и зоны ослабления (СПЗ-1) I рода | | | | | | | | |
| | | I | II | III | IV | V | VI | VI | VI | VII |
| | $E_0, 10^2$ МПа | 250 - 180 | 180 - 120 | 120 - 70 | 100 - 70 | 100 - 50 | 70 - 40 | 70 - 30 | 40 - 30 | < 30 |
| | tgφ | 1,0 - 0,8 | 0,9 - 0,8 | 0,8 - 0,7 | 0,8 - 0,7 | 0,7 - 0,6 | 0,6 - 0,5 | 0,6 - 0,5 | 0,55 - 0,45 | < 0,45 |
| | C, МПа | 0,4 - 0,3 | 0,3 - 0,25 | 0,25 - 0,2 | 0,25 - 0,2 | 0,2 - 0,15 | 0,15 - 0,05 | 0,2 - 0,15 | 0,15 - 0,05 | < 0,05 |
| Магматические породы | $V_{ЭПБ}, дм^3$ | 2500 - 100 | 1000 - 100 | 500 - 50 | 100 - 1,0 | 100 - 1,0 | 50 - 0,5 | 1 - 0,1 | 1,0 - 0,1 | 0,5 - 0,05 |
| | $K_{тп}, \%$ | 0,2 - 0,5 | 0,5 - 1,0 | 1,0 - 2,0 | 0,5 - 0,7 | 0,7 - 1,0 | 1 - 2 | 0,7 - 1,0 | 1 - 2 | 2 - 5 |
| | $v_p, км/с$ | 6,5 - 5,5 | 5,5 - 4,5 | 4,5 - 3,5 | 4,0 - 3,5 | 4,0 - 3,0 | 3,5 - 2,5 | 3,5 - 2,5 | 3,0 - 2,5 | < 2,5 |
| | $K_{ф, ут}, м/с$ | 0,01 - 0,5 | 0,5 - 1,0 | 1 - 150** | 0,1 - 1,0 | 1 - 50** | 5 - 100** | 0,1 - 5 | 5 - 10 | 0,1 - 10 |
| | $E_0, 10^2$ МПа | 250 - 180 | 180 - 120 | 120 - 70 | 100 - 70 | 100 - 50 | 70 - 40 | 70 - 30 | 40 - 30 | < 30 |
| | tgφ | 1,0 - 0,8 | 0,9 - 0,8 | 0,8 - 0,7 | 0,9 - 0,7 | 0,7 - 0,6 | 0,6 - 0,5 | 0,6 - 0,5 | 0,55 - 0,45 | < 0,45 |
| | C, МПа | 0,4 - 0,3 | 0,3 - 0,25 | 0,25 - 0,2 | 0,3 - 0,25 | 0,25 - 0,2 | 0,15 - 0,05 | 0,2 - 0,15 | 0,15 - 0,05 | < 0,05 |
| Постгенетические тектонические элементы. Квазиоднородные тектонические структурно-петрологические зоны дробления (СПЗ-2) разломов III - V порядков в различных типах сингенетических элементов скальных массивов | | | | | | | | | | |
| Подзоны сместителя и разлинования | $V_{ЭПБ}, дм^3$ | 300 - 10 | 200 - 5 | 100 - 1 | 50 - 5 | 40 - 5 | 20 - 1 | 1 - 0,01 | 1 - 0,01 | < 0,1 |
| | $K_{тп}, \%$ | 1 - 2 | 2 - 5 | 5 - 10 | 0,5 - 1 | 1 - 3 | 3 - 5 | 0,5 - 1,0 | 1,0 - 1,5 | 1,0 - 2,0 |
| | $v_p, км/с$ | 3,5 - 2,0 | 3,0 - 1,5 | 1,5 | 2,5 - 2,0 | 2,0 - 1,5 | < 1,5 | 2,0 - 1,5 | < 1,5 | < 1,5 |
| | $K_{ф, ут}, м/с$ | 0,1 - 1,0 | 1 - 5* | 1 - 10* | 0,1 - 1,0 | 1 - 5* | > 5* | < 10 | < 1,0 | < 1,0 |
| | $E_0, 10^2$ МПа | 40 - 20 | 30 - 10 | 10 | 30 - 20 | 20 - 10 | < 10 | < 10 | < 10 | < 10 |
| | tgφ | 0,7 - 0,6 | 0,6 - 0,5 | 0,5 - 0,4 | 0,5 - 0,4 | 0,5 - 0,4 | < 0,4 | < 0,5 | < 0,4 | < 0,4 |
| | C, МПа | 0,1 - 0,05 | < 0,05 | 0 | 0,1 - 0,05 | < 0,05 | 0 | < 0,01 | 0 | 0 |
| Подзоны трещин оперения | $V_{ЭПБ}, дм^3$ | 500 - 50 | 400 - 20 | 200 - 10 | 100 - 10 | 80 - 5 | 50 - 1 | 1,0 - 0,1 | 1,0 - 0,01 | < 0,10 |
| | $K_{тп}, \%$ | 0,5 - 1,0 | 1 - 2 | 2 - 10 | 0,5 - 1,0 | 0,7 - 2 | 2 - 10 | 0,7 - 1,0 | 1 - 2 | 2 - 3 |
| | $v_p, км/с$ | 4,0 - 3,0 | 3,0 - 2,5 | < 2,5 | 3,0 - 2,5 | 3,0 - 2,0 | < 2,0 | < 2,0 | < 1,5 | < 1,5 |
| | $K_{ф, ут}, м/с$ | 0,5 - 1,0 | 5 - 50*, ** | 5 - 100*, ** | 0,5 - 10 | 1,0 - 15*, ** | 0,5 - 10*, ** | 0,1 - 5,0 | 0,1 - 5,0 | 0,1 - 10,0 |
| | $E_0, 10^2$ МПа | 80 - 50 | 60 - 30 | < 40 | 60 - 30 | 50 - 20 | 30 - 10 | 30 - 20 | < 20 | < 10 |
| | tgφ | 0,8 - 0,7 | 0,8 - 0,7 | < 0,7 | 0,7 - 0,6 | 0,7 - 0,6 | 0,7 - 0,6 | < 0,6 | < 0,5 | < 0,4 |
| | C, МПа | 0,25 - 0,2 | 0,2 - 0,15 | < 0,15 | 0,2 - 0,15 | < 0,15 | < 0,1 | < 0,05 | 0 | 0 |



| Признаки, характеристики | Сингенетические элементы, их типы | | | | | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|----|-----|----|---|----|-----|
| | Квазиоднородные структурно-петрологические блоки (СПБ) и зоны ослабления (СПЗ-1) I рода | | | | | | |
| | I | II | III | IV | V | VI | VII |
| <p>Примечания: 1. Сопротивление сдвигу ($tg\varphi$, C) может снижаться при наличии в подзоне смесителя и в трещинах слабого заполнителя (глинки трения и др.);</p> <p>2. Значения ν_p даны применительно к зоне аэрации массива (неводонасыщенное состояние).</p> <p>* Вероятно резкое увеличение водопроницаемости в зоне развития карста, зачастую связанного с тектоническими нарушениями в карбонатных скальных массивах;</p> <p>** Возможно резкое увеличение водопроницаемости в подрусловой зоне разгрузки массива и в бортах долины.</p> | | | | | | | |

Приложение 4

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКОЕ РАЙОНИРОВАНИЕ СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ

Инженерно-геологическое районирование является третьим большим этапом изучения скальных массивов с целью построения ГСМ. Практически этот этап следует выполнять параллельно с этапом структурно-петрологического районирования.

Основными задачами инженерно-геологического районирования массива являются установление внутри СПБ и СПЗ границ подзон А, Б, В, Г, различающихся по степени выветривания и разгрузки естественного напряженного состояния, а также оценка показателей физико-механических свойств выделенных таким образом квазиоднородных инженерно-геологических элементов.

Влияние разгрузки и выветривания массивов выражается в раскрытии существующих и образовании дополнительных трещин, а также в снижении прочности пород. Перераспределение естественных напряжений в бортах и днище долины, связанное с эрозионным врезом, способствует развитию протяженных трещин разных типов: пологонаклонных отслаивания («донного отпора»), крутопадающих («бортового отпора») и отседания бортов, способствующих обвалам и оползням. Развитие таких протяженных трещин зачастую происходит по плоскостям тектонических разрывных смещений, имеющих падение в сторону местных базисов эрозии, а также по системам трещин подобной ориентации. Реже происходит скалывание по цельной породе.

Установление границ ИГБ и ИГЗ производится по комплексу данных, полученных при геолого-съёмочных, горно-буровых, опытно-фильтрационных и геофизических работах. Особенно полезны наземные сейсморазведочные и комплексные каротажные исследования. Границы подзон А, Б, В, Г на вертикальных разрезах, как правило, имеют извилистые очертания, характеризующие неоднородность разновидностей пород по прочности и степени трещиноватости. В сечениях вкрест простирания крутопадающих пород или нормально к плоскостям разрывных смещений границы подзон имеют нередко пилообразную форму.

Характеристика состояния массива по подзонам А, Б, В, Г

Развитие процессов выветривания и разгрузки напряженного состояния в массиве зависит от генезиса, состава, структуры, степени трещиноватости, условий залегания пород, активности процессов эрозии и физико-химических обменных реакций, зависящих, в свою очередь, от климатических факторов. Поэтому наблюдается избирательный характер проявления этих процессов на различной глубине. Остановимся на характеристике подзон А, Б, В, Г.

Подзона А - очень сильного проявления процессов выветривания массива. Породы сильно выветрены, дезинтегрированы до состояния щебня, дресвы с песчано-глинисто-суглинистым заполнителем. Характерно сильное изменение минерального и химического



составов пород. Количественным показателем степени выветрелости является $K_{\text{выв}} = \delta_{\text{выв}}/\delta_{\text{невыв}}$, для пород подзоны А его значение менее 0,8. Следует учитывать, что подзона элювированных пород для условий тропического и аридного климата может быть представлена сапролитами. В средних широтах подзона А развита меньше, и ее мощность на пологих склонах может достигать 10 м; на склонах средней крутизны - обычно 1 - 2 м, редко более, а на крутых склонах может отсутствовать вовсе вследствие сноса, смыва и т.д. По свойствам (упругим, электрическим и др.) подзона А ближе к четвертичным крупнообломочным отложениям, чем к скальным породам. Под бетонными плотинами и ядром грунтовых плотин подзона А подлежит полному удалению.

Подзона Б - сильного проявления разгрузки и выветривания. Породы сохраняют облик своей структуры и текстуры, но сильно изменены по цвету (в частности, окрашены гидроокислами железа). Трещины учащены и расширены, заполнены полностью или частично мелкоземом. Минеральный и химический составы в ЭПБ изменены сравнительно мало. Прочность монолитных образцов заметно ниже, чем в подзонах В и Г. По зонам ослабленных и повышено-трещиноватых пород отмечается интенсивное избирательное выветривание (состояние пород здесь близко к таковому в подзоне А). В рассматриваемой подзоне Б значение $K_{\text{выв}} = 0,8 \div 0,9$. Мощность подзоны Б может варьироваться в широких пределах: от единиц до нескольких десятков метров. В массивах изверженных и метаморфических пород она зачастую не превышает 5 - 10 м. При строительстве наиболее выветриваемые породы этой подзоны подлежат удалению, остальные - укреплению инъекцией.

Подзона В - слабого проявления площадного выветривания и умеренного проявления разгрузки. Трещины здесь несколько учащены и более раскрыты (по сравнению с подзоной Т). Прочность монолитных образцов близка к таковой в подзоне Г. Вдоль крупных субвертикальных трещин есть признаки выветривания (линейное выветривание), формирующего местные зоны ослабления. Значение $K_{\text{выв}} = 0,9 \div 1,0$. Мощность подзоны В может достигать нескольких десятков метров. Наибольшая мощность подзоны В отмечена в бортах долин с глубоким эрозионным врезом (например, в долине р. Туполанг она составляет 60 - 70 м). Для многих объектов гидростроительства со склонами средней и малой крутизны она достигает 10 - 15 м. При проектировании и строительстве местные зоны ослабления подлежат укреплению инъекцией.

Подзона Г - породы практически не выветрелые, имеются лишь признаки линейного выветривания по субвертикальным тектоническим нарушениям и крупным трещинам. Привнесенный извне дисперсный заполнитель полостей трещин обычно отсутствует; $K_{\text{выв}} = 1$. При строительстве плотин в зоне фильтрационного контура, как правило, могут потребоваться противофильтрационные мероприятия.

Границы подзон могут отчетливо проявляться в керне скважин, по стенкам шурфов и штолен. Наземными геофизическими методами уверенно отбивается контакт подзон А и Б, а подзоны Б и В часто интерпретируются как один слой (квазиоднородный или градиентный). При каротаже скважин все подзоны расчленяются достаточно уверенно. Показанные на рис. 4-1 зависимости скорости продольных упругих волн от глубины (от поверхности подзоны Б) говорят о том, что суммарная мощность подзон Б и В в долине р. Мамакан, в гранитоидном массиве, достигает 20 - 25 м (по выходу на асимптоту кривых 1 и 2).

Систематизация данных исследований строения, состояния и свойств скальных пород по ИГЭ

Сводный литолого-стратиграфический разрез, на котором выделены структурно-петрологические элементы, рекомендуется использовать для группировки накопленных качественных и количественных характеристик пород (рис. 4-2 и табл. 4-1) по следующим разделам:

- состав и генезис пород;



А - грубослоистые кварцевые песчаники с маломощными слоями аргиллитов и редкими слоями кварцевых гравелитов; Б - грубослоистые кварцевые песчаники и аргиллиты примерно в равных соотношениях; В - преобладание грубослоистых кварцевых песчаников над аргиллитами, нередко содержащими линзы песчаников. Пачка характеризуется наибольшим развитием в ней кварцевых гравелитов.

сооружения (на примере пачки VII в основании Стрыйского гидроузла; Приложение к рис. 4-2)

| Порода | Типы генетических элементов | Мощность пород в пачке, дм | Средняя мощность пластов, дм | Образцы | | | | | | | | Средняя блочность в подзонах Б и В массива | |
|---------------------------------------|-----------------------------|----------------------------|------------------------------|--------------------------------------------------|-------------------------------------|------|------|----------------------------|----------------------------|-------|-------------|--------------------------------------------|-----------|
| | | | | $\delta_{\text{мин}}$, 10^3 кг/м ³ | δ , 10^3 кг/м ³ | n, % | W, % | $v_{p \text{ сух}}$, км/с | $R_{\text{сж. сух}}$, МПа | K_p | R_p , МПа | $\sqrt[3]{z : y : x}$ | з : у : х |
| | | | | | | | | | | | | | |
| Песчаник | СПБ | 136 | 4,8 | 2,65 | 2,55 | 4 | 1,5 | 4,1 | 174 | 0,9 | 15 | 280 | 1 : 1,9 |
| Аргиллит | СПЗ-1 | 24 | 0,6 | 2,70 | 2,25 | 16 | 6,0 | 3,0 | 29 | 0,4 | 1,0 | 0,12 | 1 : 1,5 |
| Песчаник + аргиллит | СПБ + СПЗ-1 | 160 | 2,9 | - | - | - | - | - | - | - | - | 250 | 1 : 1,8 |
| То же в тектонических зонах V порядка | СПЗ-2 | менее 100 | | - | - | - | - | - | - | - | - | < 100 | - |

Продолжение таблицы 4-1

| Подзона В массива | | | | | | | Подзона Б массива | | | | | | | Подзона А массива | | | | | | |
|---------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------|------------------------|------|--------|--------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------|------------------------|------|--------|---------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------|------------------------|------|--------|
| $K_{\text{тп}}$, % | $v_{p \text{ с}}$, км/с | $E_{\text{д}}$, 10^2 МПа | E_0 , 10^2 МПа | $K_{\text{ф}}$, м/сут | tg φ | C, МПа | $K_{\text{т}}$, % | $v_{p \text{ с}}$, км/с | $E_{\text{д}}$, 10^2 МПа | E_0 , 10^2 МПа | $K_{\text{ф}}$, м/сут | tg φ | C, МПа | $K_{\text{тп}}$, % | $v_{p \text{ с}}$, км/с | $E_{\text{д}}$, 10^2 МПа | E_0 , 10^2 МПа | $K_{\text{ф}}$, м/сут | tg φ | C, МПа |
| 0,6 | 3,8 | 260 | 100 | 0,03 | 0,80 | 0,2 | 1,1 | 3,0 | 150 | 60 | 0,3 | 0,70 | 0,1 | 3,0 | 2,0 | 80 | 35 | 3,0 | 0,5 | 0,05 |
| 0,5 | 2,4 | 120 | 40 | 0,01 | 0,45 | 0,05 | 0,8 | 2,0 | 80 | 20 | 0,15 | 0,3 | 0,02 | 1,6 | 1,5 | 40 | 10 | 1,6 | 0,3 | 0,01 |
| 0,6 | 3,6 | 240 | 80 | 0,02 | 0,6 | 0,1 | 1,0 | 2,9 | 130 | 50 | 0,3 | 0,5 | 0,05 | 3,0 | 1,8 | 60 | 25 | 2,5 | 0,4 | 0,02 |
| < 1 | 2,6 | 120 | 40 | 0,1 | 0,4 | 0,01 | 3,0 | 2,0 | 80 | 20 | 3,0 | 0,4 | 0,01 | < 5 | 1,3 | 30 | 8 | 30 | 0,3 | 0,01 |

Состав и генезис пород

Правила составления литолого-стратиграфического разреза описаны в Приложении 3. Отметим, что сводная колонка может быть выполнена в более мелком, чем частные разрезы, масштабе (1:500 - 1:1000). Наибольшее внимание следует уделять слоям и прослоям ослабленных по прочности пород: аргиллитов, глин, мергелей и т.п., а в массивах магматических пород - зонам мигматитов, расслоения, пегматитов, переслаивания эффузивов с туфами, пеплами и т.д. В основу разделения сводного разреза на характерные элементы берутся признаки стратиграфии, литологии и состояния (трещиноватости). В качестве стратиграфических признаков используют палеонтологические находки, особенности стратиграфического несогласия, ритмичность накопления осадков, маркирующие горизонты и т.д. В качестве литологических признаков используются генетические типы и разновидности пород, слагающих каждый из прослоев, слоев, пластов,



пакетов пластов и пачек пород, состоящих из однородных или разнородных по составу, цвету, структуре, текстуре, типу и составу цемента и т.д.

Трещиноватость и блочность пород

Этот раздел включает эпюру мощности пластов (отделенных трещинами по напластованию), соотношения длин сторон ЭПБ, $\bar{V}_{ЭПБ}$, $K_{тп}$ (по подзонам Б, В, Г), а также шероховатость стенок трещин (по высоте выступов и углам наклона по простиранию и падению блокообразующих трещин).

В сводную таблицу рекомендуется помещать результаты статистической обработки характеристик: средние значения и пределы изменения (при вероятности 5 и 95 % на кумулятивных кривых).

Физико-механические свойства пород (в образце, в массиве)

Соответствующие графики этих разделов содержат информацию о средних и предельных значениях характеристик:

а) для образцов пород: K_p , $\delta_{мин}$, δ , n , W , ν_p , $R_{сж}$, E_d , $tg\varphi$, C ;

б) для массива: E_0 , E_d , ν_p , q , $tg\varphi$, C .

Перечисленные характеристики (образцов и массива) желательно получить отдельно для пород подзон Б, В, Г.

Прогнозная оценка свойств скальных пород в массиве

Прогнозная оценка деформационных, прочностных и фильтрационных характеристик базируется на использовании аналогов, а также корреляционных связей показателей трещиноватости, блочности, скорости упругих волн, относительного электрического сопротивления между собой, а также с характеристиками свойств.

При подборе природного аналога необходимо помнить, что между ним и изучаемым объектом должно быть установлено геологическое подобие на основе рассмотрения основных факторов:

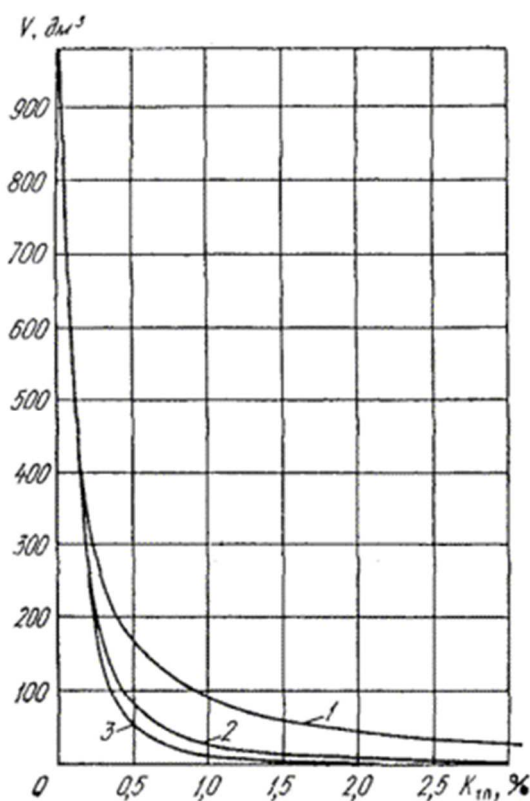


Рис. 4-3. Расчетная зависимость объема блоков горных пород V от коэффициента трещинной пустотности $K_{тп}$

1 - для кубической формы блоков; 2 - для призматической формы блоков; 3 - для пластинчатой формы блоков; исходный объем породы равен 1 м^3 ; раскрытие трещин 1 мм.

- генетического типа породы и ее минерального состава;
- геологической истории района;
- состояния породы;
- условий залегания пород (ориентировка элементов залегания и основных систем трещин относительно долины реки или направления сил, передаваемых на основание сооружением);

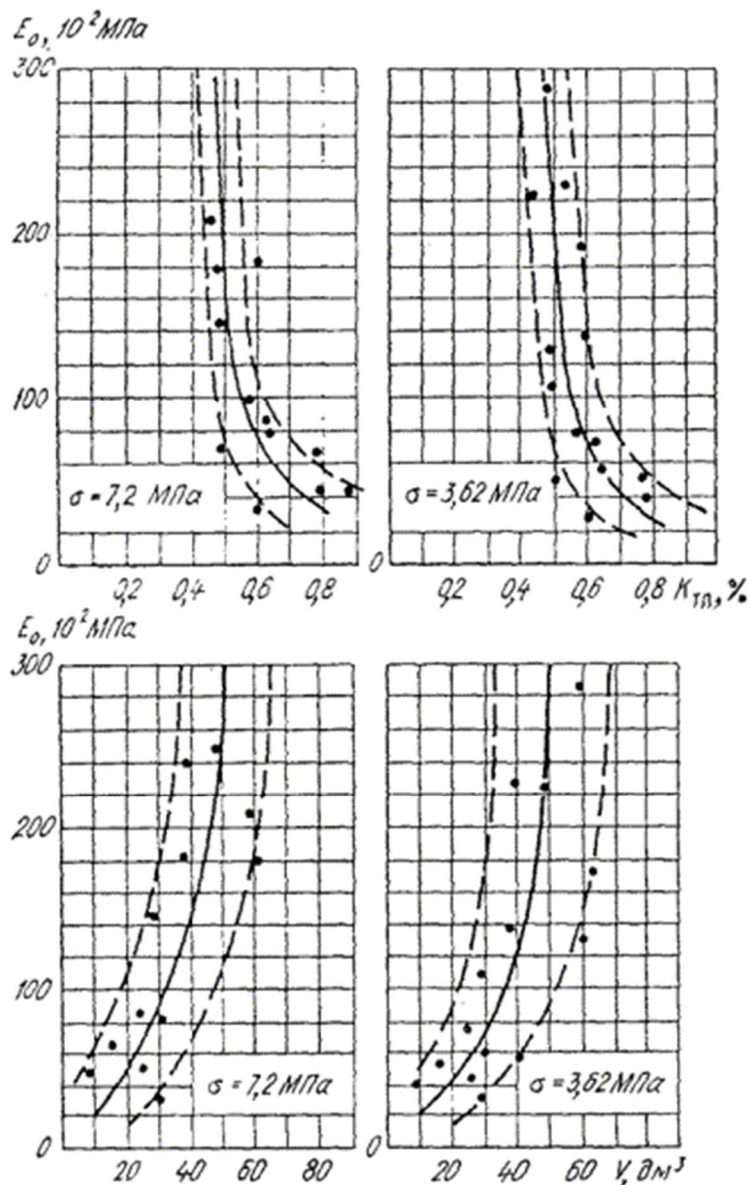


Рис. 4-4. Связи модуля деформации E_0 со средним объемом ЭПБ V и $K_{тп}$ для известняков эоцена в Тунисе по данным полевых опытов при первом цикле нагружения.

- характера современного рельефа и геоморфологических особенностей.

Различные корреляционные связи характеристик состояния и свойств показаны на рис. 4-3 - 4-10.

Рис. 4-3 иллюстрирует зависимость среднего объема ЭПБ от $K_{тп}$. На рис. 4-4 показаны связи статического модуля деформации со средним объемом ЭПБ и значением $K_{тп}$ в известняках основания Кассебского гидроузла. На рис. 4-5 показано влияние различного



сочетания пластов разной мощности (от 0,4 до 5,0 м), типов ритмов, удельного содержания маломощных пластов в пачках известняков основания Ингурской ГЭС на величину удельного водопоглощения q . Основание характеризовалось шестью типами ритмов с преобладанием соответственно пластов мощностью: H_1 (первый тип) $< 0,4$ м; $H_2 = 0,44 \div 1,0$ м; $H_3 = 0,4 \div 1,0$ м и $H_3 = 1,0 \div 2,0$ м; $H_4 = 1,0 \div 2,0$ м; $H_5 = 0,4 \div 1,0$ м и $H_5 = 2,0 \div 3,0$ м; $H_6 \geq 2,0 \div 3,0$ м.

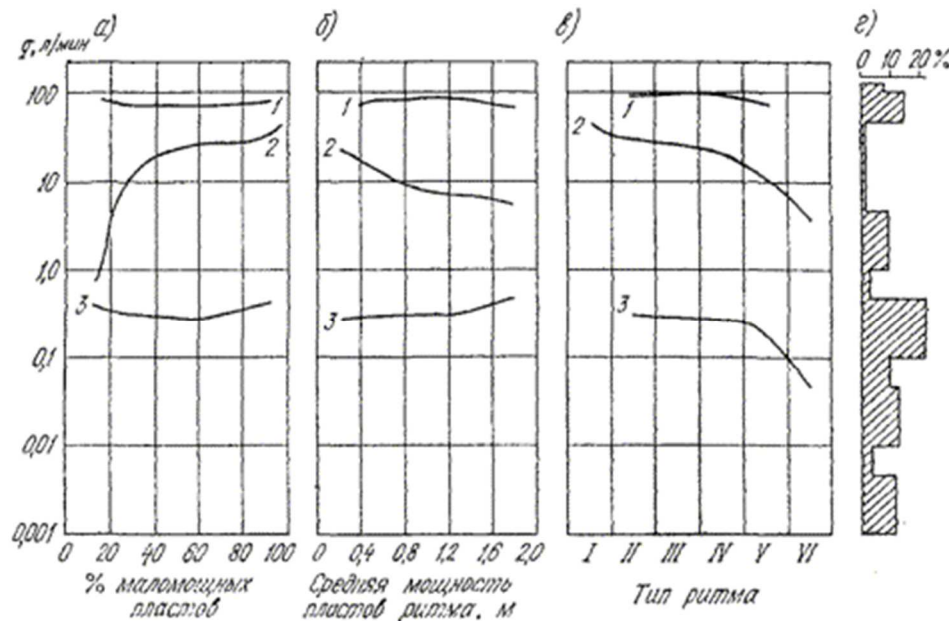


Рис. 4-5. Связь водопроницаемости q известняков основания Ингури ГЭС с характеристиками их состава и строения

a - с содержанием маломощных пластов известняка, %, в ритмичной толще; b - со средней мощностью пластов ритма (0 - 2,0 м); c - с типами ритмов (I - VI); d - распределение значений q ; 1 - тектонические нарушения; 2 - мелкие трещины и тектонические нарушения; 3 - мелкие трещины в массиве вне тектонических зон.

Резко повышенная водопроницаемость зон тектонических нарушений в скальных массивах, в частности известняках, выявляется путем построения графиков связи удельного водопоглощения q и заглубления в массив по вертикали h (рис. 4-6). По характеру кривых в верхней части разреза скального массива можно судить о мощности зоны выветривания и разгрузки пород, а также качественно оценить закольматированность полостей трещин на различных интервалах глубин.



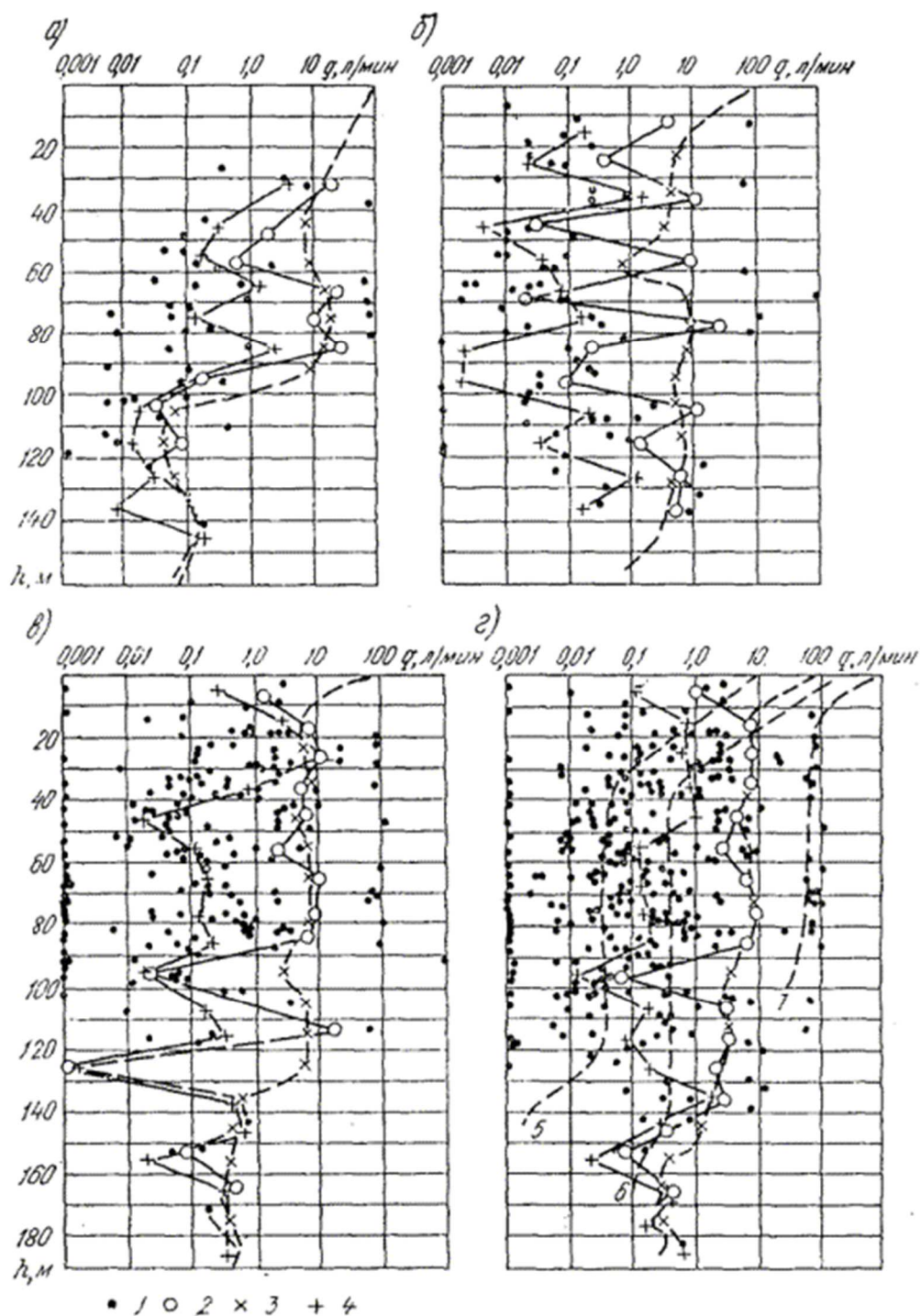


Рис. 4-6. Изменение значений q карбонатных пород в массиве основания Ингури ГЭС в зависимости от геоморфологии долины, заглубления h в массив и типов его генетических элементов

a - опытное опробование массива на высоких отметках ($H_{\text{усл}} = 415 \div 470$ м); b - то же на средних отметках ($H_{\text{усл}} = 350 \div 415$ м); v - то же на низких отметках ($H_{\text{усл}} = 280 \div 350$ м); z - массив в целом и с учетом его элементов; 1 - экспериментальные значения q ; 2- среднеарифметические значения \bar{q}_a в интервалах h ; 3 - скользящее осреднение среднеарифметических значений \bar{q}_a ; 4 - среднегеометрические значения \bar{q}_r в интервалах h ; 5 - кривая среднеарифметических значений \bar{q}_a в сохранных породах СПБ; 6 - то же в подзонах смесителей; 7 - то же в подзонах оперения тектонических смещений.



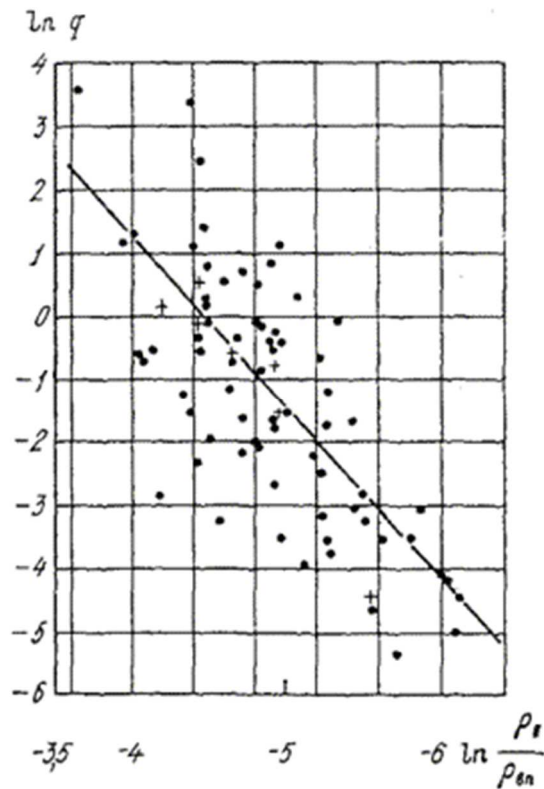


Рис. 4-7. Связь удельного водопоглощения q с обратной величиной относительного электрического сопротивления $P = \rho_{вп}/\rho_{в}$ в массиве диоритов основания Зейской ГЭС.

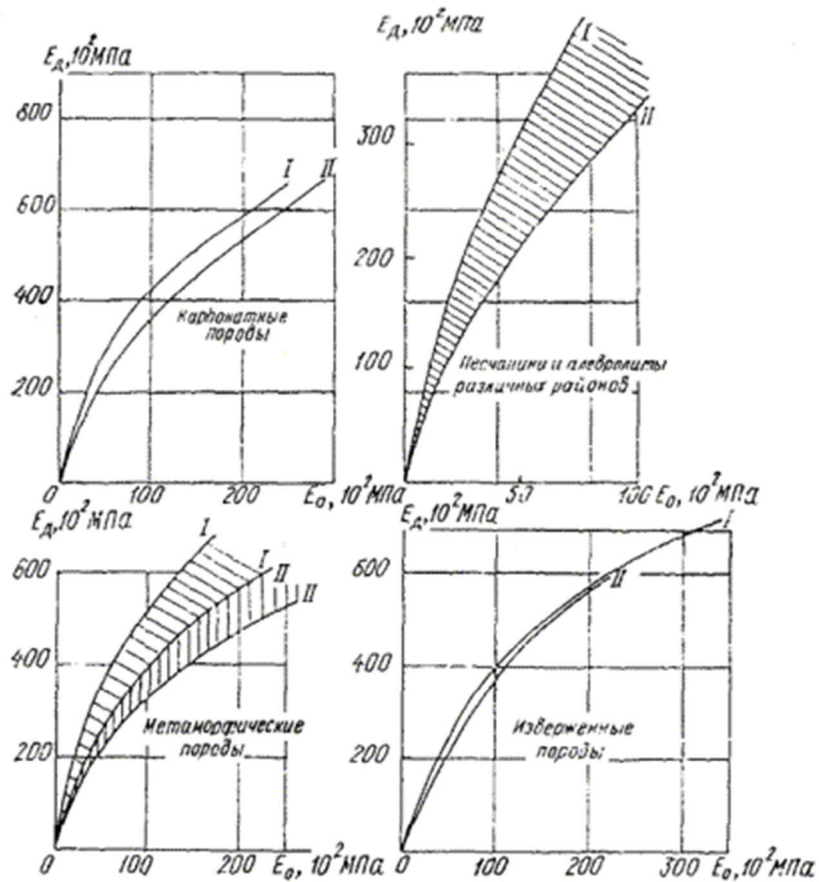


Рис. 4-8. Осредняющие взаимосвязей $E_d (E_0)$ (и области наиболее вероятных значений) для различных скальных пород, рекомендуемые А.И. Савичем



I, II - значения E_0 , определенные соответственно по первому и по второму циклам нагружения.

Оценка водопроницаемости массива может быть приближенно выполнена по данным геофизических исследований, в частности, по корреляционным связям $\lg q$ и v_p [63] либо $\lg q$ и $\lg(\rho_v/\rho_{вл})$ (рис. 4-7). Кроме того, могут использоваться специальные геофизические исследования для изучения фильтрационных свойств массива: резистивиметрия при наливах, модификации метода заряженного тела, метод естественного поля и др.

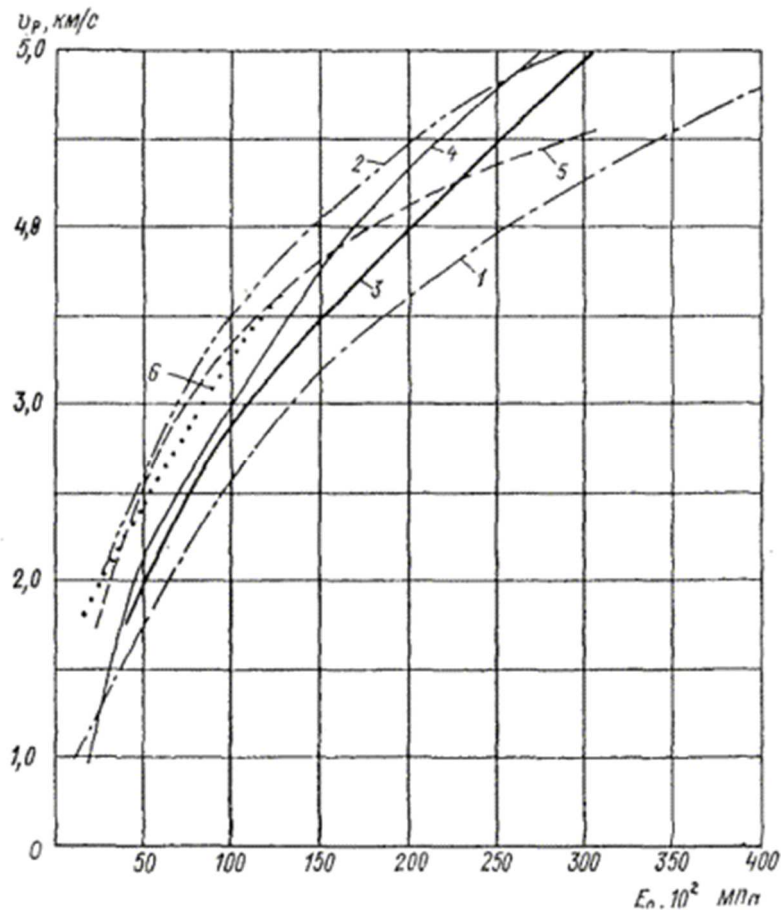


Рис. 4-9. Связь статического модуля деформации E_0 и скорости продольных упругих волн v_p в массивах скальных пород (данные прямой корреляции)

1 - разные породы по М.Ф. Болло; 2 - то же по Х. Масуда; 3 - кристаллические сланцы (основание Саяно-Шушенской ГЭС); 4 - известняки (основание Ингури ГЭС); 5 - то же (основание Токтогульской ГЭС); 6 - диориты (основание Зейской ГЭС).

В настоящее время для оценки деформационных характеристик скальных массивов широко применяются разночастотные сейсмические методы исследований [44, 63, 67]. Примеры графиков связи E_0 с v_p и E_d приведены, на рис. 4-8 и 4-9.

Используя парные корреляции $q(v_p)$ и $E_0(v_p)$, для фиксированных значений v_p можно получить сопряженные пары значений q и E_0 , позволяющие построить графики связи этих величин (рис. 4-10), и впоследствии их использовать для приближенных оценок.

Во всех приведенных выше примерах необходимо отметить индивидуальный вид связи различных характеристик, что обусловлено конкретными литолого-петрологическими и структурными особенностями изучаемого массива.

Характеристики сопротивления пород сдвигу, как правило, определяют путем проведения полевых или лабораторных опытов и лишь в редких случаях используют корреляционные связи с геофизическими или статическими деформационными характеристиками (рис. 4-11).



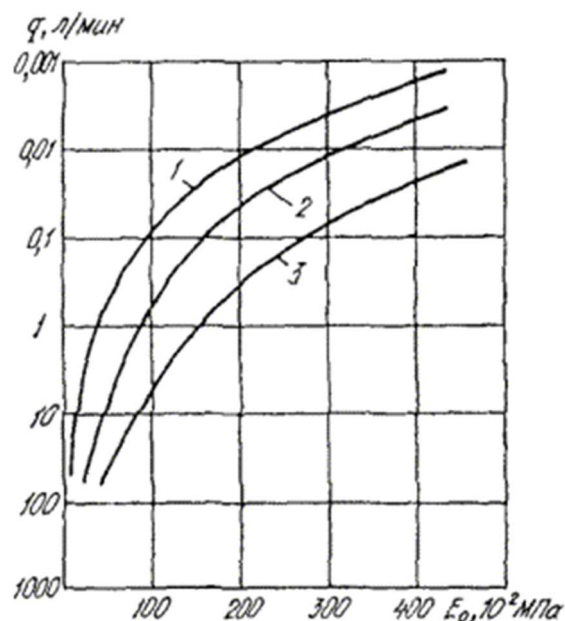


Рис. 4-10. Связь удельного водопоглощения q и модуля деформации E_0 в массивах скальных пород

1 - известняки основания Чиркейской ГЭС; 2 - то же Ингури ГЭС; 3 - кристаллические сланцы основания Саяно-Шушенской ГЭС.

Таблица 4-2

| Тип блочности пород в массиве | v_p , км/с (в зоне аэрации) | M_t , 1/м | $\bar{V}_{ЭПБ}$, дм ³ |
|-------------------------------|-------------------------------|-------------|-----------------------------------|
| Крупноблочный | 6,0 - 4,5 | менее 1,0 | более 1000 |
| Блочный массивный | 6,0 - 3,5 | 0,8 - 2,0 | 1000 - 100 |
| Толстоплитчатый | 3,5 - 2,4 | 2,0 - 5,0 | 100 - 10 |
| Среднеплитчатый | 2,4 - 2,0 | 5 - 10 | 10 - 1 |
| Мелкоплитчатый | 2,0 - 1,5 | 10 - 20 | 1 - 0,1 |
| Пластинчатый (сланцеватый) | менее 1,5 | более 20 | менее 1,0 |

Таблица 4-3

| Подзоны выветривания и разгрузки естественного напряженного состояния | $K_{выв}$ | K_f , м/сут | $K_{тп}$, % | Раскрытие трещин Δa , мм |
|-----------------------------------------------------------------------|-----------|---------------|--------------|----------------------------------|
| А | менее 0,8 | более 10 | более 3 | более 5 |
| Б | 0,8 - 0,9 | 5 - 10 | 3 - 1 | 1 - 5 |
| В | 0,9 - 1,0 | 1 - 5 | 1 - 0,5 | 0,5 - 1,0 |
| Г | 1,0 | менее 1,0 | менее 0,5 | 0,1 - 0,5 |

Для самой общей оценки состояния и некоторых характеристик свойств скальных массивов (без подразделения на генетические типы пород) можно воспользоваться данными табл. 4-2 - 4-4. В табл. 4-4 использованы рекомендации А.И. Савича и А.Д. Михайлова [66].

Таблица 4-4

Классификация массивов скальных пород по трещиноватости и относительным характеристикам свойств (по СНиП 2.02.02-85 с дополнениями)



| Степень трещиноватости пород | Модуль трещиноватости M_T , 1/м | Объем блоков V , дм ³ | $K_{тп}$, % | Показатель качества породы R_{QD} , % | Относительная деформируемость $E_0/E_{0\max}$, % | Относительная прочность $R_{сж}/R_{сж\max}$, % | Относительная скорость упругих волн $v_p/v_{p\max}$, % |
|------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|--------------|-----------------------------------------|---------------------------------------------------|-------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| Очень слаботрещиноватые | менее 1,5 | тысячи | менее 0,5 | 90 - 100 | 70 - 100 | 70 - 100 | 95 - 100 |
| Слаботрещиноватые | 1,5 - 5 | сотни | 0,5 - 1,0 | 75 - 90 | 50 - 70 | 45 - 70 | 85 - 95 |
| Среднетрещиноватые | 5 - 10 | десятки и сотни | 1,0 - 1,5 | 50 - 75 | 25 - 50 | 18 - 15 | 65 - 85 |
| Сильнотрещиноватые | 10 - 30 | единицы - десятки | 1,5 - 2,5 | 25 - 50 | 10 - 25 | 7 - 18 | 48 - 65 |
| Очень сильнотрещиноватые | более 30 | и менее 1 | более 2,5 | 0 - 25 | 3 - 10 | 2 - 7 | 33 - 48 |

Примечание. Относительные значения деформируемости, прочности и скорости волн даны для сухих и водонасыщенных пород (немерзлых). $E_{0\max}$, $R_{сж\max}$, $v_{p\max}$ - среднемаксимальные значения, полученные на монолитных образцах соответствующего состояния (сухого, водонасыщенного).

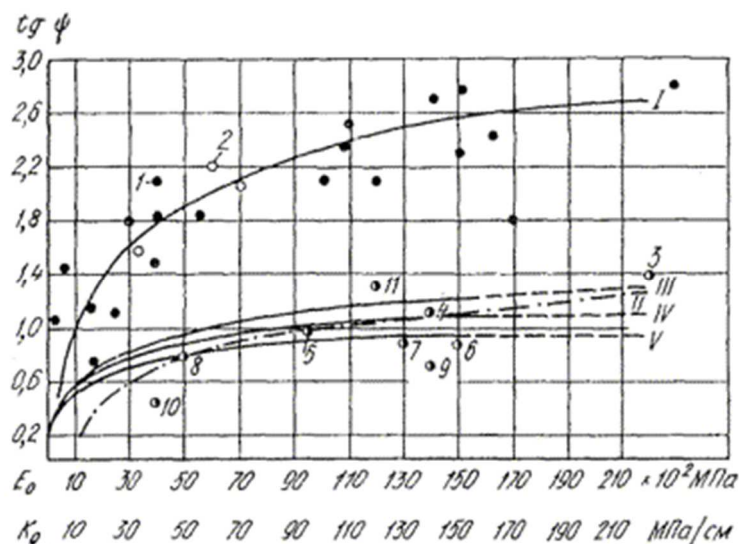


Рис. 4-11. Приближенная связь коэффициента сдвига ($tg\psi$ с модулем деформации E_0 и коэффициентом отпора K_0 в массивах скальных и полускальных пород (по Ю.А. Фишману)

$I - tg\psi_{пр} = \tau_{пр}/\sigma$ опытах на сдвиг бетонных штампов (1) и целиков (2); $II - tg\psi$ расчетные, принятые в рабочих чертежах плотин ГЭС: 3 - Саяно-Шушенской; 4 - Наглу; 5 - Токтогульской; 6 - Усть-Илимской; 7 - Константиновской; 8 - Андиганской; 9 - Гримзель; 10 - Миатлинской; 11 - Ингурской; III, IV, V - соответственно максимальные, средние и минимальные расчетные значения $tg\psi$ для стадии ТЭО по классификации оснований плотин при $\sigma = 2,0$ МПа.

С целью предварительной оценки инженерно-геологической пригодности скального массива как основания или среды размещения сооружения и сравнительной характеристики конкурирующих створов на ранних стадиях изысканий можно воспользоваться классификацией З. Бенявского и К. Орра [82] (табл. 4-5). Эта классификация включает в себя 6 характеристик: 1) ориентацию трещин и тектонических нарушений; 2) «кубиковую» прочность породы; 3) выход керна скважин; 4) расстояние между трещинами; 5) раскрытие трещин и состояние поверхностей их стенок; 6) гидрогеологические условия. Наличие



зависимости «суммарного балла» от величины $E_0/E_{0 \max}$ создает определенную связь приводимых здесь классификаций (см. табл. 4-4 и 4-5).

Таблица 4-5

Классификация скальных массивов как оснований или среды размещения инженерного сооружения по сумме инженерно-геологических характеристик (по З. Беньявскому и К. Орру [82])

| | | | | | |
|---------------------------------------------------------------------------|---------------|---------|--------------------|---------|--------------|
| Сумма баллов ($B_1 + B_2 + B_3 + B_4 + B_5 + B_6$) по табл. 4-5a - 4-5e | 100 - 81 | 80 - 61 | 60 - 41 | 40 - 21 | Менее 20 |
| «Строительное качество» массива | Очень хорошее | Хорошее | Удовлетворительное | Слабое | Очень плохое |
| Среднее $E_0/E_{0 \max}$, % | 75 | 40 | 20 | 15 | Менее 12 |

Таблица 4-5a

Баллы (B_1) за ориентацию трещин и тектонических нарушений

| Угол падения трещин и нарушений, град | Оценка | Баллы (B_1) | | |
|---------------------------------------|-----------------------|-----------------|-----------|--------|
| | | Туннели | Основания | Откосы |
| 0 - 10 | Очень благоприятно | 0 | 0 | 0 |
| 10 - 30 в сторону нижнего бьефа | Не благоприятно | -10 | -15 | -50 |
| 10 - 30 в сторону верхнего бьефа | Удовлетворительно | -5 | -7 | -25 |
| 30 - 60 | Благоприятно | -2 | -2 | -5 |
| 60 - 90 | Очень не благоприятно | -12 | -25 | -60 |

Таблица 4-5б

Баллы (B_2) за прочность породы (в образце)

| Характеристика | Скальные породы | | | | Полускальные породы | | |
|----------------|-----------------|-----------|----------|---------|---------------------|--------|-------|
| | Более 8 | 4 - 8 | 2 - 4 | 1 - 2 | - | - | - |
| R_p , МПа | Более 200 | 100 - 200 | 50 - 100 | 25 - 50 | 10 - 25 | 3 - 10 | 1 - 3 |
| $R_{сж}$, МПа | 15 | 12 | 7 | 4 | 2 | 1 | 0 |

Таблица 4-5в

Баллы (B_3) за качество керна скважин

| | | | | | |
|-----------------|----------|---------|---------|---------|----------|
| Выход керна, % | 90 - 100 | 75 - 90 | 50 - 75 | 25 - 50 | Менее 25 |
| Баллы (B_3) | 20 | 17 | 13 | 8 | 3 |

Таблица 4-5г

Баллы (B_4) за густоту трещин

| | | | | | |
|-------------------------------|---------|-------|---------|------------|------------|
| Расстояние между трещинами, м | Более 3 | 1 - 3 | 0,3 - 1 | 0,05 - 0,3 | Менее 0,05 |
| Баллы (B_4) | 30 | 25 | 20 | 10 | 5 |

Таблица 4-5д

Баллы (B_5) за состояние трещин

| Состояние трещин | Очень грубая поверхность, трещины сомкнутые, стенки очень прочные | Шероховатая поверхность, стенки прочные, раскрытие трещин, $\Delta a < 1$ мм | Шероховатая поверхность, стенки мягкие, $\Delta a < 1$ мм | Скользкая поверхность, $\Delta a < 5$ мм | $\Delta a > 5$ мм |
|------------------|-------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|------------------------------------------|-------------------|
| Баллы (B_5) | 25 | 20 | 12 | 6 | 0 |

Таблица 4-5е

Баллы (B_6) за гидрогеологические условия

| | | | | |
|-----------------------------------------------------------------------|---|-----------|-----------|-----------|
| Приток воды на 10 м длины туннеля, л/мин | 0 | Менее 25 | 25 - 125 | Более 125 |
| Отношение давления воды в трещинах к максимальным главным напряжениям | 0 | 0,0 - 0,2 | 0,2 - 0,5 | Более 0,5 |



| Общее состояние | Сухо | Влажно | Напорные воды | Тяжелые фильтрационные условия |
|-------------------------|------|--------|---------------|--------------------------------|
| Баллы (Б ₆) | 10 | 7 | 4 | 0 |

Выделение в скальном массиве контуров квазиоднородных инженерно-геологических объемных элементов

В естественном скальном массиве каждые СПБ, ИГБ, СПЗ и ИГЗ имеют определенные объем, форму и положение в пространстве. Масштабная схема (см. рис. 3-8) накладывает ограничения на детальность выявляемых ИГБ и ИГЗ. Например, в случае размеров площади блоков бетонирования 10×10 м линейные размеры ИГБ и ИГЗ могут представлять собой пакет однотипных квазиоднородных пластов мощностью 10 - 12 м. Следовательно, его необходимо показать как ИГЭ на ГСМ. Соседние ИГЭ, квазиоднородные по составу, строению, состоянию и свойствам, могут быть объединены в более крупные элементы (пакет пластов, пачка).

Задача выделения ИГЭ предполагает уже выполненное районирование массива на СПБ и СПЗ по следующим признакам: а) стратиграфическое положение; б) генетическая группа или тип пород; в) литолого-петрологические особенности пород, слагающих однородные по составу пакеты пластов или более сложные элементы разреза, представленные переслаиванием разнородных пород, но квазиоднородные по блочности; г) блочность пород в данном элементе разреза, образованном однородными по составу породами. Инженерно-геологическое районирование скального массива технически заключается в нанесении на разрезы (с выделением СПБ и СПЗ) границ подзон А, Б, В, Г по сумме данных: внешнего вида и цвета породы, трещиноватости, раскрытия трещин, полученных при бурении, документации горных выработок, геофизических, опытно-фильтрационных исследований в массиве, результатов изучения образцов пород.

Выделенные ИГБ и ИГЗ, помимо отражения их на разрезах, могут быть пронумерованы, а их характерные особенности, не поддающиеся графическому изображению, должны быть привнесены в таблицу с оценками блочности, $K_{тп}$, раскрытия трещин, параметров шероховатости стенок, состава и свойств заполнителя трещин и др.

Рекомендуемая классификация заполнителя полостей трещин дана в табл. 4-6, на основе которой приводится описание заполнителя, и последний оценивается с точки зрения способности к суффозии и влияния на параметры сопротивляемости пород сдвигу.

Отражение количественных характеристик блочности на разрезах позволяет, во-первых, оценить особенности скального массива как дискретной среды и, во-вторых, использовать такие разрезы для целей геомеханического и гидравлического моделирования.

На рис. 4-12 приведена схема блочности основания Могилев-Подольской ГЭС, сложенного гранито-гнейсами. Средний объем блоков определяется по методике ВНИИГА [21, 34], предполагающей измерение высоты блока h по керну скважины и последующее использование корреляционной связи $V_{ЭПБ}(h)$. Осреднение значений $V_{ЭПБ}$ в пределах пятиметровых интервалов опытно-фильтрационного опробования позволяет сопоставить контуры изолиний $V_{ЭПБ}$ и q (рис. 4-12, 4-13) в двух вариантах: «формализованном» (только по фактическим значениям $V_{ЭПБ}$ и q) и «геоструктурном» (с учетом мелких тектонических нарушений, установленных в ходе изысканий). Оба рисунка обнаруживают определенное сходство как в общей конфигурации изолиний $V_{ЭПБ}$ и q , так и в приуроченности повышенных значений q к элементам массива с малыми значениями $V_{ЭПБ}$, хотя корреляционная связь этих величин на данном объекте оценивается невысокими значениями коэффициента корреляции (около 0,5).



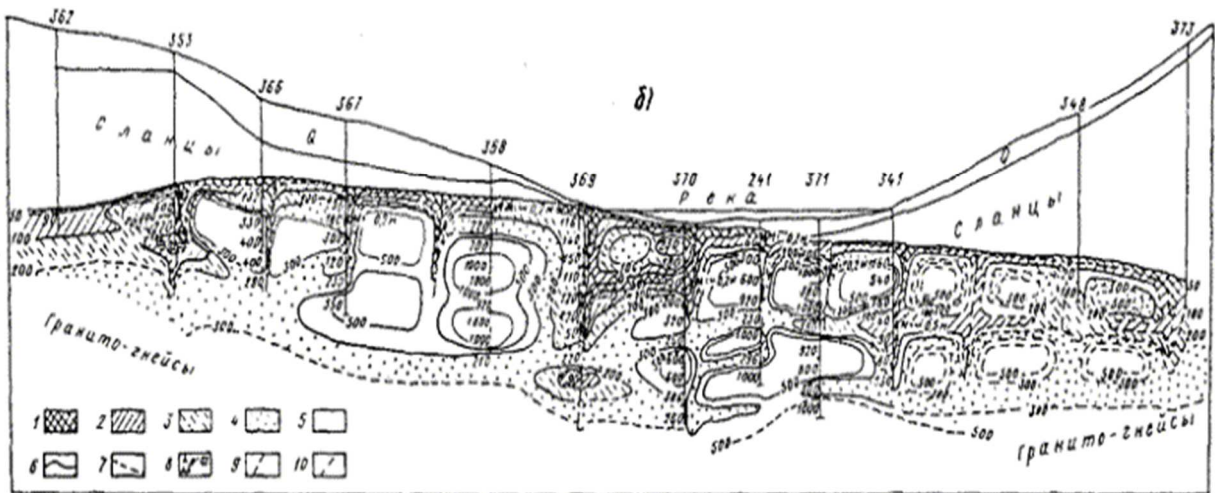
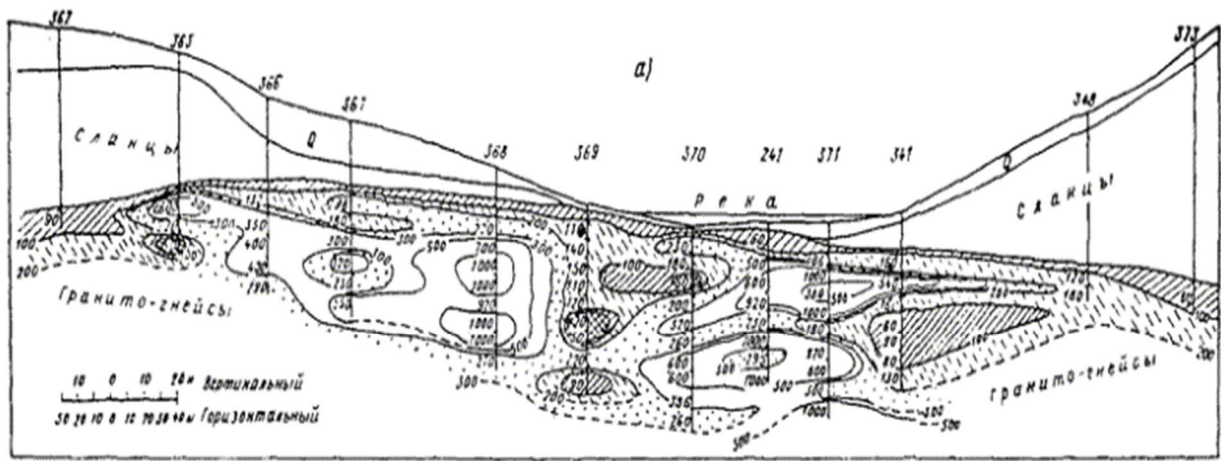


Рис. 4-12. Этапы «формализованной» (а) и «геоструктурной» (б) интерпретаций данных блочности V , dm^3 , по пятиметровым интервалам зон опытных нагнетаний воды в буровые скважины

1 - менее 50; 2 - 50 ÷ 100; 3 - 100 ÷ 200; 4 - 200 ÷ 300; 5 - 300 ÷ 1000; 6 - изолинии блочности; 7 - то же предполагаемые; 8 - дробленый керн на интервалах длиной, м; 9 - мелкие сбросы V - VI порядков; 10 - то же предполагаемые.



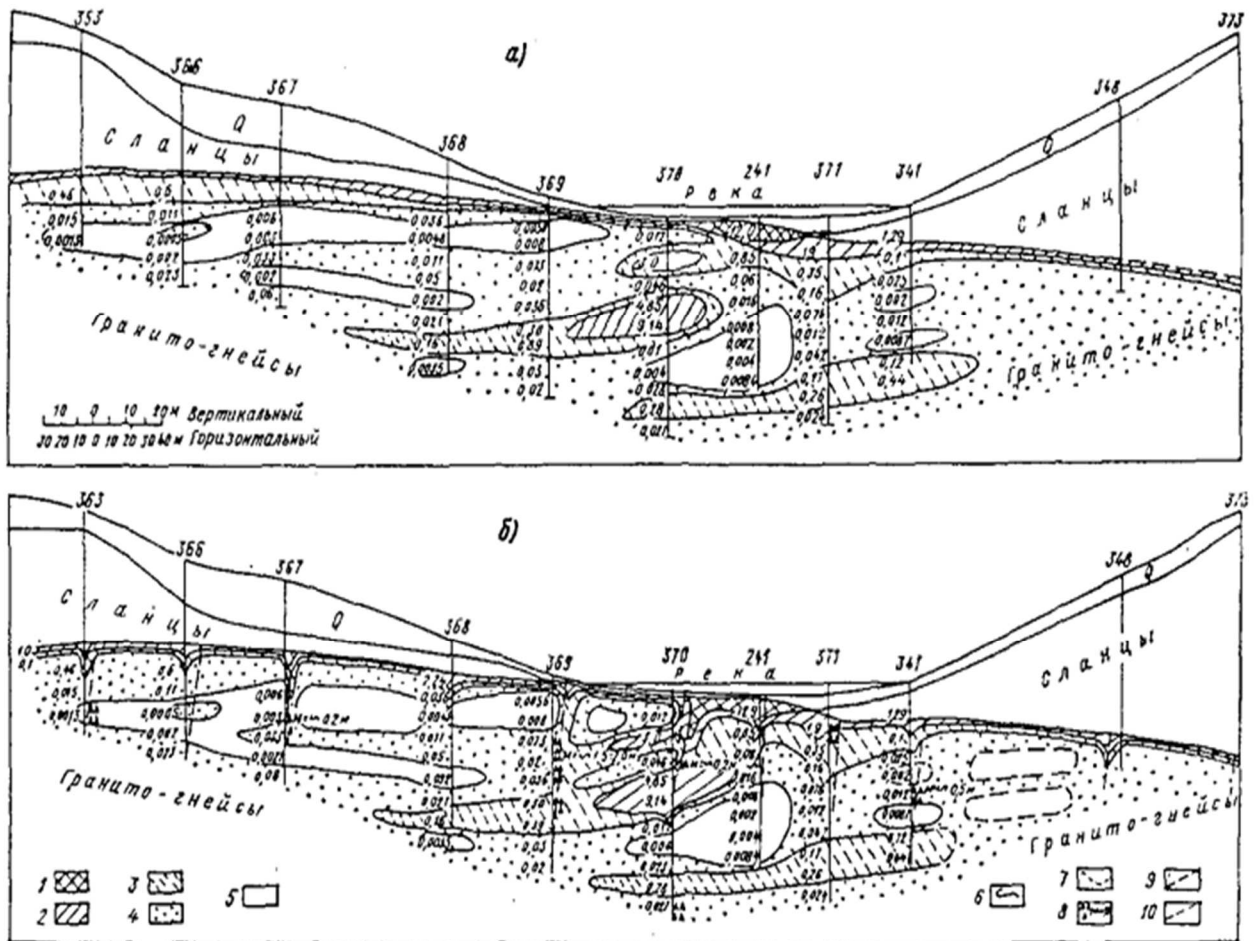


Рис. 4-13. Этапы «формализованной» (а) и «геоструктурной» (б) интерпретаций данных удельных водопоглощений q , л/мин

1 - более 10; 2 - $1 \div 10$; 3 - $1 \div 0,1$; 4 - $0,1 \div 0,01$; 5 - $0,01 \div 0,001$; 6 - изолинии водопроницаемости; 7 - то же предполагаемые; 8 - дробленный kern на интервалах длиной, м; 9 - мелкие сбросы V - VI порядков; 10 - то же предполагаемые.

Таблица 4-6

Предварительная классификация заполнителей полостей трещин и карстовых полостей в скальных основаниях гидротехнических сооружений

| Тип заполнителя по фильтрационной прочности | Цементирующие породы | | | Термоустойчивые, способные к механической суффозии | Нецементирующие породы рыхлые и связные | | | | | | | | Способны к перемещению в зависимости от вязкости |
|---------------------------------------------|----------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|-----------------------------------------|--------------------|-------------|--------------|--------------|----------------|------------------------------|---------|--------------------------------------------------|
| | Характеристика заполнителя | Водонерастворимые суффозии устойчивые | Водорастворимые, способные к химической и механической суффозии | | Способны к механической суффозии | | | | | | | | |
| Генетические группы | | Жилы магматические, метасоматические | Жилы гидротермальные | Жилы и вкрапления | Жилы и вкрапления | Тектонические | Элювиальные | Делювиальные | Аллювиальные | Проллювиальные | Ледниковые флювиогляциальные | Эоловые | Каустобиолиты |
| | | Слабо | Сильно | | Образованные на месте | Привнесенные извне | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--|-------------|--------------------------------------------------|------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Тип заполнения по фильтрационной прочности | Цементирующие породы | | | Термоустойчивые, способные к механической суффозии | Нецементирующие породы рыхлые и связные | | | | | Способны к перемещению в зависимости от вязкости | | |
| Характеристика заполнения | Водонерастворимые суффозии устойчивые | Водорастворимые, способные к химической и механической суффозии | | | Способны к механической суффозии | | | | | | | |
| | | Слабо | Сильно | | | | | | | | Образованные на месте | Привнесенные извне |
| заполнителей | глинистые и гидротермальные | гидатогенные | гидатогенные | криогенные | | | | | специальные | | | |
| Литологический состав заполнения | Жилые магматические породы. Рудные и безрудные жилы, кварцевые и из других нерастворимых в воде минералов. Вторичные жилки, заполненные водонерастворимыми минералами: хлоритами, эпидотом, палыгорскитом, окислами железа и т.п. | Жилы кальцита, арагонита, доломита и др. карбонатовых соединений в сочетании с хлоритами и др. нерастворимыми минералами | Жилы ангидрита, гипса, каменной соли и др. сильнорастворимых в воде сульфатных и галогенных солей, щелочей и щелочных земель. Встречаются в виде: вкраплений в рыхлых и связных заполнениях | Чистый лёд и лёд, цементующий рыхлый заполнитель | Разные фракции брекчий тренированных пород различного состава | Дресва и глинистые минералы сапролитов: каолинит, монтмориллонит и др. Мука карбонатных пород. Дресва и др. фракции продуктов выветривания разных пород | Галька, гравий, пески, супеси, суглинки, глины различного минералогического состава, состоящие из перемещенных продуктов выветривания разных типов - бокситового, латеритового и др., характер которых определяется климатическими условиями. В аридном климате возможны вкрапления сильно водорастворимых солей. | | | | Лессы, пески, мелкие фракции | Озокерит, битумы, нефти (в нефтеносных районах). Каменные угли и гумус в рыхлых и связных грунтах заполнителей |



| | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------------------|----------------------------------------|----------------------|------------------------------------|--------------------------------------------------|--------------------------------------------------|-----------------------|
| Тип заполнения по фильтрационной прочности | Цементирующие породы | | | Термоустойчивые, способные к механической суффозии | Нецементирующие породы рыхлые и связные | | | | | | Способны к перемещению в зависимости от вязкости | |
| Характеристика заполнения | Водонерастворимые суффозии устойчивые | Водорастворимые, способные к химической и механической суффозии | | | Способны к механической суффозии | | | | | | | |
| | | Слабо | Сильно | | | | | | | | | Образованные на месте |
| Степень неоднородности заполнения | Неоднородны в приконтактовых зонах вмещающих пород | Мономинеральные, однородны; полиминеральные, неоднородны | Жильные образования, чаще однородны. Вкрапления, неоднородны | Часто неоднородны | Сильно неоднородны | Неоднородные несортированные | Менее неоднородные более сортированные | Неоднородны | Сравнительно однородны | Неоднородны | | |
| Взаимосвязь с зонально-блочным строением массива | Влияют на характер зонально-блочного строения массивов | | | Нецементирующие породы рыхлые и связные заполнители распространены на более значительную глубину в структурно-петрологических зонах (СПЗ), особенно в тектонических, и в меньшей степени в мелких трещинах СПЗ и СПБ | | | | | | Имеет ся | | |
| Взаимосвязь с зоной разгрузки и выветривания | Влияют на процессы разгрузки и выветривания | | | Нецементирующие породы заполнители распространены преимущественно в подзонах А и Б, в меньшей степени в подзоне В и еще меньше в подзоне Г зоны влияния процессов разгрузки и выветривания | | | | | | Озокерит и битумы в подзонах А - Г. Нефть глубже | | |
| Взаимосвязь с геоморфологией | Влияют на развитие рельефа | | | В бортах долин рек. В руслах рек талики | Влияют на развитие рельефа | Отчетливые связи с формами рельефа | | | | Явно й связи не наблюдается | Не имеет ся | |
| | | | | | В основном в бортах долин | В основном на склонах | Под террасами и руслами рек | В равнинах предгорий | В отрицательных формах рельефа | | | |
| Взаимосвязь с климатом | Не имеется | | С аридным климатом в древности и в насто | С арктическим субарктическим климатом | Влияет на развитие рельефа | С влажным, умеренным, тропическим и субтропическим | Не имеет ся | Не имеет ся | Преимущественно с аридным климатом | С арктических континентах и высокогорьях | С аридным климатом | Не имеет ся |



| | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|--|--------------------|--|--|----------|--------------------------------------------------|
| Тип заполнения по фильтрационной прочности | Цементирующие породы | | | Термоустойчивые, способные к механической суффозии | Нецементирующие породы рыхлые и связные | | | | | | Способны к перемещению в зависимости от вязкости |
| Характеристика заполнения | Водонерастворимые суффозионно устойчивые | Водорастворимые, способные к химической и механической суффозии | | | Способны к механической суффозии | | | | | | |
| | | Слабо | Сильно | | Образованные на месте | | Привнесенные извне | | | | |
| | | | ящее время | | климатом | | | | | | |
| Взаимосвязь с гидрогеологией | Влияют на гидрогеологические условия | | | Нецементирующие породы заполнители распространены преимущественно в зоне аэрации, в меньшей степени в зоне колебаний зеркала грунтовых вод и еще меньше в зоне постоянного водонасыщения | | | | | | Имеет ся | |
| Взаимосвязь с водопроницаемостью, деформируемостью и прочностью скальных массивов | Влияют на водопроницаемость, деформируемость скальных пород в массиве и на сопротивление сдвигу по трещинам | | | Способность к суффозии нецементирующих породу заполнителей усиливается с повышением водопроницаемости и фильтрационной неоднородности массива и самого заполнителя и определяется местными градиентами фильтрации и режимом фильтрационного потока, особенно в местах, где трещины и карст заполнены рыхлым материалом лишь частично. Существенно повышают деформируемость скальных массивов и сильно снижают сопротивление сдвигу по трещинам | | | | | | Имеет ся | |

Приложение 5

ПРИМЕРЫ ГЕОСТРУКТУРНЫХ СХЕМ (МОДЕЛЕЙ) СКАЛЬНЫХ МАССИВОВ

Разнообразие генетических типов пород, их литолого-петрологических разновидностей, индивидуальность структуры массива и т.д. в сочетании с типами и размерами проектируемых сооружений, а также с различиями в степени изученности скальных оснований - все это создает предпосылки разного подхода к анализу, пестроту возможностей обобщения, особенности и индивидуальный характер конечного результата - ГСМ. Приводимые ниже примеры относятся к основным генетическим группам скальных пород (магматическим, метаморфическим, осадочным) и характеризуют уровень разведанности массива на стадии проекта.

Геоструктурная модель массива гранито-гнейсов

Район проектируемого Константиновского гидроузла на р. Южный Буг расположен в южной части Украинского кристаллического щита, в области развития комплекса метаморфических и магматических пород, разнообразных по составу, структурно-текстурным особенностям, форме и размерам блоков. На участке створа плотины породы залегают моноклинально с простираанием СЗ 315 - 345° и падением на СВ под углом 60 - 80° и представлены следующими петрологическими группами пород.



Плагиоклазовые граниты и диориты, а также их переходные разновидности: гранодиориты, кварцевые диориты. Породы этой группы имеют постепенные переходы и совместное пространственное развитие. Они слагают в основном русловую часть долины и ее левый берег. Общими признаками этих пород являются массивная или слабогнейсовидная текстура, равномерная зернистость при средней и мелкой зернистости породообразующих минералов, цвет пород от серого (плагиоклазовые граниты) до темно-серого и черного в зависимости от содержания гиперстена и пироксена (диориты, чарнокиты). Породы рассматриваемой группы образуют небольшие линзовидные тела, окаймленные контактово-измененными породами и мигматитами или заключенные в поле развития мигматитов, образование которых связано с инъекцией магмы розовых плагиоклаз-микроклиновых гранитов. Все это свидетельствует о том, что бывшие когда-то тела пород гранит-диоритового состава были подвержены воздействию более поздних магматических процессов с расчленением на более мелкие бескорневые тела, ориентированные согласно с элементами залегания пород участка в целом.

Граниты среднезернистые плагиоклаз-микроклиновые. Они слагают значительную часть русла выше створа, образуя вытянутые зоны иногда линзовидной формы в плане, имеющие глубоко уходящие корни. Породы представляют собой более мелкозернистую (краевую) фацию интрузии крупнозернистых порфировидных розовых микроклиновых гранитов, расположенной в непосредственной близости от участка створа. Граниты имеют розовый, реже желтоватый цвет, средний размер зернистости, массивную или слабогнейсовую текстуру. В рассматриваемом районе они являются наиболее молодыми, интрузирующими все остальные породы. Они активно инъецируют породы, образуя поля мигматитов, содержат в себе их ксенолиты, образуют на контактах породы типа красных фаций с проявлением процессов ассимиляции, гибридации, огнейсованности и т.п.

Гнейсо-граниты полосчатые среднезернистые. Слагают крутосклонную часть правого борта долины в створе плотины. Они того же состава и цвета, что и микроклин-плагиоклазовые граниты, но имеют полосчатую текстуру, обусловленную неравномерным, послойным распределением биотита. Пространственно гнейсо-граниты расположены между мигматитами и розовыми плагиоклаз-микроклиновыми гранитами, являясь, по-видимому, разновидностью краевой фации этих гранитов.

Таблица 5-1

**Петрологическое и блочное строение скального массива в зоне размыва
Константиновской ГЭС**

| Индекс на рис. 5-1, I | Порода | Размер и форма блоков | Индекс на рис. 5-1, II | Отношение сторон $L : l : h$ | Фракционный состав, %, по диапазонам изменения объема блоков V , дм^3 | | | | | | | |
|-----------------------|-------------------------------------------------|----------------------------------------|------------------------|------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|----------|-----------|------------|-------------|-------------|-------------|------------|
| | | | | | менее 25 | 25 - 250 | 250 - 500 | 500 - 1000 | 1000 - 2000 | 2000 - 4000 | 4000 - 8000 | более 8000 |
| 1 | Массивные среднезернистые граниты | Крупная блочность изометрической формы | 1 | 1,3 : 1,0 : 1,0 | 1 | 3 | 6 | 10 | 17 | 28 | 28 | 7 |
| 2 | Массивные среднезернистые диориты | | | | | | | | | | | |
| 3 | Полосчатые гнейсовидные граниты толстоплитчатые | Крупная блочность плитчатой формы | 2 | 2,4 : 1,0 : 3,0 | 4 | 2 | 10 | 16 | 15 | 24 | 29 | - |
| 4 | Мигматиты тонкоплитчатые | Мелкая блочность плитчатой формы | 3 | 1,3 : 1,0 : 1,6 | 50 | 50 | - | - | - | - | - | - |



| Индекс на рис. 5-1, I | Порода | Размер и форма блоков | Индекс на рис. 5-1, II | Отношение сторон $L : l : h$ | Фракционный состав, %, по диапазонам изменения объема блоков V , дм^3 | | | | | | | |
|-----------------------|--------------------------------|----------------------------------------|------------------------|------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|----------|-----------|------------|-------------|-------------|-------------|------------|
| | | | | | менее 25 | 25 - 250 | 250 - 500 | 500 - 1000 | 1000 - 2000 | 2000 - 4000 | 4000 - 8000 | более 8000 |
| 5 | Зоны поверхностной разгрузки | Очень мелкая блочность различной формы | 4 | - | 100 | - | - | - | - | - | - | - |
| 6 | Зоны повышенной трещиноватости | | | | - | - | - | - | - | - | - | - |

Мигматиты, возникающие вследствие инъекции магмы розовых плагиоклаз-микроклиновых гранитов в породы гранит-диоритового и чарнокитового состава, в результате чего образовались сложные по строению и составу породы типа агматитов, артерититов, небулитов и т.п. Они имеют грубополосчатый облик, обусловленный чередованием плоскопараллельных или сильно вытянутых линзовидных выклинивающихся тел пород, различных по составу, структурно-текстурным признакам и цвету, в основном розовых и серых тонов. Преобладают тела мощностью 0,5 - 1,5 м и разнообразными размерами по падению и простираанию. Породы в значительной степени разгнейсованы, слагают в массиве вытянутые зоны и находятся на границе розовых гранитов с серыми гранодиоритами и чарнокитами. Впространственном отношении они слагают в районе створа значительную часть левого борта и большую часть днища долины.

Во всех типах пород рассматриваемого скального массива развиты 3 ортогональные системы блокообразующих трещин, одна из которых (L) ориентирована согласно с гнейсовидностью, вторая (l) - субгоризонтально, а третья (h) - субперпендикулярно первым двум (табл. 5-1). Основную массу трещин скального основания составляют мелкие (фоновые) блокообразующие трещины. Они имеют длину 0,5 - 0,6 м, располагаются кулисообразно с амплитудой кулис от 0,1 до 0,5 м. Стенки трещин в целом ровные или слегка бугристые; раскрытие фоновых трещин за пределами подзоны Б не превышает 1 мм; их густота неодинакова и зависит от текстурных особенностей пород.

В связи с этим описанные выше 6 петрологических разновидностей пород подразделяются на четыре группы бледности (рис. 5-1). Помимо фоновой трещиноватости в массиве имеются редкие зоны тектонической трещиноватости мощностью 0,5 - 2,0 м и протяженностью в несколько десятков метров. Ориентировка этих зон совпадает с ориентировкой систем трещин, они не сопровождаются заметными смещениями. Более поздней разновидностью трещиноватости в массиве является зона приповерхностной разгрузки и выветривания. Для обоих этих генетических типов зон ослабления пород в массиве характерна примерно одинаково густая сеть трещин с расстоянием между ними до 10 см.

Таким образом, в строении гранитоидного массива участвуют 6 петрологических разновидностей. Сочетание состава с типами блочности образует в массиве структурно-петрологические элементы (см. табл. 5-1, рис. 5-1): элементы 1-3 могут рассматриваться как СПБ, 4 - как СПЗ-1, 6 - как СПЗ-2. Элементы 5 характеризуют состояние СПБ и СПЗ, т.е. степень трещиноватости и выветрелости их частей - инженерно-геологических блоков и зон.



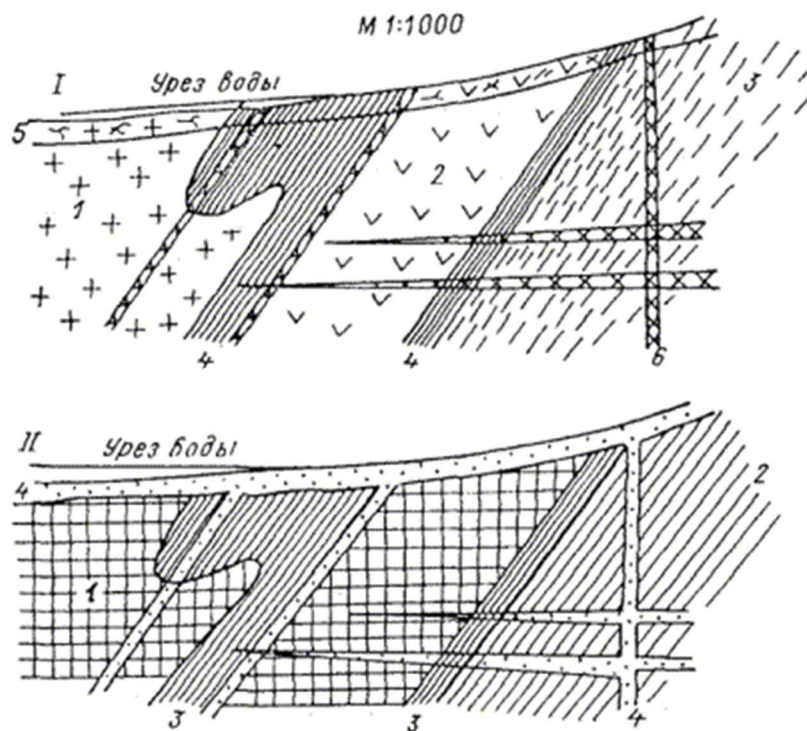


Рис. 5-1. Разрез скального массива в зоне размыва русла р. Ю. Буг (Константиновский гидроузел)

I - петрологическое строение: 1 - массивные среднезернистые граниты; 2 - то же диориты; 3 - полосчатые гнейсовидные граниты (толстоплитчатые); 4 - мигматиты тонкоплитчатые; 5 - зона поверхностной разгрузки и выветривания; 6 - зона повышенной трещиноватости; *II* - блочное строение: 1 - крупная блочность изометрической формы; 2 - то же плитчатой формы; 3 - мелкая блочность плитчатой формы; 4 - очень мелкая блочность различной формы.

Геоструктурная модель массива известняков

Скальный массив в основании плотины на р. Кассеб (Тунис) представляет собой часть западного крыла крупной антиклинали, сложенной известняками эоцена (Pg_2). Эта антиклиналь разорвана по простиранию взбросом, и ее западное крыло надвинуто на восточное. Амплитуда смещения по взбросу около 1000 м. Известняки эоцена надвинуты на более молодые породы олигоцена (Pg_3) и миоцена, представленные глауконитовыми песчаниками, мергелями и сланцами, которые смяты в сложные изоклиальные запрокинутые складки (рис. 5-2 и рис. к Прил. 2). Известняки эоцена на участке плотины имеют субмеридианальное простирание с падением на запад в сторону верхнего бьефа под углом 50 - 70°. Толща известняков мощностью около 250 м имеет явно выраженное ритмичное строение двухкомпонентного флишоида (массивные скрытослоистые и слоистые битуминозные известняки). Флишоидная толща известняков расчленена на 8 пачек (см. рис. 3-1, 3-2), различающихся процентным содержанием тонкослоистых и листоватых известняков (3 - 27 %).



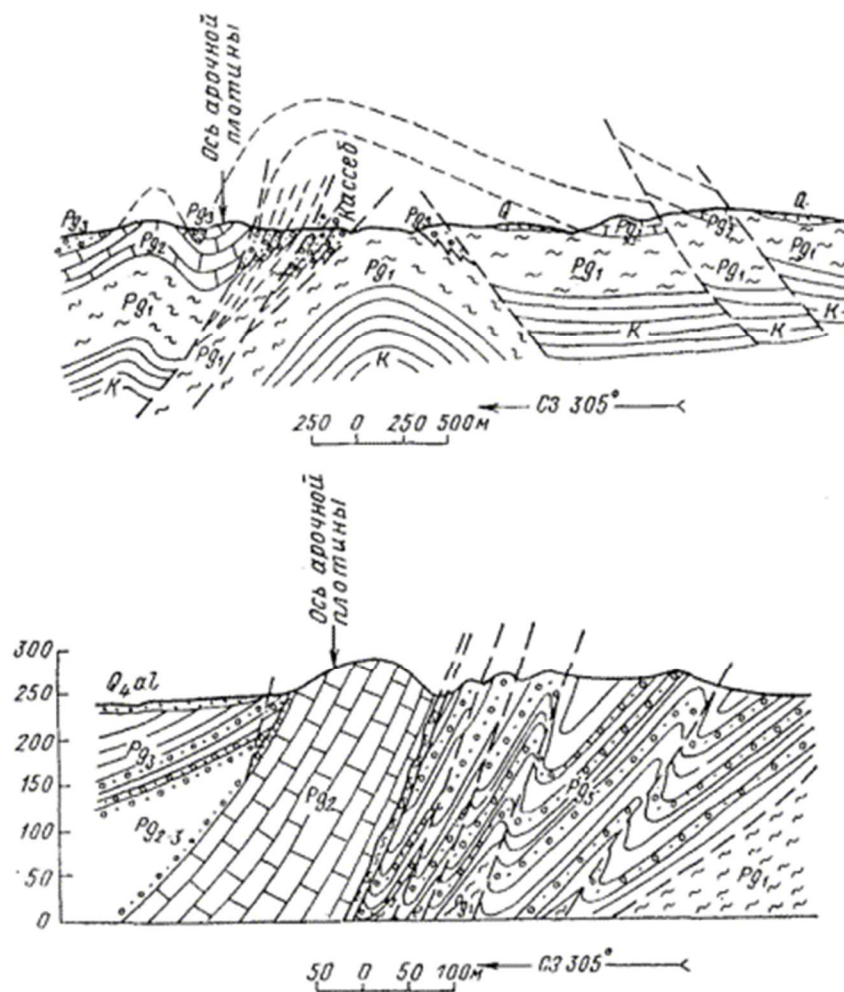


Рис. 5-2. Схематический геологический разрез вдоль долины Уэд-Кассеб

Q - четвертичные отложения; Pg_1 - черные глинистые сланцы; Pg_2 - известняки; Pg_3 - глауконитовые породы; K - мергели и известняки; жирным пунктиром обозначены тектонические разрывные смещения.

В составе восьми пачек выделены 4 литологических типа известняков: 1) толсто- и среднеплитчатые слабобитуминозные мощностью $H = 0,2 \div 1,0$ м; 2) тонкослоистые слабобитуминозные, $H < 0,2$ м; 3) тонкослоистые битуминозные, $H = 0,1 \div 0,2$ м; 4) листоватые сильнобитуминозные, $H < 0,1$ м. Эти разновидности в различных сочетаниях, пульсируя по мощности, слагают выделенные пачки флишоидной толщи. В пачках *V* и *III* прослежены два четко выраженных маркирующих горизонта, представленных выдержанными слоями небольшой мощности (в несколько сантиметров) известняка с галькой, гравием и фауной. Наличие этих горизонтов обосновало расчленение и корреляцию частных разрезов на участке гидроузла.

На участке арочной плотины в результате нескольких фаз тектонических напряжений массив известняков сильно деформирован и расчленен разрывными смещениями разных порядков. По трем главным для изучаемого участка тектоническим разломам типа сдвигов *I-3* массив известняков на стадии ТЭО был расчленен на 4 СТБ, условно названных *A**, *B**, *B**, *Г** (рис. 5-3). По этим сдвигам ЗСЗ простирания с падением на СВ под углами $45 - 90^\circ$ происходили неоднократные подвижки, в результате которых амплитуды относительных смещений основных блоков измеряются в плане сравнительно небольшими значениями (до 10 - 12 м). Каждый из СТБ расчленен частными разрывными нарушениями типа сбросо-сдвигов *4-14* (азимут простирания АП = $320 \div 340^\circ$, угол падения УП = $80 \div 90^\circ$) и мелких сбросов *15-24* (АП = $280 \div 300^\circ$, субвертикальные). Амплитуды смещений этих разрывов не превышают долей метра. Сбросы приурочены в основном к правому берегу, их



протяженность более 100 м. Местами они кулисообразные, иногда сопрягаются друг с другом в плане и разрезе, рассекая пакеты пластов примерно вкрест простирания. Заполнителем разрывных нарушений является жильный кальцит в ассоциации с корочками битума. В зонах сбрасывателей основных сдвигов 1-3 присутствует брекчия известняков, сцементированная кальцитом. Мощность брекчии трения составляет 0,15 - 2,0 м. В зонах оперения основных нарушений 1-3 усиливается разлинзование, прослеживающееся в ряде межпластовых срывов и смещений. В меньшей степени разлинзование присутствует в прочих разрывных нарушениях, в зонах оперения которых развиты вторичные кальцитовые жилки мощностью до нескольких сантиметров, заполняющие трещины отрыва и скалывания.

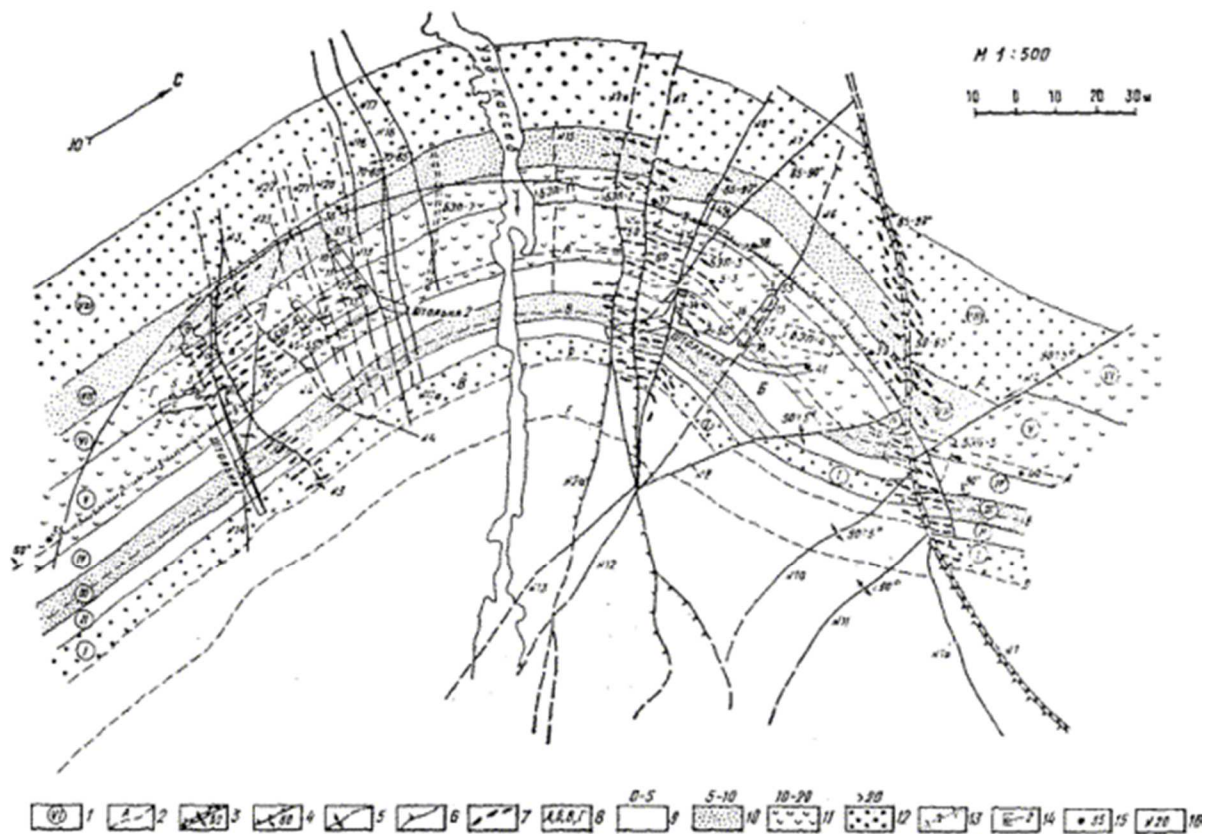


Рис. 5-3. Схематическая геологическая карта участка арочной плотины Кассеб (Тунис)

1 - пакки эоценовых известняков; 2 - маркирующие горизонты; 3 - взбросо-сдвиги - смещения в плане до 10 - 12 м, мощность брекчии трения до 2 м; 4 - взбросо-сдвиги смещения в плане порядка 1 - 3 м, мощность брекчии трения менее 1 м; 5 - нормальные мелкие сбросы с амплитудами смещений менее 1 м; 6 - сдвиги и сбросо-сдвиги с малыми смещениями в плане порядка 1 - 5 м; 7 - будинаж по межслоевым срывам в зонах ореолов взбросов; 8 - структурно-тектонические блоки; содержание в пачках известняков листоватых слоистых разновидностей, % от мощности: 9 - менее 5; 10 - 5 ÷ 10; 11 - 10 ÷ 20; 12 - более 20; БЭП-1 - большая эталонная площадка; 13 - линия и отрезки измерения модуля трещиноватости; 14 - опытные площадки; 15 - скважина и ее номер; 16 - номер тектонического нарушения.



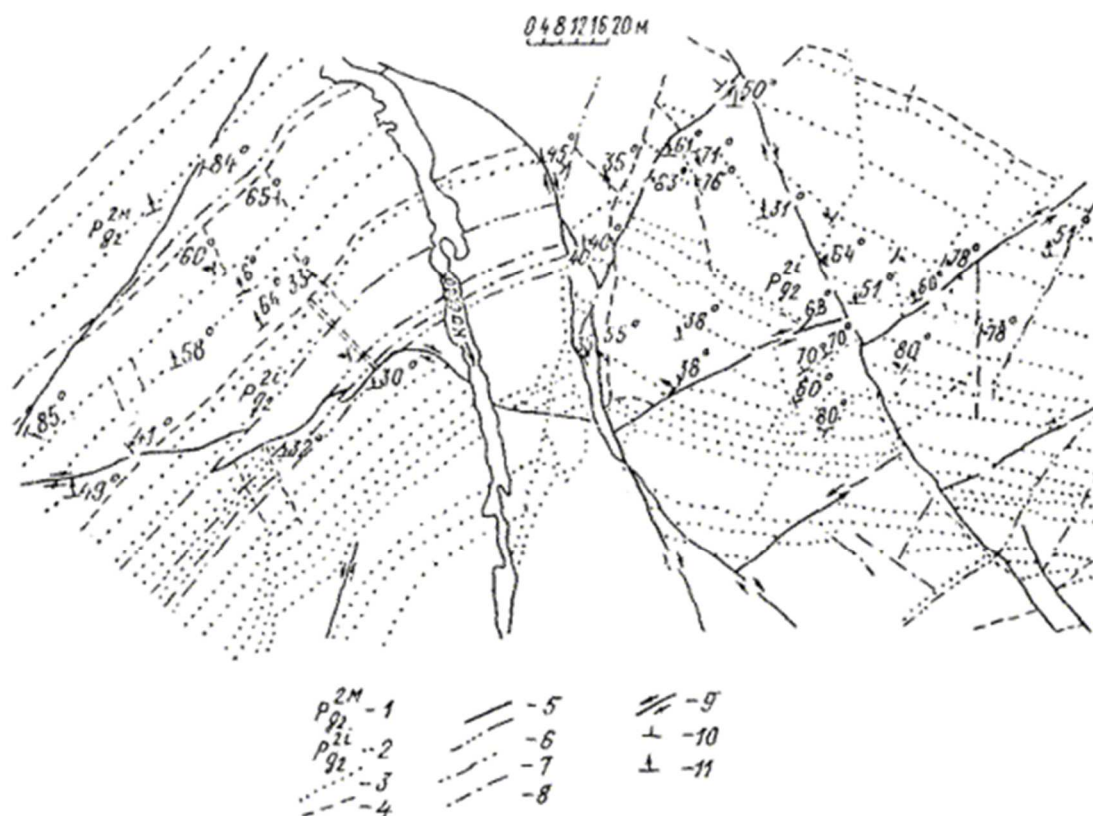


Рис. 5-4. Структурная схема участка основания арочной плотины Кассеб

1 - известняки, переслаивающиеся с мергелями; 2 - темно-серые толстослоистые и серые массивные известняки; 3 - прослои известняков с гравием, галькой, обломками макрофауны; 4 - границы литологических пачек; 5 - диагональные тектонические нарушения; 6 - межпластовые тектонические нарушения; 7 - поперечные тектонические нарушения; 8 - тектонические трещины; 9 - направление смещения по тектоническим нарушениям; 10 - элементы залегания тектонических нарушений; 11 - элементы залегания слоистости.



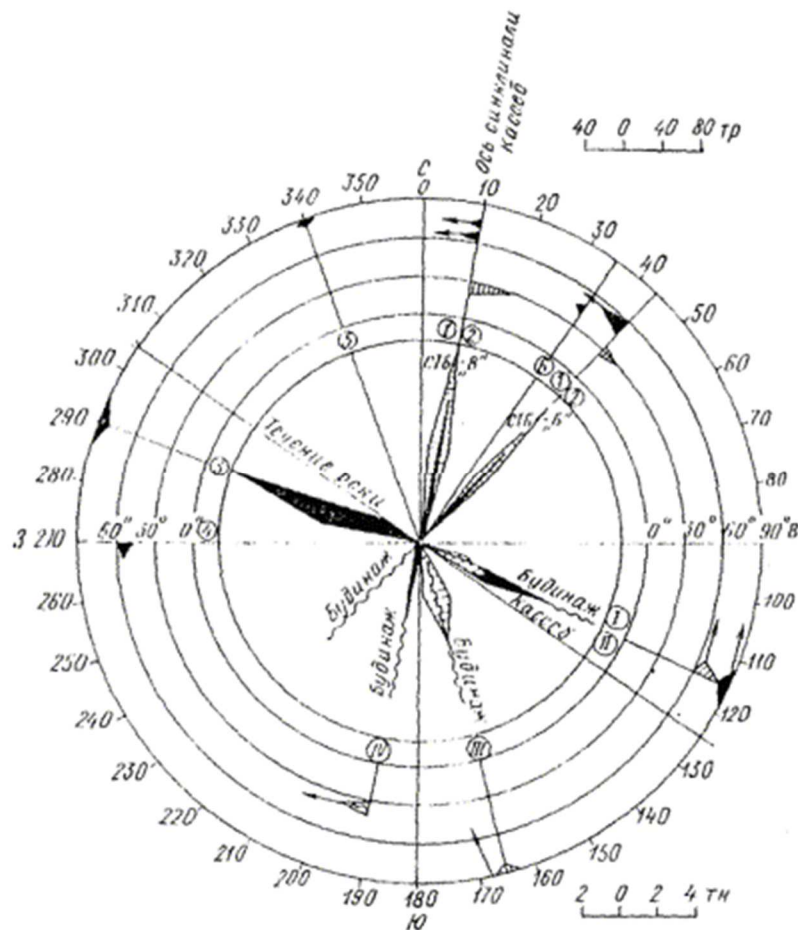


Рис. 5-5. Диаграмма тектонических нарушений (тн) и трещин (тр) на участке арочной плотины Кассеб.

На рис. 5-4 показана структурная схема участка арочной плотины на р. Кассеб, уточненная А.А. Варгой на стадии техпроекта [9]. Помимо тектонических нарушений, в известняках участка развиты 6 систем трещин, ориентировка которых совпадает с ориентацией тектонических нарушений (рис. 5-5).

Первая система трещин проскальзывания по напластованию имеет в блоке В* АП = $5 \div 10^\circ$, падение на запад, УП = $60 \div 75^\circ$; в блоке Б* АП = $40 \div 50^\circ$, УП = $45 \div 60^\circ$. На плоскостях трещин развиты штрихи скольжения, совпадающие по направлению с азимутом падения пластов. Разлинование развито в основном в глинистых и битуминозных известняках.

Вторая система трещин отрыва северо-восточного простирания, совпадающего с простиранием трещин проскальзывания, падает на восток, УП = $28 \div 30^\circ$.

Третья система трещин отрыва имеет АП = $280 \div 300^\circ$, субвертикальная. Трещины отрыва ограничены мощностью пластов, каждый из которых они обычно пересекают полностью.

Четвертая и шестая системы блокообразующих трещин скалывания; у четвертой системы широтное простирание, УП = $45 \div 60^\circ$; у шестой системы АП = $30 \div 40^\circ$, падение на запад, УП = $40 \div 50^\circ$.



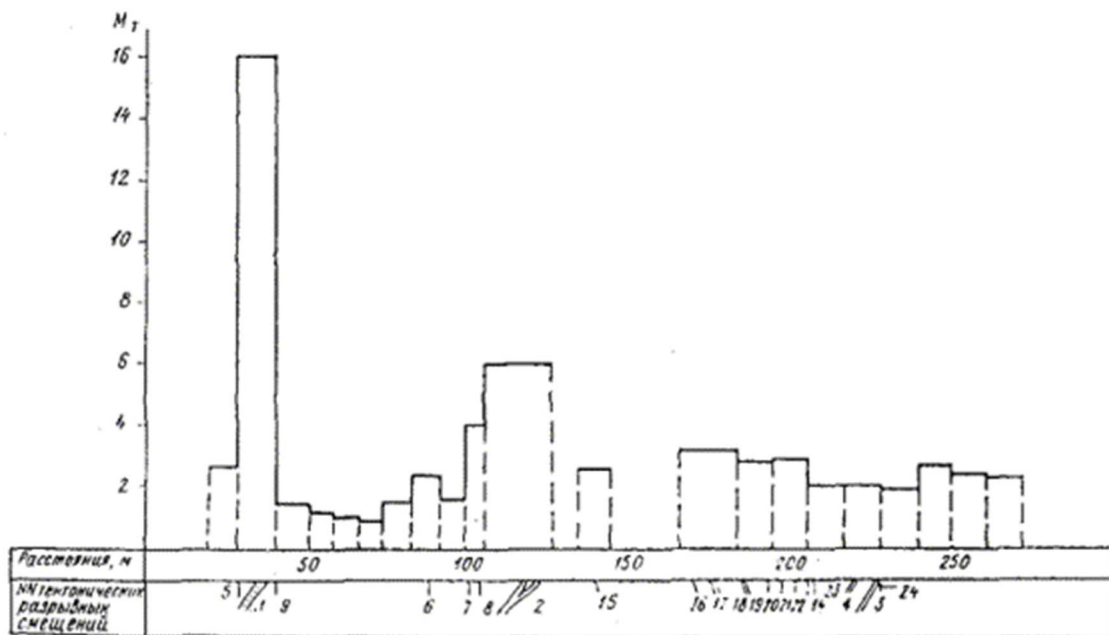


Рис. 5-6. Связь модуля трещиноватости M_T трещин отрыва в жестких пластах известняков с тектоническими разрывными смещениями на участке плотины Кассеб

Кинематические типы тектонических разрывных смещений: 1 - 4 - взбросо-сдвиги; 5 - 14 - сбросо-сдвиги; 15 - 24 - мелкие нормальные сбросы.

Пятая система трещин приразрывного кливажа, связанного со сбросо-сдвигами, имеет АП = $320 \div 330^\circ$ и субвертикальное падение. Эти трещины длинные и секут пакеты пластов.

Значения модуля трещиноватости M_T варьируются в широком диапазоне. Для трещин проскальзывания средний $M_T = 2 \div 3$, достигая в тонкослоистых известняках значения $M_T = 10$. Для трещин отрыва M_T меняется в широких пределах (рис. 5-6) в зависимости от близости к зонам тектонических нарушений.

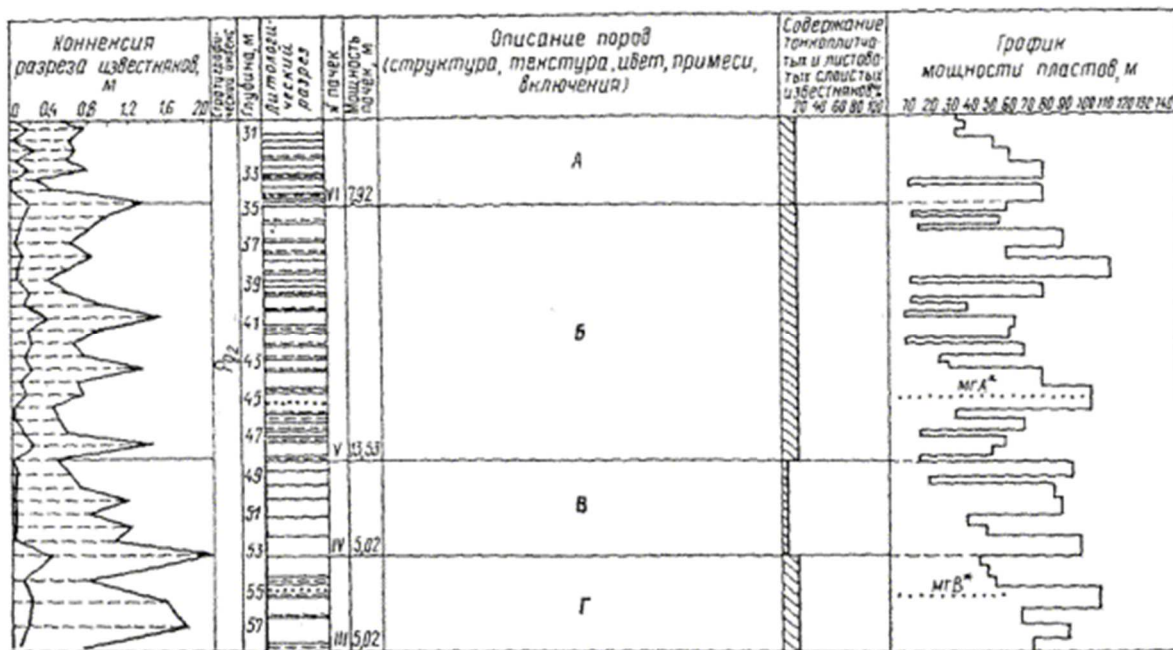


Рис. 5-7. Фрагмент сводного литолого-стратиграфического разреза известняков эоцена (Pz_2) участка арочной плотины Кассеб (М 1 : 1000)



А - переслаивание мелко- и среднезернистых толстослоистых известняков (содержание 85 %) с листоватыми известняками (15 %); Б - переслаивание мелкозернистых преимущественно толсто- и среднеслоистых битуминозных известняков (83 %) мощностью 0,3 - 1,0 м (в среднем 0,55 м) с тонкослоистыми битуминозными известняками мощностью 0,02 - 0,25 м; В - слои мелкозернистых массивно- и толстослоистых слабобитуминозных известняков (97 %) мощностью 0,5 - 1,0 м с прослоями листоватых битуминозных известняков (3 %); Г - переслаивание мелкозернистых массивных слабобитуминозных известняков (86 %) мощностью до 13 м (в среднем 1,0 м) с тонкослоистыми битуминозными известняками (14 %) мощностью 0,1 - 0,13 м.

На рис. 5-7 приведен фрагмент сводного литолого-стратиграфического разреза известняков, расчлененного на структурно-петрологические элементы - пачки СПЗ-1 и СПБ. На колонке с выделенными пачками по процентному содержанию в них слабых тонкослоистых известняков отмечены маркирующие элементы. Результаты лабораторных и полевых исследований физико-механических свойств пород приведены применительно к выделенным пачкам и по возможности привязаны к конкретным пластам (на эпюре мощности). Выделенные две основные разновидности известняков (массивно-толстослоистые и тонкослоистые) различаются по значениям $R_{сж}$, E_c , E_0 и др., причем первая имеет большие значения этих характеристик.

Приведенный на рис. 5-7 фрагмент литолого-стратиграфического разреза известняков характеризует именно те сингенетические структурно-петрологические элементы массива (пачки III - VI), которые служат основанием плотины.

Геоструктурная модель массива песчаников и аргиллитов

Ровинский створ Стрыйского гидроузла находится в Карпатской складчатой области, в пределах северной краевой, так называемой скибовой зоны, характеризующейся широким развитием скиб - крупных чешуй, надвинутых последовательно одна на другую с юго-запада на северо-восток. Нередко соседние чешуи-скибы нацело перекрывают друг друга. Район Ровинского створа расположен в пределах Сколевской скибы, ограниченной двумя крупными надвигами второго порядка. Сколевская скиба характеризуется интенсивной складчатостью слагающих ее толщ и наличием тектонических нарушений двух кинематических типов: 1) продольные взбросы, ориентированные параллельно скибообразующим надвигам, с амплитудой смещения в плане от единиц до сотен метров; 2) поперечные сбросо-сдвиги, по масштабам проявления относящиеся к нарушениям четвертого и пятого порядков, с амплитудами смещения в плане и в вертикальном разрезе от единиц до десятков метров.

Взбросы приурочены к области перегиба между лежащими (северо-восточными) и висячими (юго-западными) крыльями синклинальных запрокинутых складок, в результате чего крылья складок срезаны. Сбросо-сдвиги являются, по-видимому, результатом неравномерного движения отдельных частей скибы или ее чешуи по надвигам и взбросам, вследствие чего они раскалывались на отдельные структурно-тектонические блоки. Все разломы рассматриваемого типа в районе Ровинского створа представляют собой правые сдвиги; при этом каждый северозападный блок, образованный ими, является относительно опущенным. Складчатая структура Сколевской скибы в районе створа представлена крупной антиклиналью типа небольшого антиклинория, крылья которого осложнены антиклинальными и синклинальными складками более мелких порядков.

Участок Ровинского створа расположен в пределах тектонической чешуи, ограниченной внутрискибовыми взбросами I и III, и удален от них соответственно на 870 и 500 м. На рассматриваемом участке развиты флишевые отложения среднестрыйской подбиты верхнего мела, представленные песчано-аргиллитовыми породами, имеющими моноклинальное залегание с АП 310° , падением на ЮВ и УП $< 45 \div 55^\circ$. Песчано-аргиллитовая толща вскрыта расчисткой на левобережье, где прослеживаются 5 пачек флиша, характеризующегося разной мощностью слоев песчаников и аргиллитов, а также их соотношением в разрезе.



Первая пачка - чередование пакетов флиша с преобладанием толстослоистых песчаников мощностью $H = 4 \div 25$ см и маломощных слоев аргиллитов; содержание аргиллитов в пачке составляет 30 - 40 %.

Вторая пачка - с преобладанием тонкослоистых аргиллитов и маломощными прослоями глауконитово-кварцевых песчаников $H = 1 \div 10$ см; содержание аргиллитов до 80 %, мощность пачки 30 м.

Третья пачка - с преобладанием толстослоистых песчаников, средняя $H = 10 \div 25$ см; содержание маломощных слоев аргиллитов до 10 %, мощность пачки 30 м.

Четвертая пачка - с преобладанием аргиллитов, переслаивающихся с маломощными (2 - 5 см) прослоями глауконитово-кварцевых песчаников. Верхняя часть пачки характеризуется большим содержанием (до 50 %) и большой мощностью прослоев песчаников, мощность пачки 38 м.

Пятая пачка - с преобладанием толстостенных глауконитово-кварцевых кальцитизированных песчаников; содержание аргиллита до 10 %; подразделяется на три подпачки: нижнюю мощностью около 10 м, среднюю - 45 м, верхнюю - 30 м.

По минеральному составу песчаники кварцевые, глауконитово-кварцевые в разной степени кальцитизированные с примесью полевых шпатов, слюд и углистого вещества. Структура песчаников разномасштабная с преобладанием мелкозернистой разности. Текстура массивная, реже тонкослоистая. Небольшим развитием в разрезе пользуются гравелиты (маркирующие горизонты) мощностью от единицы до десятков сантиметров.

Аргиллиты содержат примесь песчано-алевритового материала, представленного кварцем, полевыми шпатами, глауконитом, слюдами, углистыми остатками и гидроокислами железа. Полосчатая текстура аргиллитов обусловлена послойным распределением песчано-алевритового и углистого материала, а также полосчато-пятнистым окрашиванием гидроокислами железа. Глауконитово-кварцевые песчаники, преимущественно толстослоистые, подразделяются на 7 разновидностей:

1) с кальцитовым цементом базального типа, $R_{сж} = 160$ МПа; 2) с кварцево-кальцитовым цементом, $R_{сж} = 157$ МПа; 3) с глинисто-кварцево-кальцитовым цементом, $R_{сж} = 157$ МПа; 4) с глинисто-кальцитовым цементом, $R_{сж} = 130$ МПа; 5) с глинисто-кварцевым цементом, $R_{сж} = 106$ МПа; 6) с глинистым цементом, $R_{сж} = 104$ МПа; 7) с глинисто-глауконитовым цементом, $R_{сж} = 102$ МПа. Окварцевание и кальцитизация способствуют упрочнению пород.



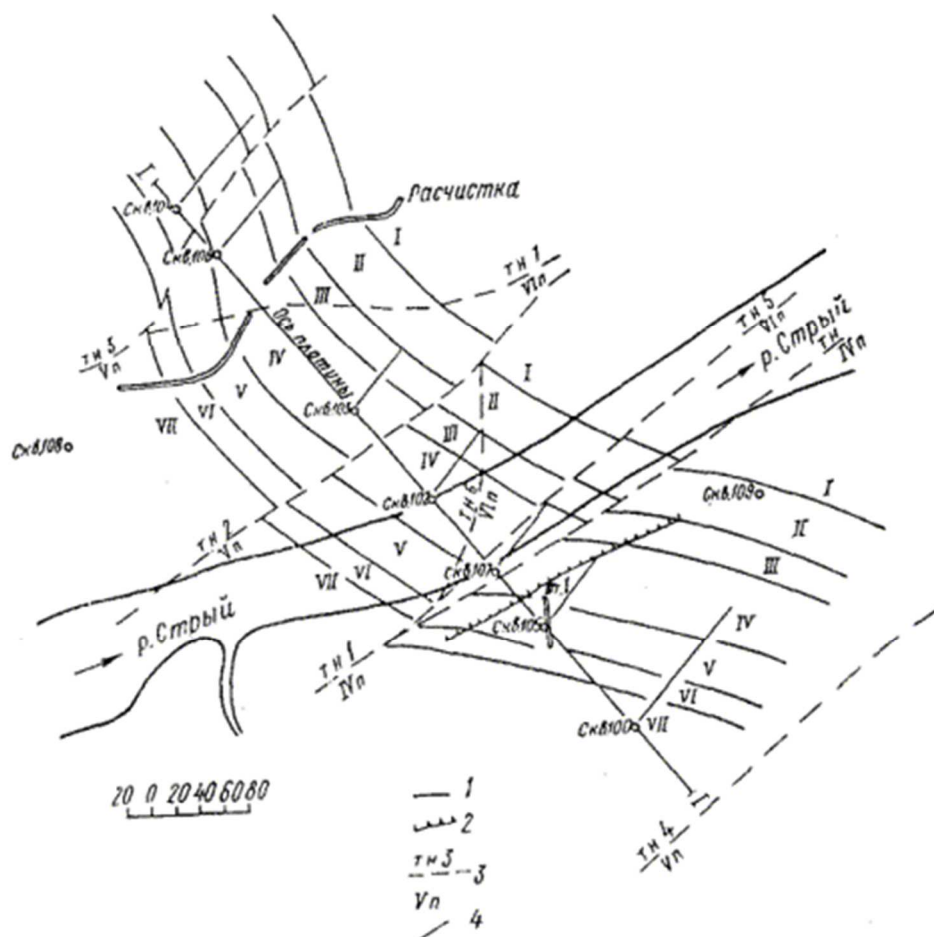


Рис. 5-8. Структурно-литологическая карта участка створа «Ровин»

I - чередование пакетов флиша с преобладанием крупно- и средне-слоистых песчаников; *II* - флиш с резким преобладанием аргиллитов; *III* - флиш с преобладанием крупнослоистых песчаников; *IV* - флиш с преобладанием аргиллитов; *V* - флиш с резким преобладанием грубослоистых песчаников и прослоями кварцевых гравелитов; *VI* - флиш с равным соотношением грубослоистых песчаников и аргиллитов; *VII* - флиш с резким преобладанием грубослоистых песчаников; 1 - границы пачек; 2 - обрывистый склон; 3 - тектонические нарушения, их номер и порядок; 4 - проекция скважины на горизонтальную плоскость.

На участке Ровинского створа геофизическими исследованиями установлено 9 тектонических нарушений двух направлений: СВ и СЗ (рис. 5-8). Первые сбросо-сдвиги (1, 2) являются секущими к простиранию пород и субпараллельными руслу реки. В нижнем бьефе они смыкаются, образуя блок 2 клиновидной формы, литологический разрез которого отличается от разреза левобережного блока 9. Амплитуда смещения в плане вдоль тектонического нарушения 2 составляет 100 - 110 м. К разрывам этого типа относятся нарушения 3, 4, 6, 9 на левом берегу, имеющие амплитуды смещения в плане 10 - 12 м.

Разрывные нарушения северо-западного направления 5, 7, 8 ориентированы под углом к простиранию пород и являются взбросами (возможное оперение скибообразующих надвигов). В инженерно-геологическом отношении наибольшую опасность представляют тектонические нарушения 1-4, ориентированные поперек створа, как возможные пути сосредоточенной фильтрации и потенциально сдвигоопасные.

На геоструктурном разрезе (рис. 5-9) показаны границы пачек *I* - *VII*, подзон экзогенного изменения пород и ряд тектонических нарушений типа сбросо-сдвигов с небольшими амплитудами по вертикали (от 1 до 20 м).



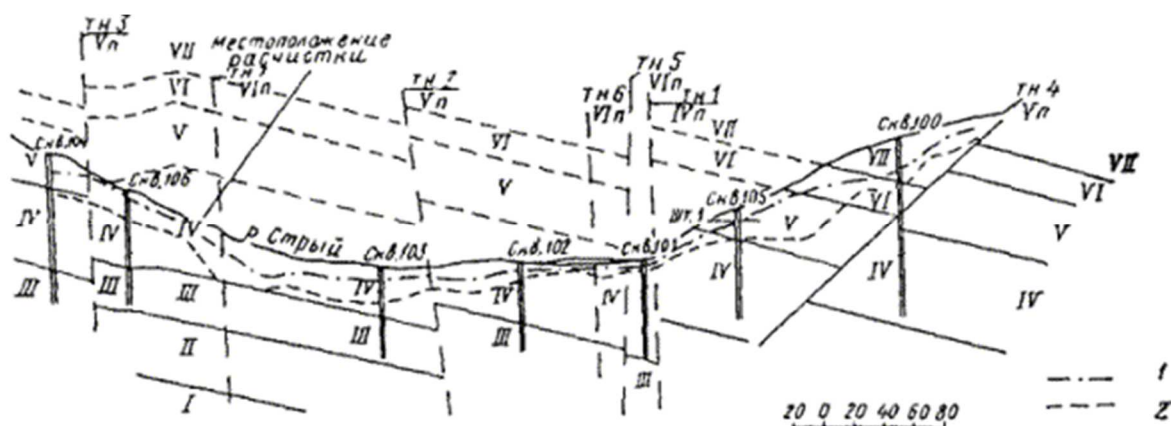


Рис. 5-9. Геоструктурный разрез I-I с реконструкцией (тонкая пунктирная линия) размытой его части

1 - граница подзоны выветривания Б - В; 2 - то же В - Г. См. также условные обозначения рис. 5-8.

На участке Ровинского створа прослеживаются 3 системы трещин: первая - АП 310°, падение на ЮВ, УП = 40 ÷ 45°; вторая - АП 260°, падение на СЗ, УП = 50°; третья - АП 10°, падение на СЗ, УП = 80 ÷ 90° (см. рис. 3-7).

Трещины первой системы - трещины напластования с большой протяженностью и слабошероховатыми поверхностями, сомкнутые или раскрытием в доли миллиметра. На контакте с аргиллитами на их поверхности развиты гиероглифы.

Трещины второй системы не выдержаны по простиранию, располагаются кулисообразно; как по падению, так и по простиранию прослеживаются на расстоянии от нескольких дециметров до нескольких метров. Имеют слабоволнистую поверхность, раскрытие до 3 см. Эти трещины наиболее неблагоприятны, так как способствуют фильтрации в нижний бьеф и являются наиболее сдвигоопасными.

Трещины третьей системы имеют протяженность до 10 м (в пределах мощности отдельных пластов). Поверхность трещин слабоволнистая, раскрытие до 1 мм, реже до 1 см. Заполнитель трещин - пластичная глина.

Эти три системы трещин расчленяют песчаники и аргиллиты на ЭПБ параллелепipedальной формы со скошенными углами, соотношение сторон блоков 1:2:3. Результаты изучения разреза толщи с инженерно-геологической характеристикой генетических элементов приведены на рис. 4-2 и в табл. 4-1, где даны: фрагменты сводного литолого-стратиграфического разреза, трещиноватость и блочность, характеристики физико-механических свойств применительно к ИГЭ, прогнозные значения показателей прочности, деформационных и фильтрационных характеристик. Границы подзон выветривания и разгрузки установлены по данным геофизических работ.

Таблица 5-2

Блочность и трещиноватость пород участка Ровинского створа

| № литотипа | Пачка | Порода | K _{тп} , % | Объем ЭПБ, дм ³ | |
|------------|-----------|----------|---------------------|----------------------------|---------------|
| | | | | Диапазон | Преобладающий |
| 1 | Первая | Песчаник | 1,14 | 0,3 - 9,4 | 6,0 |
| | Третья | То же | | 6,0 - 94 | 20 |
| 2 | Вторая | Аргиллит | 0,66 | 0,1 - 6,0 | 0,5 |
| | Четвертая | То же | | 0,01 - 3,0 | 0,4 |
| 3 | Пятая | Песчаник | 1,1 | 160 - 6000 | 380 |

В разрезе флишевой толщи Ровинского створа по эпюре мощности пластов выделены 3 литологических типа пачек: 1 (первая и третья пачки), 2 (вторая и четвертая пачки), 3 (пятая



пачка), которые охарактеризованы применительно к подзоне В (относительно слабого проявления процессов выветривания и разгрузки) значениями блочности и $K_{тп}$ (табл. 5-2).

Приложение 6

ПРИМЕРЫ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ГЕОСТРУКТУРНЫХ СХЕМ ДЛЯ ЦЕЛЕЙ ФИЗИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ, РАСЧЕТОВ И НАТУРНЫХ НАБЛЮДЕНИЙ

Как уже говорилось в п. 1.1 основного текста, ГСМ используются как основа при построении геомеханических (деформационных и прочностных), фильтрационных, геофизических и других схем, без которых невозможно решать вопросы экспериментального моделирования и расчетов.

Во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, Гидропроекте им. С.Я. Жука, МИСИ им. В.В. Куйбышева и других организациях накоплен большой опыт использования геоструктурных моделей для целей геомеханического, гидравлического, фильтрационного, геосейсмического и других видов моделирования на масштабных физических моделях и для выполнения аналитических расчетов.

Применение такого подхода к рассмотрению скального основания как дискретной среды зонально-блочного строения позволяет резюмировать следующее:

1. Учет при экспериментальном моделировании и расчетах дискретного строения основания приводит к существенно новым выводам (по сравнению со схемой сплошной квазиоднородной или неоднородной среды), объясняющим особенности поведения реального скального массива в отношении его: размыва за водосбросами, несущей способности, устойчивости, местной прочности, напряженно-деформированного состояния системы плотина-основание, фильтрационной прочности, фильтрационного расхода, оценки сейсмических воздействий и т.д.

2. При расчетах и физическом моделировании геоструктурную модель изучаемого основания часто дополнительно схематизируют, выделенные элементы укрупняют, а контуры генерализуют по сравнению с исходной ГСМ в зависимости от решаемой задачи, возможностей и используемых методов расчета или экспериментального моделирования. Несмотря на эти упрощения, исследование зонально-блочных сред значительно более трудоемко, чем однородных или слоистых с квазиоднородными характеристиками слоев. Поэтому продолжают оставаться актуальными как разработка новых методов расчетов, физического и других видов моделирования, так и вопросы совершенствования методики инженерно-геологического моделирования применительно к решению конкретных инженерных задач в двумерной и пространственной постановке.

Приведенные ниже примеры использования ГСМ носят информационный характер. С деталями методики и полученными результатами этих работ в каждом случае можно ознакомиться по цитируемым литературным источникам.

Геомеханические исследования на моделях

В лаборатории бетонных и железобетонных конструкций ВНИИГа [2] была создана крупномасштабная (1:150) зонально-блочная модель скального основания и арочной плотины Ингури ГЭС (рис. 6-1). Эта модель имитировала распределение и свойства основных структурных элементов основания, выделенных на ГСМ. Воспроизведение на хрупкой модели характеристик основания в виде зональных участков монолитного однородного материала представляет трудно разрешимую задачу. Действительно, изыскание материала, обладающего модулем деформации как изотропного тела и в то же время анизотропией по параметрам сопротивляемости сдвигу, нереально [2]. Поэтому крупномасштабная модель основания была сложена из прямоугольных и треугольных призматических блоков двенадцати типоразмеров (размеры ребра 3 - 10 см), число которых превышало 300 тысяч. Блоки изготавливались из гипсового вяжущего материала с наполнителем в виде молотого диатомита, молотого кирпичного боя с добавлением 10 %



портландцемента марки 400. В качестве замедлителя схватывания применялся малярный клей. Склейка блоков (частичная и полная) в зависимости от параметров сопротивляемости сдвигу выполнялась эпоксидной смолой с красящим наполнителем. Исследования показали, что прочность основания (несмотря на возможность смещения по трещинам и разлому) резко возросла в условиях объемного напряженного состояния, и разрушение основания, начавшись в зоне разлома, произошло при трехкратной перегрузке. На основе этих исследований выданы рекомендации по сокращению объема арматуры.

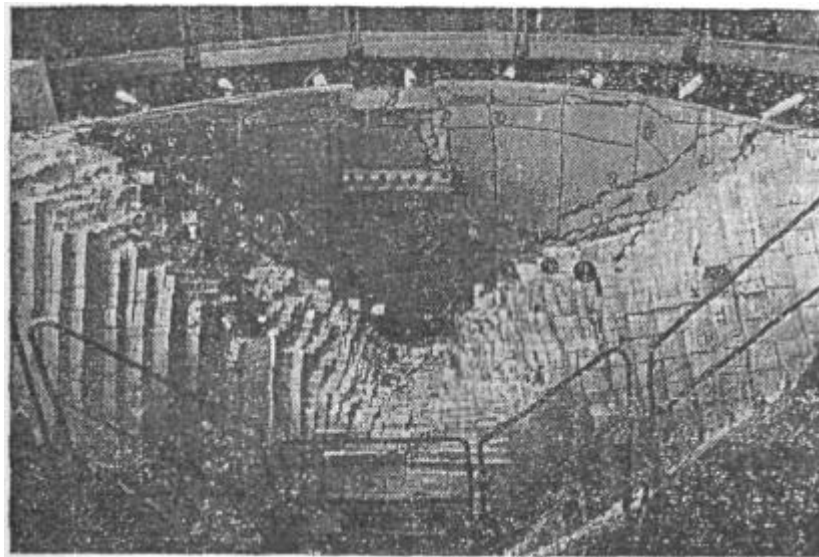


Рис. 6-1. Физическая модель скального основания и арочной плотины Ингури ГЭС (по С.С. Антонову).

В лаборатории скальных оснований ВНИИГа выполнены исследования устойчивости и местной прочности левого берега водохранилища Рогунской ГЭС [26, 41]. Борт долины на этом участке крутизной около 40° и высотой 500 м характеризуется сложным геологическим строением: складчатым залеганием нижнемеловых неравномерно переслаивающихся песчаников, аргиллитов и алевролитов с крутым падением ($65 - 75^\circ$) слоев в глубину массива, интенсивной трещиноватостью пород, наличием в Русловой части долины крупного крутопадающего (под углом $70 - 75^\circ$) Ионахшского разлома, вмещающего пласт каменной соли, развитием вблизи поверхности склона и крупного разлома зон разгрузки выветривания мощностью до 80 м.

Методом геомеханического моделирования на плоской и объемной моделях в масштабе 1:1500 изучалось влияние размыва соляного пласта на устойчивость и прочность склона, а также на устойчивость системы основание-сооружение. В соответствии с ГСМ геомеханические модели состояли из призматических блоков различных типоразмеров. Блоки изготавливались из тяжелого, хрупкого и низкопрочного материала; с целью моделирования сопротивления сдвигу пород по трещинам в процессе укладки блоков швы пересыпались молотой слюдой. Для определения деформации на поверхности и во внутренних точках модель была оборудована измерительной системой, состоящей из 72 датчиков. В результате исследований выявлены условия потери устойчивости склона, получены зависимости опасного деформированного состояния от размеров области размыва пласта соли и рекомендованы инженерные мероприятия по защите этого пласта от размыва.

Модель зонально-блочного строения основания Богучанской ГЭС была изучена коллективом той же лаборатории [40] с целью обоснования расчетных значений характеристик сопротивляемости сдвигу двух типов скальных пород: изверженных (долериты) и осадочных (комплекс аргиллитов, алевролитов и песчаников). Внутренняя структура массива долеритов имеет столбчато-плитчатый характер. Несущая способность



основания из долеритов определяется в основном субгоризонтальными трещинами, имеющими перевязку на половине толщины блоков. Столбчато-плитчатая структура достигалась путем укладки прямоугольных блоков размерами $4 \times 1,5 \times 0,5$ см, изготовленных прессованием порошкообразной смеси, состоящей из окиси цинка (21 %), мелкоизмельченного серноокислого бария (70 %) и вазелинового масла (9 %). Для уменьшения сопротивляемости сдвигу по контакту между блоками была использована слюда. Результаты испытаний свидетельствовали о значительном влиянии на сопротивляемость сдвигу долеритов по субгоризонтальным трещинам перевязки последних.

Слоистая структура осадочного комплекса пород схематизирована в отдельной модели в виде комплекса сквозных трещин напластования и нормальных к напластованию трещин с перевязкой. Использовался тот же модельный материал для двух вариантов модели: с графитовым покрытием межблочных швов и без покрытия. Опыты свидетельствовали о существенной нелинейности связи при определении характеристик вкрест напластования, что диктует необходимость определения расчетных характеристик только в диапазоне напряжений, соответствующих эксплуатационным условиям [40].

Аналогичные исследования выполнены на плоской модели системы плотина - основание Усть-Илимской ГЭС [25]. В модели основания схематично отражена структура пород, характеризующая наличием систем вертикальных и горизонтальных трещин, т.е. придана соответствующая массиву анизотропия прочностных и деформационных характеристик, а также нелинейный характер деформируемости. Выполненные исследования подтвердили возможность разуплотнения основания высоких плотин с обжатым профилем и, как следствие этого, возможность нарушения противофильтрационных устройств при традиционных конструкциях подземного контура [25].

Гидравлическое моделирование

За водосбросами многих крупных гидротехнических сооружений происходят значительные разрушения скального русла, достигающие часто столь крупных размеров, что нарушается нормальное функционирование гидроузла в целом. В связи с этим прогнозирование размыва скальных массивов в нижнем бьефе является актуальной задачей, решаемой методом гидравлического моделирования. Размыв скальных пород в зоне водобоя высоконапорных плотин - процесс в основном механический, происходит под воздействием энергии падающей воды и, возможно, фильтрационного противодавления.

Пульсация давлений возрастает с увеличением удельных расходов. По глубине скального массива проходит интенсивное затухание пульсаций. Первоначально размыв в натуре происходит за счет выламывания небольших отдельных объемов до 1 дм^3 . Таким образом, механизм разрушения скального массива потоком состоит в расшатывании, отрыве и выносе блоков пород. Достоверное прогнозирование размыва скального массива невозможно без достаточно полноценных данных о его характеристиках, влияющих на этот процесс. Важнейшим из инженерно-геологических факторов, определяющих конечный результат размыва скального массива, является его блочное строение, т.е. размеры, форма, ориентировка в пространстве, тип кладки, характер распределения в массиве различных фракций породных блоков [21, 34].

В лаборатории гидравлики ВНИИГа на основе разработанных в лаборатории инженерной геологии схем блочного строения скальных массивов были выполнены модельные прогнозные исследования процессов размыва в нижних бьефах ряда гидроузлов: Могилев-Подольского, Константиновского, Чиркейского, Миатлинского, Колымского и Бурейского. Исследования на моделях скальных оснований, выполненных с воспроизведением их естественной структуры и породной блочности, закрепленной известковым молоком, позволили получить более достоверные Результаты развития форморазмеров воронки размыва, образования в ней отмытки крупной фракции породных блоков, обложения бара ниже воронки, а также процессов размыва в нижнем бьефе в целом [10, 50]. Результаты этих



исследований позволили внести существенные изменения в конструктивные решения водосбросных сооружений и в общую компоновку гидроузлов, обеспечившие их более высокую надежность и экономичность. Рассматриваемые модели скальных оснований при гидравлических исследованиях позволяют учитывать структурные особенности массива и, в частности, фракционный состав блоков, однако недостаточно учитывают естественное напряженное состояние и сцепление.

Фильтрационные исследования на моделях

В лаборатории фильтрационных исследований ВНИИГа выполнены эксперименты методом ЭГДА на плоских разнородно-проницаемых электрических моделях, отражающих (по характеристикам водопроницаемости) зонально-блочное строение основания Константиновского гидроузла [71]. Интерпретация характеристик водопроницаемости на геоструктурной основе позволила выявить сосредоточенные пути повышенной водопроницаемости, приуроченные к сочленению крутопадающих и пологих зон повышенной трещиноватости в гранито-гнейсах.

В результате исследований методом ЭГДА определены основные параметры фильтрационного потока в основании бетонных сооружений: градиенты напора в теле цементационной завесы, градиенты напора на выходе фильтрационного потока в дренаже и нижнем бьефе, противодавление на подошву плотины, фильтрационные расходы; форма и основные параметры фильтрационного потока в береговых примыканиях и др. Детализация строения среды и выделение контрастных элементов с различной водопроницаемостью повышают достоверность полученных результатов. Вместе с тем авторы отмечают возросшую трудоемкость исследований зонально-блочной модели по сравнению с традиционной методикой и считают ее не всегда оправданной. В частности, при мелкомасштабном моделировании потока на большой базе (продольный разрез вдоль русла) предпочтение следует отдавать традиционной методике, использующей средние значения характеристик водопроницаемости по подзонам выветривания и разгрузки массива и позволяющей получать практически тот же результат, но с меньшими трудозатратами. Напротив, повышенная трудоемкость оправдана при крупномасштабном моделировании методом ЭГДА на зонально-блочных фрагментах основания в элементах массива с резко изменчивыми характеристиками водопроницаемости вблизи сооружения и в береговых примыканиях плотины. В частности, особенности «зонально-блочной» модели сказались на различиях в режиме обходной фильтрации вдоль примыканий к бортам.

В Гидропроекте им. С.Я. Жука исследовано движение потока в анизотропной блочной среде с постоянным для каждой системы трещин раскрытием [13]. Выявлены фильтрационные особенности блочной среды и показано, что ее анизотропия по значениям K_f в общем случае имеет вид овалов Кассини («двухлепестковый цветок»), а не эллипсов, обычно используемых на практике.

Геофизические модели

Под геофизической моделью скального основания понимается пространственная характеристика распределения физических свойств, которые определяются методами геофизической разведки. Геофизические модели служат основой для составления ГСМ. Кроме того, они могут иметь самостоятельное значение при изучении зонально-блочного строения массива и проведении сейсмомикрорайонирования, а также для правильной постановки модельных лабораторных исследований на геосейсмических моделях. На основании корреляционных связей между показателями различных свойств и состояния скальных пород, с одной стороны, и геофизическими параметрами, с другой стороны, геофизические модели могут трансформироваться в частные модели по деформационным, прочностным, фильтрационным и другим свойствам [44, 63 и др.].



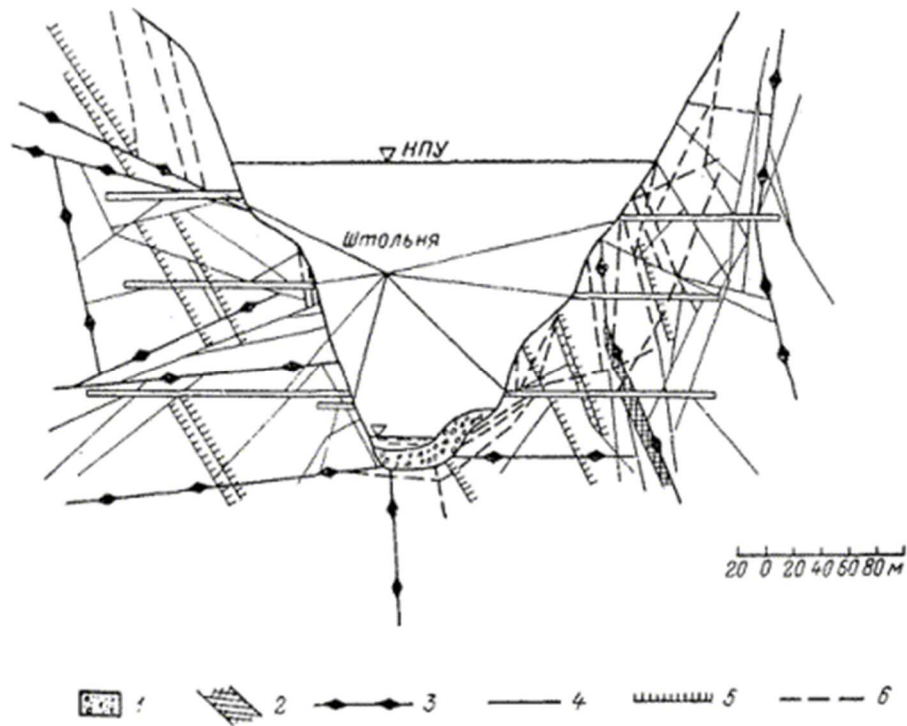


Рис. 6-2. Геоструктурный разрез основания Токтогульской ГЭС (по В.В. Каякину и др.)

1 - аллювий и делювий; 2 - пласт темных известняков с линзами и прослоями; 3 - тектонические трещины III порядка; 4 - тектонические трещины IV - VI порядков; 5 - трещины IV - VI порядков, развитые по напластованию; 6 - трещины бортового и донного отпоров.

На рис. 6-2 показан геоструктурный разрез основания Токтогульской ГЭС как один из элементов геоструктурной схемы, на основе которой во ВНИИГе [63] построена сейсмогеологическая схема (фрагмент ее приведен на рис. 6-3). Для перехода от геоструктурной схемы к сейсмогеологической использованы данные сейсмопрозвучивания, сейсмопрофилирования и зависимости $v_s(h)$ (рис. 6-4), проинтерпретированные с учетом структуры массива.

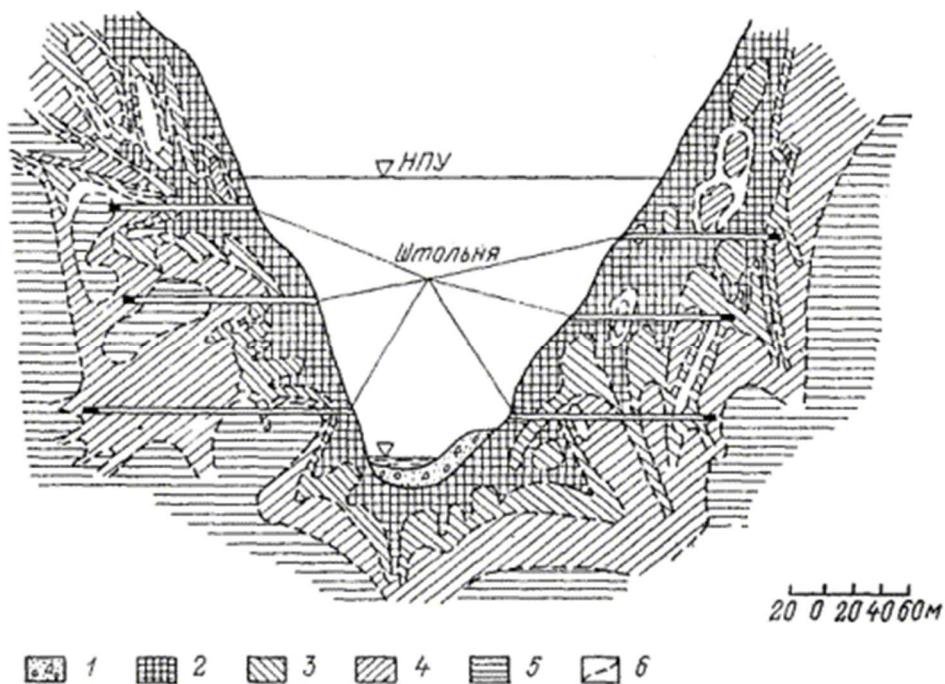


Рис. 6-3. Сейсмогеологический разрез скального массива на участке плотины Токтогульской ГЭС

1 - аллювий и делювий; 2 - область значений $1,0 \text{ км/с} < v_s < 1,5 \text{ км/с}$; 3 - область значений $1,5 \text{ км/с} < v_s < 2,0 \text{ км/с}$; 4 - область значений $2,0 \text{ км/с} < v_s < 2,5 \text{ км/с}$; 5 - область значений $v_s > 2,5 \text{ км/с}$; 6 - изолинии скоростей поперечных сейсмических волн.

Сейсмогеологические схемы используются непосредственно для целей ультразвукового моделирования (УЗМ) волновых полей в основаниях крупных гидротехнических сооружений в сейсмоопасных районах. УЗМ на геосейсмических моделях оснований проводилось в лаборатории инженерной геологии ВНИИГа. Исследовались плоские твердые модели зонального и зонально-блочного строения оснований Токтогульской и Ингурской ГЭС в масштабе 1:3500 - 1:4000. Использовались гипсо-песчано-цементные материалы с различными добавками.

Эти работы позволили оценить влияние особенностей строения массива на поле изохрон (рис. 6-5), амплитуды и периоды упругих волн при различных вариантах расположения источника упругих колебаний (возможного гипоцентра землетрясения) относительно долины реки и оси проектируемого сооружения [81].

Необходимо отметить и определенные недостатки метода УЗМ, связанные с большими трудностями подбора эквивалентных материалов, одновременно удовлетворяющих критериям подобия по кинематическим и динамическим характеристикам. Хорошо известны и физические ограничения двумерного моделирования, от которых можно избавиться лишь переходом на объемные модели. В силу этого выводы, полученные на плоских геосейсмических моделях при УЗМ, носят в большинстве случаев качественный характер.

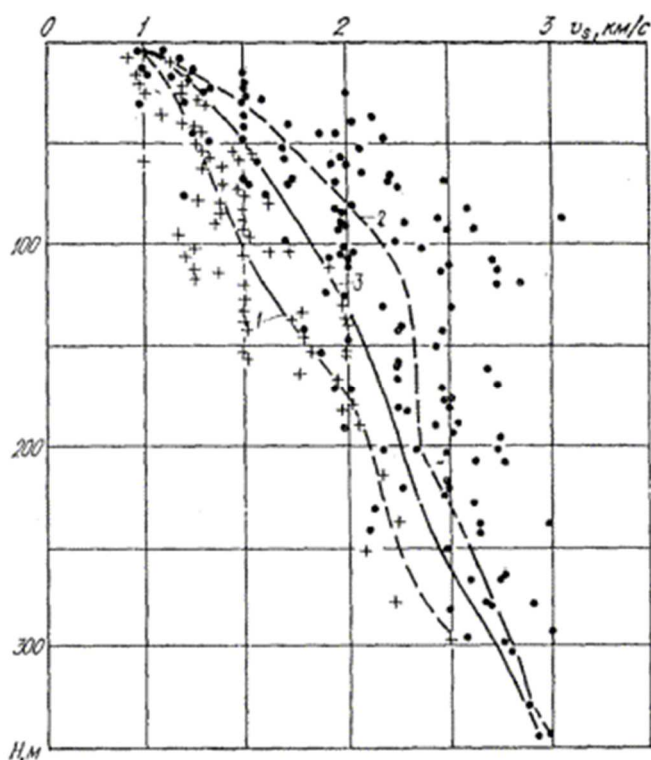


Рис. 6-4. Связь значений скорости поперечных упругих волн v_s с глубиной h в массиве мраморизированных известняков основания Токтогульской ГЭС

1 - зоны ослабления типа тектонических разрывных смещений III - IV порядков; 2 - массив вне зон тектонических разрывных смещений; 3 - массив в целом.

Интересным и важным аспектом применения геофизических схем (моделей) является их использование при постановке натурных наблюдений за системой плотина - основание, в



частности, долговременных геофизических наблюдений. Примером таких исследований служат работы Гидропроекта на Ингурской ГЭС.

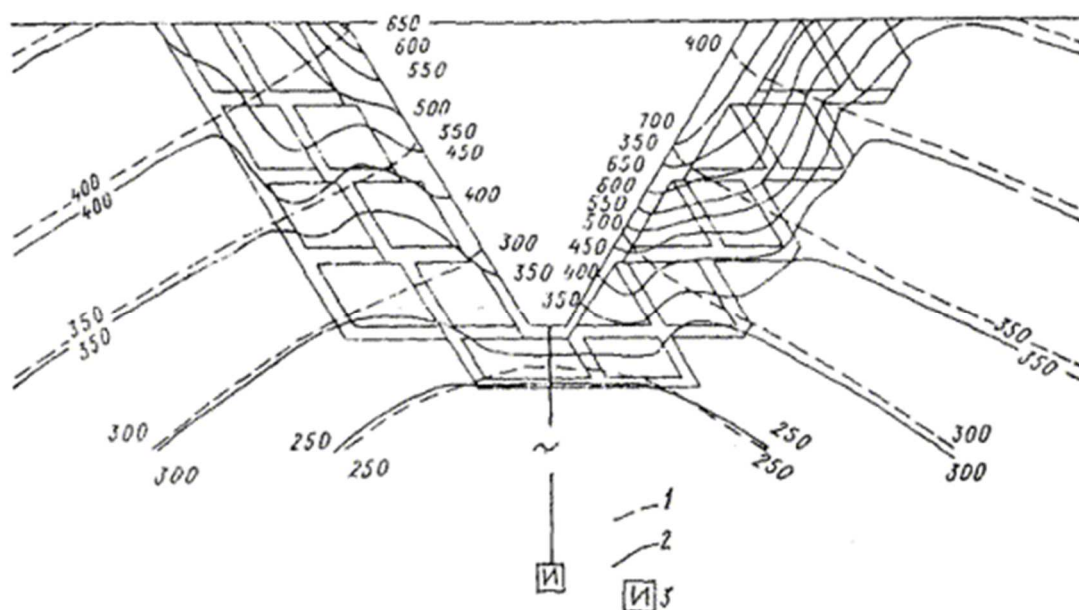


Рис. 6-5. Исследование волновой картины в скальных основаниях при землетрясениях. Поле изохрон в модели каньона с зонально-блочным строением бортов и положением эпицентра в каньоне

1 - изохроны в модели однородного строения и состава, мкс; 2 - то же зонально-блочного строения и неоднородного состава, мкс; 3 - излучатель ультразвуковых колебаний.

Расчеты устойчивости, местной прочности, напряженно-деформированного состояния системы основание - сооружение

Важным аспектом использования геоструктурной модели является построение на ее основе масштабных деформационной и прочностной схем, и в дальнейшем - переход от них к расчетным схемам.

В масштабных деформационных схемах, используемых при физическом моделировании, показывают:

а) элементы основания с различной деформируемостью на глубину не менее трехкратной ширины ($3B$) подошвы плотины; выбор градации значений E_0 в деформационной схеме зависит от точности определения средних E_0 в элементах массива и от неоднородности последнего. Например, для массивов с $E_0 \approx 100 \cdot 10^2$ МПа - рекомендуется градация $E_0 = 25 \cdot 10^2$ МПа; минимальный линейный размер элемента неоднородности массива, отображаемого в модели, равен 10 м;

б) характеристику возможной анизотропии деформируемости в каждом элементе (в виде эллипсоидов либо векторов);

в) оценку статического модуля сдвига приповерхностной зоны основания (на глубину около 20 м).

В масштабных деформационных схемах, используемых для расчетов НДС системы плотина - основание, зачастую выделяют элементы основания с различными E_0 , осредненными на всю рассматриваемую глубину (от поверхности основания до глубины $3B$, где B - ширина подошвы плотины); указывают плотность массива в зоне аэрации и во взвешенном состоянии в зоне водонасыщения; оценивают анизотропию массива по деформируемости; выделяют участки основания с различным допускаемым удельным давлением; дают параметры фильтрационного потока (пьезометрические уровни и напоры)



по этапам строительства и эксплуатации сооружения; представляют данные о характере естественных напряжений в массиве, а также данные сейсмомикрорайонирования.

Масштабная прочностная схема основания должна обоснованно выделять элементы скального массива для оценки их устойчивости, включая геометрические параметры; устанавливать характеристики сопротивления сдвигу, силовые воздействия (силы и моменты) на элементы массива. Кроме того, прочностная схема должна давать представление о плотности элементов, о пьезометрических уровнях фильтрационного потока и градиентах напора в строительный и эксплуатационный периоды при всех режимах наполнения водохранилища; о допускаемых давлениях от сооружения на основание: о характере естественных напряжений в массиве.

Применительно к одному комплекту моделей (геоструктурной, деформационной, прочностной) возможно большое число расчетных схем, что обусловлено: различными типами сооружений (наземных, подземных), конкретными задачами расчетов в плоской или пространственной постановке, используемыми методами расчетов.

В настоящее время отсутствуют нормативно-методические документы по составлению расчетных схем. Различные аспекты методики составления расчетных схем и примеры расчетных моделей содержатся в работах Э.Г. Газиева [12], С.Б. Ухова с соавторами [72, 73], Л.С. Мирошниковой [64, 75], Э.А. Фрейберга [16, 76, 77] и др. Методика включает ряд общих позиций независимо от целевого назначения расчетных схем. При этом на заданные сечения или план наносят:

- контуры или оси сооружения;
- контуры расчетной области основания;
- основные элементы геоструктурной схемы (крупные нарушения сплошности массива, границы подзон А, Б, В, Г разгрузки и выветривания, уровень подземных вод и т.д.);
- контуры геомеханических схем и соответствующие характеристики свойств.

После этого применительно к конкретной задаче и методу ее решения расчетная схема может быть упрощена. В зависимости от степени изученности массива расчетные схемы могут в соответствии со стадиями проектирования дополняться и детализироваться. Как отмечают многие авторы, составление предварительных расчетных схем, обоснованных на ранних стадиях прогнозными инженерно-геологическими моделями, и выполнение на их основе расчетов позволяет оптимизировать не только проектные решения, но также состав и объемы изысканий и исследований.

Во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева выполнен ряд расчетов устойчивости склонов, местной прочности и напряженно-деформированного состояния системы сооружение-основание для Богучанской, Колымской, Тельмамской, Хадита (Ирак) и других гидроузлов с использованием геоструктурных схем зонально-блочного строения скального массива [76, 77].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Ажгирей Г.Д.** Структурная геология. - М.: МГУ, 1966.
2. **Антонов С.С., Коган Л.Е.** Исследование инженерных мероприятий по укреплению основания на геомеханической модели плотины Ингури // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1978. - Т. 124. - С. 83 - 86.
3. **Апродов В.А.** Геологическое картирование. - М.: Госгеолиздат, 1962.
4. **Белицкий А.А.** К вопросу о механизме образования кливажных трещин: Труды Горно-геологического института Сиб. филиала АН СССР.- Новосибирск, 1949.
5. **Белоусов В.В.** Структурная геология. - М.: МГУ, 1971.
6. **Белоусов В.В.** Основные вопросы геотектоники. - М.: Госгеолиздат, 1954.
7. **Богданов А.А.** Зависимость интенсивности кливажа от мощности пласта // Советская геология. - 1947. - Вып. 16. - С. 102 - 104.
8. **Буялов И.И.** Структурная и полевая геология. - М.: Гостоптехиздат, 1956.



9. **Варга А.А., Ростиславлев А.В.** Плотина Кассеб на р. Кассеб // Геология и плотины. - М.: Энергия, 1972. - Т. VI. - С. 139 - 154.
10. **Войнович А.П., Глушкин Я.Э., Петров В.Г.** Лабораторные гидравлические исследования Колымского гидроузла // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике: Гидравлика высоконапорных водосбросных сооружений / ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1978. - Вып. 120. - С. 104 - 111.
11. **Воронков О.К., Ушакова Л.Ф.** Изучение курумов с целью оценки блочности скального массива // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1980. - Т. 137. - С. 116 - 121.
12. **Газиев Э.Г.** Устойчивость скальных массивов и методы их закрепления. - М.: Стройиздат, 1977.
13. **Газиев Э.Г., Речицкий В.И., Боровых Т.Н.** Исследование фильтрационного потока в блочной среде применительно к проектированию сооружений в скальных массивах // Труды Гидропроекта. - 1980. - Вып. 68. - С. 137 - 147.
14. **Геологический** словарь. - М.: Недра, 1973. - Т. 1.
15. **Геологический** словарь. - М.: Недра, 1973. - Т. 2.
16. **Гольдин А.Л., Фрейберг Э.А., Прокопович В.С.** Исследование устойчивости скальных склонов при упругопластическом деформировании массива пород // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1982. - Т. 158. - С. 24 - 29.
17. **ГОСТ 25100-82.** Грунты: Классификация. - М.: Издательство стандартов, 1982.
18. **Гуреев А.М.** Инженерно-геологическая модель скального массива в основании гидротехнического сооружения // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике: Дискретные среды в гидротехническом строительстве / ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1972. - Вып. 77. - С. 5 - 14.
19. **Гуреев А.М.** К вопросу о методике изучения трещиноватых скальных горных пород как оснований гидротехнических сооружений // Проблемы инженерной геологии в строительстве. - М.: АСИА СССР - ВОДГЕО, 1960. - с. 65 - 87.
20. **Гуреев А.М.** К оценке деформируемости скальных оснований плотин // Гидротехническое строительство. - 1967. - № 2. - С. 52 - 56.
21. **Гуреев А.М.** Об инженерно-геологической характеристике скального основания при оценке его устойчивости в отношении размыва высокоскоростным потоком // Труды координационных совещаний по гидротехнике / ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1969. - Вып. 52. - С. 552 - 565.
22. **Гуреев А.М.** Принципы инженерно-геологического районирования скальных массивов на участках строительства высоких плотин // Вопросы инженерной геологии и грунтоведения. - М.: МГУ, 1968. - Сб. 2. - С. 213 - 223.
23. **Евдокимов П.Д., Сапегин Д.Д.** Прочность, сопротивляемость сдвигу и деформируемость оснований сооружений на скальных породах. - М.: Энергия, 1964.
24. **Инженерно-геологические** изыскания для гидроэнергетических сооружений: ВСН 34.2-88 / Минэнерго СССР. - М., 1989.
25. **Исследование** статической работы скального основания бетонной гравитационной плотины / Д.Д. Сапегин, А.А. Храпков, Р.А. Ширяев, Г.С. Гейнац, А.А. Никитин // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1978. - Т. 124. - С. 104 - 111.
26. **Карпов Н.М.** Исследование механизма разрушения трещиноватых скальных склонов // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1984. - Т. 172. - С. 70 - 73.
27. **Каякин В.В.** Инженерно-геологическое районирование скальных массивов в области их взаимодействия с сооружениями // Сборник научных трудов Гидропроекта. - 1985. - Вып. 103. - С. 74 - 90.
28. **Каякин В.В.** К вопросу методики построения инженерно-геологических моделей скального основания высоких плотин // Труды Гидропроекта. - 1977. - № 50. - С. 127 - 140.



29. **Количко А.В.** Опыт оценки блочности трещиноватого массива скальных пород // Труды Гидропроекта. - 1966. - Сб. 14. - С. 122 - 128.
30. **Количко А.В.** Универсальная модель сети трещин // Тезисы докладов и сообщений VII конференции изыскателей института «Гидропроект». - Л., 1981, - С. 127 - 129.
31. **Коломенский Н.В.** Методические указания по изучению процессов выветривания горных пород для инженерно-геологических целей. - М.: Госгеолиздат, 1952.
32. **Крамбейн У., Грейбилл Ф.** Статистические модели в геологии. - М.: Мир, 1969.
33. **Ломтадзе В.Д.** Инженерная геология. Инженерная петрология. - Л.: Недра, 1970.
34. **Методические** рекомендации по изучению блочного строения массива интрузивных пород для целей прогнозирования их размыва за водосбросами: П40-75 / ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - Л., 1976.
35. **Методические** рекомендации по изучению дизъюнктивных структур при инженерно-геологических изысканиях для гидротехнического строительства. - М.: Энергоатомиздат, 1983.
36. **Методические** рекомендации по изучению инъективных структур при инженерно-геологических изысканиях для гидротехнического строительства. - М.: Энергоатомиздат, 1982.
37. **Методические** рекомендации по изучению мелкой трещиноватости скальных пород при изысканиях для гидротехнического строительства. - М.: Энергоиздат, 1981.
38. **Методические** рекомендации по методам исследований скальных пород и массивов / Советский комитет по участию в Международном обществе по механике скальных пород (СК МОМСП): Пер. с англ. / Под ред. В.И. Речицкого. - М., 1984.
39. **Методическое** пособие по изучению структур напластования при инженерно-геологических изысканиях для гидротехнического строительства. - М.: Энергия, 1979.
40. **Модельные** исследования сопротивляемости сдвигу скального основания Богучанской ГЭС / Д.Д. Сапегин, Р.А. Ширяев, Н.М. Карпов, А.Д. Никитин, И.В. Мкртчян // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1986. - Т. 193. - С. 36 - 41.
41. **Модельные** исследования статической работы скального борта водохранилища Рогунской ГЭС / Д.Д. Сапегин, Р.А. Ширяев, Н.М. Карпов, Г.И. Сидоров // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1985. - Т. 182. - С. 32 - 36.
42. **Мюллер Л.** Механика скальных массивов. - М.: Мир, 1971.
43. **Нейштадт Л.И., Пирогов И.А.** Методы инженерно-геологического изучения трещиноватости горных пород. - М.: Энергия, 1969.
44. **Никитин В.Н.** Основы инженерной сейсмологии. - М.: МГУ, 1981.
45. **Оллиер К.** Выветривание: Пер. с англ. - М.: Недра, 1987.
46. **Панюков П.Н.** Инженерная геология. - М.: Госгортехиздат, 1978.
47. **Петрусович М.Н.** Аэрометоды при геологических исследованиях. - М.: Госгеолиздат, 1962.
48. **Пирогов И.А.** Тектонические структуры оснований высоких бетонных плотин. - М.: Энергоатомиздат, 1987.
49. **Принципы** инженерно-геологического моделирования для гидротехнического строительства / А.Г. Лыкошин, Н.Л. Шешеня, Е.С. Карпышев, В.В. Каякин, Ю.А. Фишман // Гидротехническое строительство. - 1972. - № 3. - С. 7 - 11.
50. **Проворова Т.П., Войнович А.П., Наймарк Л.И.** Гашение энергии в нижних бьефах сооружений в случаях водобойных стенок и водобойного колодца при больших удельных расходах воды // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1982. - Т. 145. - С. 93 - 99.
51. **Прочухан Д.П.** Тектоническая трещиноватость изверженных горных пород, слагающих основания бетонных плотин // Труды Ленгидропроекта. - 1966. - Сб. 4. - С. 3 - 26.
52. **Прочухан Д.П., Фрид С.А., Доманский Л.К.** Скальные основания гидротехнических сооружений. - Л.: Стройиздат, 1971.



53. **Пэк А.В.** Трещинная тектоника и структурный анализ. - М.: АН СССР, 1939.
54. **Рац М.В.** Неоднородность горных пород и их физических свойств. - М.: Наука, 1968.
55. **Рац М.В.** Структурные модели в инженерной геологии. - М.: Недра, 1973.
56. **Рац М.В., Иванова Н.Б., Русин Г.Л.** Автоматизированная система обработки данных (АСОД) по трещиноватости горных пород для инженерно-геологических целей // Инженерная геология. - 1979. - Вып. 5. - С. 78 - 89.
57. **Рац М.В., Чернышев С.Н.** Трещиноватость и свойства трещиноватых горных пород. - М.: Недра, 1970.
58. **Рекомендации.** Комплексная система исследований геомеханических характеристик скальных массивов в гидротехническом строительстве: П86-79 / Гидропроект. - М., 1989.
59. **Рекомендации** по изучению морфологии поверхности трещин в скальных породах в полевых и лабораторных условиях: П86-79 / ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - Л., 1980.
60. **Рекомендации** по изучению напряженного состояния пород сейсмоакустическими методами // Гидропроект, СССР, Водохозяйственный ин-т, СФРЮ. - М., 1986.
61. **Рекомендации** по изучению складчатой структуры скальных массивов при инженерно-геологических изысканиях для гидротехнического строительства: П827-85 / Гидропроект. - М., 1987.
62. **Рекомендации** по изучению трещиноватости горных пород при инженерно-геологических изысканиях для строительства / ПНИИИС ГОССТРОЯ СССР. - М., 1974.
63. **Рекомендации** по методике составления геофизических схем (моделей) скальных массивов в основаниях бетонных плотин: П96-81 / ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - Л., 1981.
64. **Рекомендации** по методике составления специализированных инженерно-геологических моделей трещиноватости для расчетов и исследований скальных массивов: П830-85 / Гидропроект. - М., 1985.
65. **Руководство** по полевой инженерно-геологической документации: П787-83 / Гидропроект. - М., 1984.
66. **Савич А.И., Михайлов А.Д.** Принципы инженерно-геологической классификация скальных горных пород по сейсмоакустическим свойствам // Тезисы докладов и сообщений VI конференции изыскателей института «Гидропроект». - М., 1978. - Вып. 2. - С. 80 - 84.
67. **Сейсмоакустические** методы изучения массивов скальных пород / А.И. Савич, В.И. Коптев, В.Н. Никитин, З.Г. Яценко. - М.: Недра, 1969.
68. **СНиП 1.02.07-87.** Инженерные изыскания для строительства. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
69. **СНиП 2.02.02-85.** Основания гидротехнических сооружений. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
70. **Справочник** по инженерной геологии. - М.: Недра, 1968.
71. **Стулькевич А.В., Антонова Л.И., Григорьева В.А.** Исследования фильтрации в основании и в обход сооружений Константиновского гидроузла // Научные исследования по гидротехнике в 1971 году. - Л.: Энергия, 1973. - Т. 2. - С. 130 - 131.
72. **Ухов С.Б.** Скальные основания гидротехнических сооружений. - М.: Энергия. 1975.
73. **Ухов С.Б., Газиев Э.Г., Лыкошин А.Г.** Построение инженерно-геологических и геомеханических моделей массивов горных пород для решения инженерных задач // Гидротехническое строительство. - 1981. - № 3. - С. 25 - 29.
74. **Фишман Ю.А.** Сравнение характеристик прочности и деформируемости скальных оснований и бетонных плотин // Труды Гидропроекта. - 1976. - № 50. - С. 3 - 28.
75. **Фишман Ю.А., Мирошникова Л.С.** Опыт разработки и применения инженерно-геологических моделей в практике гидротехнического строительства // Инженерная геология. - 1984. - № 5. - С. 24 - 37.



76. **Фрейберг Э.А.** Устойчивость скального откоса с расчлененной природными поверхностями ослабления призмой обрушения // Известия ВНИИГ им. В.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1979. - Т. 130. - С. 14 - 25.

77. **Фрейберг Э.А., Кауфман М.Д.** Расчеты устойчивости скальных склонов и откосов // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева: Сборник научных трудов. - 1981. - Т. 147. - С. 114 - 123.

78. **Фридман Я.Б.** Диаграмма структурной неоднородности // ДАН СССР. - 1956. - Т. 106. № 2. - С. 258 - 261.

79. **Чернышев С.Н.** Трещиноватость горных пород и ее влияние на устойчивость откосов. - М.: Недра, 1984.

80. **Чернышев С.Н.** Трещины горных пород. - М.: Наука, 1983.

81. **Ярышев Б.П., Липовская В.Я., Шушлебин А.И.** Ультразвуковое моделирование продольных сейсмических волн в массивах скальных оснований плотин сложного геологического строения // Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. - 1973. - Т. 102. - С. 257 - 265.

82. **Bieniawski Z.T., Orr C.M.** Rapid site appraisal for dam foundations by the geomechanics classification // XIIIth Congress of ICOLD. - Delhi. 1979.

83. **Cailleaux A.** Etude quantitative de failles // Rev. geom. dynam. - 1958. - Vol. 9, № 9 - 10.

