

**ПРОБЛЕМЫ
ИНЖЕНЕРНОЙ
ГЕОЛОГИИ**



ИЗДАТЕЛЬСТВО

«МИР»

ПРОБЛЕМЫ ИНЖЕНЕРНОЙ ГЕОЛОГИИ

СБОРНИК СТАТЕЙ

ВЫПУСК 4

Перевод с английского и немецкого

Р. С. ЗИАНГИРОВА, Ю. Я. РЕТЕЮМА

Под редакцией и с предисловием

Г. С. ЗОЛОТАРЕВА

ИЗДАТЕЛЬСТВО «МИР»

Москва 1967

Четвертый выпуск содержит наиболее интересные статьи зарубежных ученых по вопросам инженерной геологии, появившиеся в периодических журналах и трудах международных конгрессов за последние 3—4 года. Они посвящены главным образом исследованию оползней, устойчивости естественных склонов и откосов выемок, изучению прочностных свойств пород и их изменения под влиянием процессов разуплотнения и выветривания. Авторы большинства статей сборника ставят новую и очень важную проблему инженерной геологии и геомеханики — напряженное состояние массива пород. Рассмотрены также инженерно-геологические условия трех строящихся высоких плотин на скальных породах в Африке и Иране и влияние процессов выветривания на изменение прочностных и других свойств пород.

Статьи сборника дают возможность судить о развитии инженерной геологии за последние годы во многих странах мира и об уровне геологических работ для целей строительства. Сборник предназначен для широкого круга инженеров-геологов производственных и научных организаций, студентов старших курсов вузов и специалистов смежных областей.

ПРЕДИСЛОВИЕ

За последние 3—4 года в развитии инженерной геологии за рубежом произошло несколько важных событий, о которых необходимо информировать широкий круг советских специалистов, работающих в различных областях геологии и механики пород и связанных со строительством инженерных сооружений. За это время состоялось несколько международных конгрессов и симпозиумов, в том числе: Конференция по изучению напряжений в земной коре, в июне 1963 г. в Санта-Моника, Калифорния; Симпозиум по изучению скальных пород, в сентябре 1963 г. в Зальцбурге, Австрия; Восьмой конгресс по большим плотинам, в 1964 г. в Эдинбурге; Шестой конгресс по механике грунтов и фундаментам, в сентябре 1965 г. в Канаде; Первый конгресс Международного общества по изучению скальных пород, в сентябре 1966 г. в Лиссабоне, Португалия.

В настоящее время регулярно издаются следующие журналы и труды симпозиумов международных научных обществ по вопросам инженерной геологии и механике пород: *Géotechnique* (Лондон); *Rock Mechanics and Engineering Geology* (Австрия); *Engineering Geology* (Амстердам).

При выборе работ зарубежных ученых для настоящего сборника ввиду его малого объема пришлось ограничиться небольшим числом статей из этих журналов и трудов конгрессов, представляющих наибольший интерес для инженеров-геологов и специалистов смежных областей. В сборник включены статьи крупных ученых ряда стран. Они дают представление о направлениях и уровне инженерно-геологических исследований за рубежом, преимущественно в области устойчивости склонов и откосов, о методах анализа геологических условий строительства плотин и о новой проблеме инженерной геологии и геомеханики — изучении напряженного состояния массивов пород.

Четырнадцать статей сборника сгруппированы в трех разделах, причем каждый из них посвящен нескольким важным проблемам современной инженерной геологии.

I. Напряжения в массивах пород и их изучение в естественных условиях и на моделях. В последние годы в СССР и за

рубежом все больше и больше внимания уделяется изучению естественного напряженного состояния пород в связи с разработкой многих проблем геологических наук, геомеханики и горного дела. Нельзя оценивать прочностные и деформационные свойства пород, устойчивость оползневых склонов, откосов котлованов, бортов карьеров или стенок подземных сооружений (шахт, туннелей и т. п.) без знания величин и распределения напряжений в массивах пород. Многие вопросы тектоники, складчатых и разрывных нарушений требуют для их решения анализа естественных напряжений.

Этой исключительно важной проблеме инженерной геологии, тектонофизики и геомеханики посвящены пять статей сборника. Крупный шведский ученый Н. Хаст в течение более 12 лет работает над изучением естественных напряжений. Он получил интересные результаты, часть которых изложена в публикуемой совместно с Т. Нильсоном статье. Можно считать доказанным, вопреки сложившемуся представлению, что горизонтальные напряжения в земной коре имеют очень большие величины, возрастающие с глубиной, и приближаются к пределам прочности скальных пород. Значения горизонтальных и вертикальных напряжений, реально существующих в массивах пород, намного превышают величины, полученные по расчетам от веса вышележащих толщ.

Результаты исследования Хаста отчетливо показали, что естественные напряжения в верхней части земной коры создаются не только весом пород (гравитационное поле), но в значительной мере и *развивающимися* тектоническими напряжениями, которые обычно игнорировались при расчетах конструкций и устойчивости сооружений — плотин, крепей подземных выработок и т. п. Поэтому не случайно появление интересной статьи профессора Иллинойского университета (США) А. Э. Шайдеггера, в которой рассматриваются тектонические напряжения и их влияние на геологические смещения горных пород.

В другой статье А. Э. Шайдеггер совместно с д-ром Э. Гербером (Швейцария) продолжает анализ распределения напряжений в скальных породах горных склонов Швейцарской Юры для объяснения малых обвалов; причем поверхности разрушения определяются на основе теории Мора.

Измерение величин напряжений в породах в условиях естественного залегания представляет значительные трудности. В СССР достаточно широко развит метод разгрузки напряжения, в варианте, разработанном во ВНИМИ (М. А. Слободов и др.), с использованием датчиков омического сопротивления. Этот способ позволяет определять естественные напряжения по заданным направлениям.

В статье А. Робертса, И. Хокса и др., повторно опубликованной в трудах Восьмого конгресса по большим плотинам, предлагается для полевых исследований новый прибор — фотоупругий измеритель напряжения — *стрессметр*, позволяющий выявить все поле распределения напряжений в данном сечении.

Нет сомнения в том, что работникам научных и производственных организаций, занимающихся изучением естественных напряжений пород, будет интересно ознакомиться с конструкцией рекомендуемого стрессметра, методикой и результатами опытов, а также с теоретическими представлениями о распределении напряжений и критерием хрупкого разрушения скальных пород.

Решение такой сложной проблемы, как распределение напряжений в неоднородных трещиноватых массивах пород, непрерывно испытывающих тектонические давления, требует сочетания полевых и лабораторных методов. Изучение распределения напряжений в породах оснований сооружений методом моделирования, в том числе на эквивалентных материалах, безусловно перспективно.

Оригинальные по замыслу и методике выполнения исследования напряжений на моделях проводятся на кафедре геомеханики Сараевского университета (Югославия) под руководством проф. Д. Крсмановича. Модельные исследования распределения напряжений и деформации пород и сооружений с фотоупругими и эквивалентными материалами методами тензосетки и другими уже широко применяются в СССР. Проф. Д. Крсманович и д-р С. Милич выполнили интересные исследования, результаты которых частично изложены в статье настоящего сборника. Эксперименты на трех моделях, воспроизводящих массив трещиноватых скальных пород, показали, что действительное распределение напряжений в породах имеет мало общего с принятыми теоретическими представлениями. Наличие многих факторов, определяющих распределение напряжений и характер деформируемости трещиноватых пород, требует изучения каждого массива в отдельности.

II. Оползни и устойчивость склонов и откосов. Во втором разделе сборника помещены переводы статей с описанием оползней и причин их возникновения, а также статьи, в которых рассматривается устойчивость природных склонов и откосов котлованов и выемок.

Инженеры-геологи и специалисты других областей по-прежнему интересуются характером и причинами грандиозного оползну объемом 250 млн. м³, происшедшего в октябре 1963 г. на левом склоне водохранилища на реке Вайонт в Италии. Подробное описание этой геологической катастрофы, приведшей

к гибели нескольких тысяч человек и принесшей большой материальный ущерб, сделано австрийским ученым проф. Л. Мюллером, изучавшим оползневые склоны горы Ток до и после оползня. Автор детально анализирует связь уровней режима водохранилища с подвижностью наблюдательных реперов на оползневом склоне в период 1960—1963 гг., когда отмечались медленные подвижки. Для выяснения основных причин оползня в долине Вайонт важно знать, что сейсмические явления не играли роли и что катастрофической подвижке 9 октября 1963 г. предшествовал по меньшей мере трехлетний период медленных движений, значение которых недостаточно оценивалось.

Нельзя не отметить, что, несмотря на уникальность явления, инженерно-геологическое изучение оползневых склонов до и после катастрофы было недостаточным. В статье Мюллера, например, не приведены детальные геологические разрезы и карты оползня, а имеются только схемы, по которым трудно выявить характер строения оползневого склона.

Оползень в долине реки Вайонт во многих отношениях поучителен и показывает, к чему может привести пренебрежение инженерно-геологическими исследованиями при строительстве плотин, дорог и других сооружений в горных районах.

Большой интерес представляет лекция проф. А. В. Скемптона, прочитанная в Британском геотехническом обществе и посвященная вопросам длительной устойчивости природных склонов и откосов выемок, сложенных глинистыми породами. Резкие различия в величинах сопротивления сдвигу, определенных в лабораторных и полевых условиях, в том числе обратными расчетами, и возникновение оползней на откосах выемок через 20—50 лет после их проложения привели к пересмотру точек зрения на природу и изменение прочности глинистых пород. А. В. Скемптон особенно подчеркивает роль микротрещиноватости глин в снижении их прочности с течением времени, а также эффекта явлений ползучести, еще мало изученных. Он вводит понятия максимальной («пиковой») и остаточной (минимальной) прочности глинистых пород и рекомендует методику их определения. Интересны соображения о переориентировке глинистых частиц в зоне сдвига и о ее влиянии на величину прочности.

Однако не все положения А. В. Скемптона бесспорны. При анализе причин оползней на откосах выемок в лондонских глинах, происшедших через 19, 29 и 49 лет, не рассматривается влияние на уменьшение прочности глин таких процессов, как разуплотнение (разгрузка по микро- и макротрещинам), выветривание и выщелачивание. Значительное (в 3—4 раза) снижение прочности глинистых пород при повторных сдвигах отмечалось также В. А. Приклонским и Н. В. Коломенским более

20 лет назад. Выявлению роли микротекстуры глин, в частности микротрещин, могут помочь оригинальные исследования Е. М. Сергеева и Г. Г. Ильинской по изучению в электронном микроскопе реплик глинистых пород.

Несмотря на дискуссионность некоторых вопросов, статья А. В. Скемптона представляет большой интерес; в ней автор ставит и решает многие проблемы, а главное, статья побуждает продолжать исследования в направлении определения природы прочности глинистых пород и ее изменения под влиянием естественных и искусственных факторов.

Следующая статья А. В. Скемптона и П. Ларошеля посвящена причинам возникновения оползней на откосах строительных котлованов вскоре после их закладки. Вопросы кратковременной устойчивости откосов не менее сложны и практически важны, чем проблема длительной устойчивости природных склонов. Описывая оползни в измененных лондонских глинах, которые возникли на откосах котлованов глубиной 12—14 м через 5 и 19 дней после закладки, авторы отмечают, что фактическая прочность массива глинистых пород составляла не более 52—56% величин, определенных на образцах по стандартной методике в стабилометрах. В статье указывается, что оползни в лондонских глинах, возникшие через 5—30 лет после устройства выемки, связаны с уменьшением прочности пород на 65—75% от первоначальной в результате прогрессирующего разрушения глин. Откосы двух других котлованов меньшей высоты не были затронуты оползневыми деформациями и сохраняли устойчивость в течение 4—4,5 месяца; средние касательные напряжения в них составляли 40% прочности глин, определенной в лаборатории. Таким образом, при оценке кратковременной устойчивости откосов выемок и котлованов требуется очень тщательный анализ возникающих касательных напряжений и прочности пород, изменяющейся во времени под влиянием разуплотнения, выветривания и нарушений при строительстве.

Изменение прочности различных пород в связи с процессами разуплотнения и выветривания, а также влияние текстуры, в частности горизонтальной слоистости, изучаются во многих странах.

Три примера, приведенные в статье Б. Айзенштейна (Израиль), характеризуют устойчивость склонов при строительстве городских зданий на карбонатных породах в условиях своеобразного проявления процессов выветривания в аридных областях.

Статья В. Менцля и др. (Чехословакия) касается нескольких вопросов устойчивости откосов и измерения напряжений в породах естественного залегания. Методика определения горизонтальных напряжений в глинистых породах и сопротивления

сдвигу слоистых толщ заслуживает внимания, проверки и внедрения.

Небольшая по объему, но интересная по содержанию статья Г. Келлера (ФРГ) посвящена устойчивости откосов выемок в слоистых породах. Заслуживает внимания оригинальный подход к учету залегания пород и трещиноватости при определении крутизны (заложения) устойчивого откоса дорожных выемок. После соответствующей проверки предложения Г. Келлера, возможно, следует отразить в наших инструкциях.

В статье д-ра А. Дворжака (Чехословакия) рассматривается устойчивость при взрывах нагорной части склона, подрезанного выемкой и сложенного слоистыми трещиноватыми девонскими известняками. Автор подчеркивает, что большое значение при разрушении откосов в скальных породах имеют трещины напластования и тектонические трещины, а также закарстованность известняков. Взрыв камерного заряда весом 1000 кг, расположенного в 1 км от дороги, привел к разрушению нагорного склона в закарстованных трещиноватых известняках, в то время как в сланцах значительно больший заряд, находящийся в 180 м, не вызвал деформации откоса. Интересны данные о влиянии на устойчивость откоса взрыва зарядов, помещенных в скважине на разной глубине.

III. Выветрелые породы и инженерно-геологические условия оснований плотин. Изучение процессов выветривания с позиций инженерной геологии в СССР было начато академиком Ф. П. Саваренским в начале сороковых годов и продолжено многими его сотрудниками и учениками. Небезынтересно отметить, что ученые ряда стран (М. Роха, А. Хемрол, Д. Серафим и Дж. Лопас в Португалии, П. Лам в Гонконге, М. Варгас в Бразилии), в которых приходится возводить сооружения на элювиальных образованиях, важное значение придают изучению выветрелых пород и их инженерно-геологической оценке.

Значение выветрелых пород при определении конструкции плотин и оценке их оснований наглядно показано в статье Д. Л. Нилла и К. С. Джонса, в которой описываются инженерно-геологические условия плотин Кариба в Родезии, Росейрес в Судане и Латан в Иране.

Процессы выветривания изверженных и метаморфических пород протекают различно в областях тропического и резко континентального (например, в Забайкалье) климата. Для наших специалистов будет интересно ознакомиться с одной из работ П. Лама, в которой характеризуются состав, сложение и механические свойства в различной степени выветрелых гранитов и риолитов Гонконга. Проведенное П. Ламом разностороннее ла-

лабораторное изучение сопротивления сдвигу, сжимаемости и деформируемости выветрелых гранитов выявило интересные и практически важные закономерности. В частности, автор считает, что выветрелые породы можно рассматривать как упругие тела только в первом приближении; зависимость напряженно-деформация в значительной мере обусловлена всесторонним давлением. При малой естественной влажности элювиальные образования гранитов обладают высоким сцеплением, резко уменьшающимся при водонасыщении. На сжимаемость выветрелых пород степень водонасыщенности оказывает меньшее влияние.

В упомянутой статье Д. Нилла и К. Джонса детально рассматриваются инженерно-геологические условия оснований трех высоких плотин, возводимых на скальных породах. Земляная и бетонная плотины Росейрес на Голубом Ниле имеют в основании граниты и метаморфические породы, различно выветрелые. Одним из главных вопросов исследований явилась инженерно-геологическая оценка класса выветрелости пород, которая определяла различные строительные мероприятия.

Авторы, оценивая выветрелость и свойства пород, исходят из истории геологического развития и особенностей геологического строения створа плотины. Арочная плотина Кариба на реке Замбези высотой 128 м возведена на биотитовых гнейсах и кварцитах с дайками пегматитов и гранитными интрузиями, разорванных небольшим надвигом, обусловившим сильную трещиноватость. Изучение тектонических структур, раздробленности и выветрелости пород основания и примыканий плотины явилось основным вопросом инженерно-геологических исследований.

Ущелье долины реки Джаеруд (Иран) в створе плотины Латиан врезано в тектоническое окно, сложенное сильно дислоцированными разнообразными кварцитами, песчаниками, глинистыми сланцами и доломитовыми известняками, относящимися к палеозою и мезозою. Древние породы перекрыты толщей третичных зеленоцветных пород. Наличие сбросов и зон дробления, складчатость и трещиноватость создали сложные инженерно-геологические условия створа, для изучения которых были пройдены сотни скважин, шестнадцать разведочных штолен, несколько шахт и т. п. При инженерно-геологической оценке пород учитывались выветрелость, плотность массива, количество и ориентировка трещин, заполнение их и наличие прослоев сланцев.

Авторы статьи отмечают, что инженерно-геологические условия створов двух плотин не могут быть одинаковыми и нередко оценка пород и отметка заложения фундамента сооружения по

данным изысканий оказываются неточными; причиной этого часто является недостаточность геологической разведки.

Рекомендуя настоящий сборник широкому кругу научных работников, инженерам-геологам производственных организаций и студентам старших курсов вузов, надо отметить, что ознакомление с ним позволит составить представление об уровне исследований и развитии инженерной геологии за рубежом, правильнее оценить наши достижения и использовать предложения и опыт зарубежных ученых.

Г. Золотарев

I. НАПРЯЖЕНИЯ В МАССИВАХ ПОРОД И ИХ ИЗУЧЕНИЕ В ЕСТЕСТВЕННЫХ УСЛОВИЯХ И НА МОДЕЛЯХ

Н. Хаст, Т. Нильсон

ИЗМЕРЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ В СКАЛЬНЫХ ПОРОДАХ И ИХ ЗНАЧЕНИЕ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ПЛОТИН¹

Методы расчета

При проектировании плотин основное внимание уделяется тому, чтобы напряжения в различных частях плотины не превышали допустимых пределов; при этом устойчивость плотины должна удовлетворять определенным требованиям. Проверяется также давление плотины на основание, которое не должно превышать установленных пределов. Такие требования особенно важны для арочных плотин, передающих на породы основания сравнительно высокие напряжения. В случае скального основания обычно учитываются только внешние силы воздействия плотины на породу. При расчетах необходимо учитывать горизонтальное и вертикальное давление воды после заполнения водохранилища. Однако воздействие на скальную породу внутренних напряжений, не зависящих от плотины, обычно не принимается во внимание.

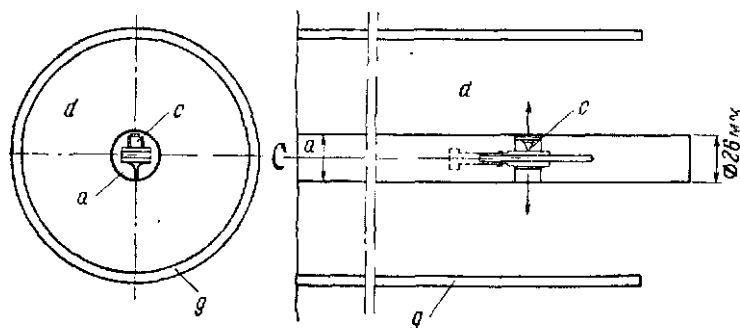
Если необходимо принять в расчет внутренние напряжения, допускают, что вертикальное давление равно весу вышележащей породы, а горизонтальное составляет 30% (коэффициент Пуассона) вертикального давления. Но подобное предположение не отвечает реальным напряжениям, существующим в скальных породах. Это ранее не было известно, так как не существовало метода определения абсолютных значений давлений в массиве пород. В настоящее время такие измерения выполнены с высокой степенью точности в скальных породах Швеции, Норвегии и Финляндии.

Методика измерений

Измерения давлений в скальных породах Швеции, Норвегии и Финляндии выполнены по методике и при помощи приборов, описанных в других статьях [1, 3]. Этот метод позволяет

¹ Hast N., Nilsson T., Recent Rock Pressure Measurements and their Implications for Dam Building, Trans. VIIIth Intern. Congr. on Large Dams, Edinburg, 1, 1964.

замерять абсолютные напряжения, т. е. напряжения, значения которых определялись относительно ненапряженной скальной породы. Метод заключается в следующем (фиг. 1). В стенках, кровле или основании штольни, пройденной в скальных породах, пробуривается алмазной коронкой скважина *a* обычно диаметром 26 мм. Глубина скважины зависит от расстояния до точки,



Фиг. 1.

в которой требуется определять давление. В скважине устанавливается прибор *c* для измерения напряжений, ориентируемый в заданных направлениях. Прибор в этом случае воспринимает первоначальное напряжение пород. Измерения производятся по трем направлениям под углами 45 или 60° друг к другу в плоскости, перпендикулярной оси скважины. Затем порода с помещенным в ней измерительным прибором обустраивается кольцевой скважиной *g* диаметром 87 мм (в слабых породах — диаметром 130 мм) соосно с измерительной скважиной. После обустройства породы керн *d* освобождается от действовавшего напряжения и величина начального напряжения падает или возрастает (если порода находилась под действием растягивающего напряжения), что регистрируется датчиком измерительного прибора. Датчики тарируются в призме из материала с известным модулем упругости. Изменение начального напряжения, отмечаемого прибором, соответствует давлению в скальных породах.

Глубина скважин должна быть, как правило, больше 5 м, чтобы можно было пренебречь влиянием горной выработки на естественное распределение напряжений в породах. Кроме того, местное увеличение напряжения вокруг скважины, возникающее в результате бурения, автоматически компенсируется тарировкой измерительного прибора в призме с отверстием диаметром 26 мм. Следовательно, измерения позволяют определить первоначальное давление в породе в точке, не подверженной влиянию ни выработки, ни скважины, пройденных в ней.

Форма эллипса напряжений и направления главных напряжений σ_1 и σ_2 в данной точке дают картину распределения напряжений в плоскости, имеющей три направления измерения и перпендикулярной оси скважины. Однако во многих случаях необходимо знать величину и положение полного эллипсоида напряжений в ряде точек массива. Эллипсоид напряжений дает полную картину напряжений в точке измерения: три главных напряжения σ_1 , σ_2 и σ_3 и их направления и три главных касательных напряжения и направления шести плоскостей, в которых они действуют. По-видимому, это единственный практический способ получения абсолютных значений касательных напряжений.

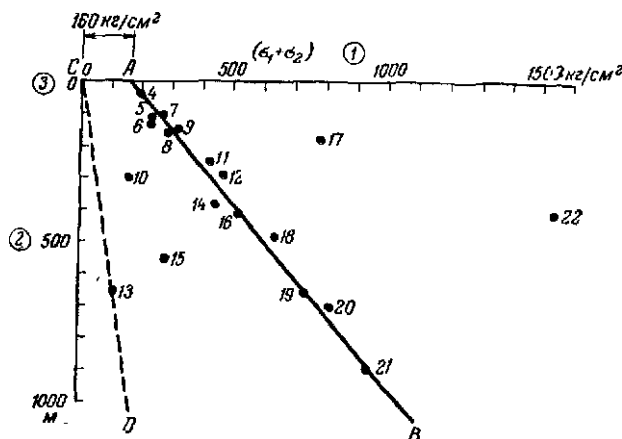
Для получения эллипса напряжений в точке необходимо произвести измерения только в одной скважине, но для получения эллипсоида напряжений требуются три скважины, пробуренные перпендикулярно друг другу: одна вертикально, а две горизонтально. В первом случае следует определить три значения в различных направлениях, во втором — шесть значений по трем направлениям. Таким образом, получим по трем скважинам девять значений, т. е. три лишних значения, которые могут быть использованы для расчета трех главных напряжений σ_1 , σ_2 и σ_3 другого эллипсоида. Сравнение первого и второго эллипсоидов дает хорошую проверку точности измерений. При другой проверке замеренные в двух горизонтальных скважинах вертикальные напряжения должны быть равны по величине. Ошибка в значениях эллипсоида напряжений, определенных в шахтах Скандинавии, достигала 1—3%, а иногда 5%.

Результаты измерений напряжений в скальных породах Швеции, Норвегии и Финляндии

В течение 1951—1963 гг. были выполнены многочисленные измерения давления в скальных породах 17 шахт Швеции, Норвегии, Финляндии, а также в храме Абу в Нубии, Египет. Одним из наиболее поразительных результатов этих измерений является открытие, что породы земной коры в исследованных районах, а вероятно, и в большинстве других мест земного шара находятся под действием значительных горизонтальных напряжений. Величина напряжений наименьшая около поверхности и возрастает до очень больших значений с глубиной залегания скальных пород. По-видимому, здесь мы имеем дело с одним из мощных силовых полей, действующих в Земле, и поэтому разумно предположить, что эти силы явились причиной возникновения многих сейсмических, тектонических и геофизических явлений.

Целью измерений напряжений было определение напряженного состояния пород, вскрываемых шахтами, для обеспечения

быстрой проходки выработок и безопасности. Однако эти исследования выявили, кроме того, горизонтальные напряжения в верхних слоях земной коры и их особую связь с горизонтальным напряжением породы на глубине. Приобретенные за 12 лет



Фиг. 2. Изменение горизонтальных напряжений с глубиной в скальных породах Швеции, Норвегии и Финляндии.

Измерения произведены в массивах пород.

1 — сумма главных горизонтальных напряжений в точках по измерениям в шахтах; 2 — глубина ниже поверхности пород; 3 — поверхность пород; 4 — Лидинге; 5 — Кируна 1; 6 — Кируна 2; 7 — Сиббо, Финляндия; 8 — Титри, Финляндия; 9 — Юссаре, Финляндия; 10 — Кируна 3; 11 — Лайсвалль; 12 — Мальмбергет; 13 — Малм, Норвегия; 14 — Леккен, Норвегия; 15 — Малм, Норвегия; 16 — Гренгсберг; 17 — Лайсвалль; 18 — Нисит; 19 — Нисит; 20 — Стельберг; 21 — Стельберг; 22 — Внигсбек; А — В — изменение измеренных горизонтальных напряжений; С — D — изменение горизонтальных напряжений по расчету.

Точки 13 и 15 расположены около атлантического побережья Норвегии в районе с глубокими открытыми разломами, имеющими меридиональное простирание. Широкое поле напряжений в земной коре почти равно нулю. Это обусловлено исключительно низкими значениями $(\sigma_1 + \sigma_2)$. Точка 10 относится к сильно трещиноватым породам в шахтах Кируны.

работ в шахтах знания относительно напряженного состояния пород земной коры представляют интерес для инженеров, проектирующих такие сооружения, как большие плотины, туннели и т. п.

Полную картину напряжений в земной коре в измеряемых точках представляет эллипсоид напряжений, который получается только в результате определения абсолютных значений действующих напряжений. Это может быть сделано с высокой степенью точности при помощи нового метода, описанного выше. Измерения показали, что на всех глубинах горизонтальные сжи-

мающие напряжения в несколько раз больше напряжений, соответствующих вертикальному давлению от собственного веса породы. Более того, горизонтальные напряжения в породе имеют выраженную направленность, т. е. два главных напряжения σ_1 и σ_2 горизонтального эллипса напряжений редко равны по величине. Для коренных пород Скандинавии (Швеции, Норвегии и Финляндии) было найдено соотношение $0,15 < \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0,6$, из кото-

рого следует, что в вертикальных направлениях в земной коре могут действовать значительные касательные напряжения.

На фиг. 2 приведены данные измерений напряжений в скальных породах. Все измерения выполнены в гранитах или других глубинных породах высокой прочности. На фигуре показано, что сумма главных горизонтальных напряжений ($\sigma_1 + \sigma_2$) равна 160 кг/см^2 на поверхности, а затем линейно увеличивается с глубиной, по крайней мере до 1000 м, где были выполнены измерения, а может быть и до больших глубин (линия $A - B$). Для сравнения на фиг. 2 проведена линия $C - D$, представляющая горизонтальные напряжения в массиве, полученные расчетом по весу вышележащих пород.

Так, например, на глубине 100 м горизонтальные напряжения $\sigma_1 + \sigma_2$ равны 250 кг/см^2 , что почти в 10 раз больше напряжений от собственного веса пород. На глубине 1000 м это значение равно 1000 кг/см^2 , или почти в 4 раза больше напряжений от собственного веса пород. Как видно на фигуре, в некоторых районах (Вингесбек и т. д.) напряжения в несколько раз больше нормальных значений. Вероятно, такие высокие напряжения локальны и обусловлены низкими отметками земной коры, где действуют высокие потенциалы напряжений. В зонах древних сбросов, т. е. на контакте между двумя блоками пород, часто действуют необычайно высокие давления, что указывает на продолжающиеся в настоящее время движения блоков относительно друг друга.

Значение измерения напряжений для строительства плотин

Величины горизонтальных напряжений, развивающихся в земной коре, очевидно, превышают предел прочности пород, в которых появляются горизонтальные трещины вследствие раздробления массива (в вертикальном направлении). Это подобно тому, что происходит с призмой, сжимаемой по одной оси вплоть до разрушения, которое проявляется в возникновении осевых трещин. В данном случае мы можем предположить, что призма залегает горизонтально и составляет часть земной коры.

Трещины в древних породах Скандинавии чаще всего горизонтальные и относятся к типу трещин, образовавшихся в результате боковой деформации (растяжения). Эти трещины можно наблюдать в шахтах на всех глубинах и даже на поверхности, например в дорожных выемках. Обычно трещины располагаются на расстоянии 0,5—2 м одна от другой.

Рассмотрение вероятных причин линейного увеличения горизонтальных напряжений с глубиной выходит за рамки этой статьи¹. Достаточно отметить, что линейность (кривая $A-B$ на фиг. 2), по-видимому, обусловлена тем, что верхние части земной коры находятся в особом состоянии напряженного равновесия, в силу чего земная кора в каждом слое сжата в горизонтальном направлении до предела прочности. Только на глубине нескольких сот метров собственный вес породы является решающим фактором, определяющим горизонтальную прочность слоя скальной породы. Собственный вес породы предотвращает или существенно уменьшает растяжение нижележащей породы в вертикальном направлении, обуславливая увеличение прочности пород в горизонтальном направлении, как это хорошо известно из теории упругости. Там, где трещины в результате бокового растяжения расчленили породу на горизонтальные отдельные, наличие давления от собственного веса породы удерживает эти блоки от выпора вверх под действием горизонтального давления. Чем глубже залегает пласт породы, тем большее горизонтальное давление он может выдерживать. Давление от собственного веса пород, препятствующего выпору отдельностей, увеличивается линейно с глубиной, так же как горизонтальное давление в породах.

Старая точка зрения, согласно которой коренные породы являются прочными и надежными основаниями для сооружений, должна быть пересмотрена. Вследствие высокого горизонтального давления и обычно значительной горизонтальной трещиноватости скальных пород каждая точка земной коры находится в особом состоянии равновесия, обусловленного действием главным образом горизонтального давления и собственного веса пород. Иными словами, слой земной коры находится в неустойчивом состоянии, которое при определенных условиях может проявиться в изменении его положения, а иногда в горизонтальных смещениях его поверхностной толщи.

Поднятие пород начинается после их вскрытия в котловане; происходит нарушение равновесия в горизонтальных слоях пород до значительной глубины. В результате уменьшения вертикального давления слой не может больше сопротивляться

¹ Математическая трактовка проблемы о напряженном состоянии в верхней части земной коры дана в статье Хаста [2].

действующим горизонтальным силам и будет выпирать вверх. Деформация уменьшает горизонтальное давление на слой, так что подстилающие породы будут стремиться воспринять освободившиеся горизонтальные силы. Поскольку все нижележащие слои вплоть до больших глубин подвергаются действию максимальных горизонтальных напряжений, то создание выемки на поверхности вызывает изменения в состоянии пород в глубине земной коры, которые будут проявляться в течение длительного времени в виде постепенных изменений положения кровли скальных пород. Подобным же образом породы будут погружаться, если подвергнутся действию нагрузки, приложенной на значительной площади, например от давления большой плотины. Вероятно, возникнут необычайно сложные вертикальные движения, если поверхностная зона первоначально будет на некоторое время разгружена, а затем нагружена вновь, как, например, при строительстве большой плотины, и в известной мере в результате колебания уровня воды в водохранилище.

Горизонтальное давление, оказываемое водой на высокую плотину, передается сооружением на породы. В настоящее время считается необходимым соблюдение требуемого коэффициента устойчивости против сдвига; но, учитывая значительную горизонтальную трещиноватость, которая типична для скальных пород, это не может рассматриваться как достаточная предосторожность. Трещины в скальных породах бортов долины могут раскрываться в результате выветривания. В таких случаях верхние слои пород будут связаны очень слабо с нижележащими. То же происходит в зонах сбросов. Если порода содержит хлорит или другие уменьшающие трение минералы, то трение между верхними и нижними слоями пород будет еще меньше.

Согласно данным фиг. 2, скальные породы в поверхностной зоне подвергаются горизонтальным давлениям ($\sigma_1 + \sigma_2$), достигающим 160 кг/см^2 . Следовательно, если измерено горизонтальное напряжение в скальной породе, на которой должна быть построена плотина, и найдено, что давление в породе увеличивается равномерно, то можно сделать вывод о наличии нормальной связи между верхним и нижним слоями пород. Если найдено, что породы в поверхностной зоне находятся под действием чрезвычайно высокого напряжения, то целесообразно определить касательные напряжения в них и при проектировании плотины учесть все значения напряжений. Создается очень опасное положение, если ($\sigma_1 + \sigma_2$) примерно равно нулю, так как это означает, что поверхностный слой не связан прочно с подстилающей породой.

Заключение

За последние годы разработан надежный метод определения напряжений, действующих в массивах горных пород. На основе большого количества измерений, выполненных в скальных породах Швеции, Норвегии и Финляндии, было установлено, что величины горизонтальных давлений в них значительно больше, чем ранее предполагалось. Можно ожидать, что аналогичные условия существуют и в других частях земного шара. Как правило, горизонтальные давления в породах в несколько раз превышают вертикальные. Даже поверхностная зона скальных пород находится под определенным давлением, а несколько ниже поверхности это значение может в 10 раз превышать давление, полученное расчетом от веса вышележащих пород.

Не исключается, что даже до возведения плотин действующие в породах напряжения могут быть близки к пределу прочности и что увеличение напряжений в результате строительства плотины и повышения давления воды после заполнения водохранилища может вызвать разрушение.

Следовательно, необходимо до строительства плотин провести более полный анализ естественного напряженного состояния пород, чем было принято до настоящего времени. На основе этих исследований надо дать прогноз изменения напряженного состояния пород, вызванного строительством плотины.

Новые данные о больших горизонтальных давлениях в породах помогут объяснить различные явления, которые долгое время оставались непонятными, например объяснить причины разрушения некоторых плотин.

Могут быть обоснованы также поперечные сечения туннелей и выработок, проходных в скальных породах, приемлемые с практической точки зрения, но не соответствующие теоретическим представлениям. Полагают, что теоретически наиболее приемлемым сечением туннеля, который подвергается одинаковому сжимающему давлению по всему контуру, является эллипс с отношением горизонтальной и вертикальной осей, равным коэффициенту Пуассона. Если принять это отношение равным $\frac{1}{3}$, то высота туннеля должна быть в 3 раза больше ширины. Но на практике высота туннеля часто бывает значительно меньше его ширины; поэтому по теории в этом случае в кровле должны действовать значительные растягивающие напряжения. Однако выработку можно пройти с большим пролетом горизонтальной кровли, так как существуют горизонтальные напряжения, рассмотренные выше.

После того как определены эллипсоид напряжений, величины и направления давления и касательных напряжений, можно путем расчета или моделирования определить приемлемый тип,

поперечное сечение и направление туннеля или выработки, чтобы на свободной поверхности стен и кровли не появлялись растягивающие напряжения.

ЛИТЕРАТУРА

1. H a s t N., The Measurement of Rock Pressure in Mines, Sveriges Geologiska Undersökning, series C. No. 560, 1958.
2. H a s t N., The XIIth General Assembly of the International Union of Geodesy and Geophysics, Helsinki, 1960.
3. T e r z a g h i K., Measurement of Stresses in rock, Géotechnique, XII, 405—424, June, 1962.

ТЕКТОНИЧЕСКИЕ НАПРЯЖЕНИЯ И ИХ ВЛИЯНИЕ НА ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ СМЕЩЕНИЯ¹

Представление о том, что в земной коре и в настоящее время возникают напряжения, находит все больше сторонников. Физическая интерпретация геологических деформаций невозможна без предположения о существовании в земной коре напряжений растяжения, давления и скалывания. При этом напряжения растяжения в тектоническом смысле иногда следует понимать не как истинные напряжения растяжения, а как разность между действительным напряжением и средним изотропным давлением. Знание взаимосвязей между напряжением в земной коре и ее деформацией часто необходимо при решении практических задач, например при добыче нефти (торпедирование скважин) и изучении землетрясений. Из-за граничных условий, которые должны быть соблюдены на поверхности Земли, здесь господствуют состояния напряженности, почти равнозначные трем андерсоновским состояниям тектонической напряженности: состоянию имманентного надвига, имманентного нормального разлома и имманентного сдвига. Законы пластичности применимы при анализе взаимосвязей напряжений и сдвигов только при рассмотрении коротких промежутков времени, причем возникающие поверхности разрыва можно объяснить исходя из теории Мора: Известная «текучесть» пород при длительных процессах складкообразования и деформации позволила бы использовать для расчетов реологическое уравнение этого состояния, но вывести такое уравнение пока не удалось. На примере U-образной долины и узкого длинного хребта можно показать, что напряжения растяжения возникают и в районах, испытывающих региональное давление, причем эти напряжения нередко служат причиной образования горных обвалов и «сглаживания» неровностей рельефа.

Введение

Внимательный наблюдатель не может не заметить, что на поверхности земли происходили гигантские смещения горных пород. Достаточно вспомнить огромные хребты, например европейские Альпы или американские Скалистые горы, чтобы понять, что они созданы в результате мощных движений земной коры. Объясняя природу этих крупных смещений, неминуемо приходим к признанию существования в земной коре напряжений. Действительно, множество фактов указывает на то, что такие напряжения не только существовали в известные периоды, но они постоянно характеризуют состояние земной коры. Если бы по вызванным ими смещениям можно было воссоздать

¹ Schidegger A. E., Tektonische Spannungen und deren Einfluss auf geologische Verschiebungen. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, vol. II/2 (Geologie und Bauwesen, Jg. 29/2), Wien, 1964.

картину напряжений, это было бы большим успехом в объяснении геологических деформаций.

Понимание такого рода взаимосвязей необходимо для решения практических задач, так как, зная в принципе эти взаимосвязи, можно было бы, например, предсказать образование разломов по краям тектонической впадины (хотя точные предсказания практически почти невозможны). Несомненно также, что установление таких взаимосвязей представляет огромный теоретический интерес.

Признаки наличия тектонических напряжений

Еще недавно многие считали, что напряжения в земной коре обусловлены только гидростатическим давлением на глубине. Исследованиями в области механики горных пород удалось доказать существование тектонических напряжений в современной геологическую эпоху.

Признаки, свидетельствующие о наличии напряжений, были давно известны. Геологи много лет назад связывали структуру Альп со сжатием земной коры, обусловленным в свою очередь боковым давлением. Аналогично восточно-африканские грабены — несомненный признак проявления в определенном геологическом периоде напряжений растяжения, а сдвиги в Тихом океане — проявления напряжений скалывания.

Когда, рассматривая тектонические проблемы, говорят о «напряжениях растяжения», то следует иметь в виду, что в данном случае речь идет о напряжениях растяжения не в буквальном смысле этого термина, ибо вес вышележащих горных пород на всех глубинах, за исключением разве только самых небольших, слишком велик, чтобы могло существовать истинное *состояние растяжения*. Поэтому под «тектоническим напряжением» понимают *разность* между действительно имеющимся напряжением и средним изотропным давлением. Если истинные напряжения обозначить тензором τ_{ik} , то «тектоническим» напряжением будет девиатор

$$T_{ik} = \tau_{ik} - \frac{1}{3} (\sum \tau_{jj}) \delta_{ik},$$

где δ_{ik} — известный тензор Кронекера. Отдельные составляющие тензора T_{ik} могут иметь отрицательные значения. Когда один из диагональных элементов T_{ik} в основной системе координат отрицателен, говорят о *растяжении* (Tension) в соответствующем направлении.

Множество геологических признаков свидетельствует о существовании в некоторых геологических периодах тектонических напряжений. Однако известны и прямые методы, с помощью

которых можно доказать наличие таких напряжений в настоящее время.

В горном деле давно известно, сколь разрушительным может быть проявление напряжений в породах. Были сделаны попытки непосредственного измерения таких напряжений, что оказалось не так просто, ибо обычно напряжения удается измерить только косвенным путем по вызванным ими деформациям. Для измерения деформаций разработаны различные методы. Но, даже если измерить их вблизи стенки штольни, вычисление по этим данным региональных напряжений представляет большие трудности.

Не менее важно знать тектонические напряжения и при производстве работ по добыче нефти, в частности при торпедировании скважин. Известно, что состояние постоянной напряженности пород вызывает образование вертикальных или горизонтальных плоскостей разрывов. И наоборот, зная ход изменения давления в нефтеносной скважине, можно при их торпедировании делать выводы о существующих региональных напряжениях [5].

Наконец, по-видимому, имеется прямая связь между механизмом землетрясения в очаге и господствующими региональными тектоническими напряжениями. Эта связь устанавливается не прямым путем, а статистически. Одно землетрясение не дает исчерпывающих сведений о региональном напряжении, но по многим землетрясениям, происшедшим на ограниченном пространстве, можно многое узнать о существующих напряжениях в земной коре [2, 6].

Возможные состояния напряженности

Поскольку на поверхности Земли возникают граничные условия, напряженность в земной коре на некоторой глубине от поверхности не может быть совершенно произвольной, если принять известную аналитическую непрерывность составляющих тензора напряженности. Андерсон [1] еще в 1905 г. установил, что в общем главным направлением напряжения у земной поверхности должно быть вертикальное; следовательно, два других главных направления напряжения будут горизонтальными. Отклонения от этого общего правила возникают вследствие того, что земная поверхность не везде представляет собой плоскость.

Обозначим вертикальное главное напряжение символом σ_v , а оба горизонтальных главных напряжения — символами σ_1 и σ_2 . В зависимости от относительной величины трех главных напряжений различают три возможных (андерсоновских) состояния тектонической напряженности (принимают, что напряжения давления положительны):

а) $\sigma_I > \sigma_{II} > \sigma_V$ — состояние имманентного надвига (ибо, если образуется разлом, он будет соответствовать надвигу);

б) $\sigma_V > \sigma_I > \sigma_{II}$ — состояние имманентного нормального разлома;

в) $\sigma_I > \sigma_V > \sigma_{II}$ — состояние имманентного сдвига.

Существующие в естественных условиях состояния тектонической напряженности в разной степени сходны с андерсоновскими. Отклонения, как уже выше сказано, объясняются тем, что земная поверхность неровная, а также тем, что, хотя бы на относительно небольшой глубине, влияние граничных условий проявляется не полностью.

Связь между напряжениями и смещениями

В целом связь между напряжениями и смещениями определяется реологическими условиями, которые можно представить в виде системы нелинейных интегро-дифференциальных уравнений.

Как ведет себя вещество земной коры, находящееся под длительным напряжением, установить очень трудно. Обычно предполагается, что горные породы, пока не произойдет их разрушение, можно рассматривать как пластичное вещество, во всяком случае в течение коротких промежутков времени. Таким образом, породы в первом приближении считаются изотропными; следовательно, имеем две константы пластичности.

Когда напряжение в породах вызывает разрушение, образующиеся поверхности разрыва, по-видимому, должны соответствовать плоскостям Мора [4]. Это те же плоскости, которые положены в основу теорий состояния напряженности Андерсона. Предполагается, что возможные поверхности разрыва параллельны среднему направлению главного напряжения и образуют с направлением большего главного напряжения угол несколько менее 45° . Встречающиеся в природе разломы можно объяснить, исходя из этого предположения.

Предпринимались попытки ввести более сложные реологические условия, чем отмеченные выше. Например, вещество земной коры можно, как это делается при опытах с грунтами, рассматривать как *пластичное*, что при известных условиях приводит к правильным результатам. По-видимому, важнее найти объяснение факту, что горные породы, испытывающие длительные напряжения, могут сминаться в складки не дробясь. Дать объяснение процессу складкообразования трудно. Ясно, что породы становятся при этом в какой-то мере «текучими», но дать удовлетворительное реологическое уравнение этого состояния до настоящего времени не удалось. Трудности состоят в том, что требуются наблюдения за естественными напряжениями и соответствующими деформациями в течение длительного времени,

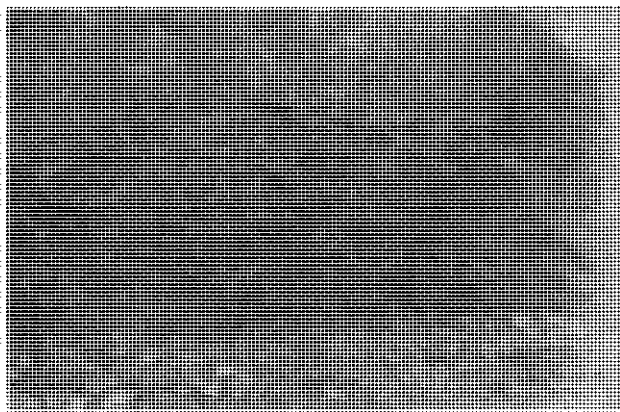
скажем 100 млн. лет, что практически, даже в грубом приближении, невозможно.

Резюмируя, можно сказать, что поле напряжений в земной коре в каждый данный момент следует рассматривать как упругостатическое, за исключением тех моментов, когда образуются разломы, происходят землетрясения и т. п.

Особые случаи

Интересно было бы рассчитать тектонические напряжения (если возможно, то и смещения) вблизи некоторых геологических структур. В условиях статического равновесия можно применить теорию упругости.

Рассмотрим, например, долину полукруглого сечения, врезанную в равнину. Предположим, что эта равнина находится



Фиг. 1. Оползень Франк, перевал Кроунест, Канада.

в состоянии однородного в бесконечности одномерного напряжения; одно из направлений главных напряжений перпендикулярно оси долины, и это направление как единственная слагающая тензора напряжения отлично от нуля. При этих условиях [6] у дна долины создается концентрация напряжений, при которой касательное напряжение в 3 раза превышает напряжение в бесконечности. Напряжения у борта долины имеют противоположный знак. Поэтому в борту долины, врезанной в область, находящуюся под одноосным давлением, могут возникнуть напряжения растяжения, что часто имеет большое практическое значение.

Во время последнего оледенения ледники выработали в горных областях (обычно испытывающих одноосное давление)

U-образные долины. После отступления ледников на плечах трогов должны были возникнуть напряжения растяжения. Поэтому здесь возможны горные обвалы. Известный оползень Франк такого рода произошел в 1903 г. у перевала Кроунест в Канаде (фиг. 1)

В горном хребте полукруглого профиля должны наблюдаться явления, противоположные явлениям в U-образной



Фиг. 2. „Арка“ в Йосемитском парке, Калифорния.

долине. На склоне такого хребта также возникают большие концентрации напряжений, поэтому «острые углы» здесь отсутствуют. Породы, находящиеся под сильным напряжением, разрушаются; иногда такой процесс представляет собой грандиозное явление природы. В результате откалывания целых пластов породы образуются гладкие поверхности скал. Кислинггер [3] объясняет таким образом возникновение Королевской Арки в Йосемитском парке в Калифорнии (фиг. 2). На гребне хребта, напротив, напряжения приобретают противоположный знак. На этом примере видно, что в районах, испытывающих давление, вполне возможно образование растягивающих напряжений.

ЛИТЕРАТУРА

- 1 Anderson E. M., The dynamics of faulting and dyke formation with applications to Britain, Edinburgh, 1942.

2. Fara H. D., Scheidegger A. E., An eigenvalue method for the statistical evaluation of fault plane solutions of earthquakes, *Bull. Seismolog. Soc. Am.*, **53**, 811—816, 1963.
3. Kieslinger A., Restspannung und Entspannung im Gestein, *Geol. u. Bauw.*, **24**, 95—112, 1958
4. Mohr O., Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik. 3. Aufl., Berlin, 1928.
5. Scheidegger A. E., Stresses in the Earth's crust as determined from hydraulic fracturing data, *Geol. u. Bauw.*, **27**, 45—53, 1962.
6. Scheidegger A. E., On the tectonic stresses in the vicinity of a valley and a mountain range, *Trans. Roy. Soc. Victoria*, **76**, 141—145, 1963.

Э. К. Гербер, А. Э. Шайдеггер

ПРОБЛЕМЫ РАЗРУШЕНИЯ СКАЛЬНЫХ СКЛОНОВ В АСПЕКТЕ ОБРАЗОВАНИЯ ПЛОСКОСТЕЙ РАЗРЫВА МОРА¹

В статье приведено доказательство принципиального различия между выветриванием пород на пологих склонах и в скальных обрывах. Если разрушение пород на пологих склонах в значительной мере определяется сносом масс, то на скальных уступах оно обусловлено распределением и величинами напряжений. Это подтверждается изучением процессов выветривания известняков в скальных уступах Швейцарской Юры. Поле напряжений вблизи скального уступа можно приблизительно определить заранее и показать, что регрессивное выветривание связано также с разломами, возникающими, согласно теории Мора, при тектонических напряжениях.

Введение

Проблема разрушения склонов давно интересует ученых. Считали, что в принципе нет различий между относительно пологими склонами и крутыми скальными уступами и что оба типа «склонов» характеризуются лишь присущей им крутизной [6]. Однако в процессе многолетних исследований [3] выяснилось, что разрушение и устойчивость пологих и крутых скальных склонов различны и рассматривать их следует отдельно. По вопросу о выветривании и разрушении пологих склонов имеется обширная литература, где разрушение склонов рассматривается как следствие транспортировки масс, предварительно подвергшихся физико-химическому разложению. Возникает только вопрос, как и в результате чего осуществляется перенос масс.

На скальных склонах условия в общем иные. Многочисленные исследования [3] позволяют сделать вывод, что в «выветривании» принимают участие геохимические процессы. В окрестностях Шинцнаха (Аарау, Швейцария) в восточной части гор Юра известны необычайно показательные в этом отношении скальные обрывы известняков.

¹ Gerber E. K., Scheidegger A. E., Probleme der Wandrückwitterung, im besonderen die Ausbildung Mohrscher Bruchflächen, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Supplementum II, XV, Wien, 1965.

Данные наблюдений

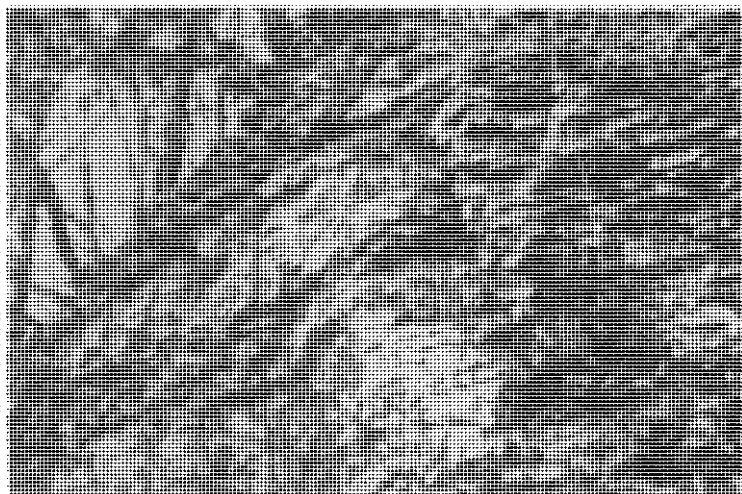
Ширина Складчатой Юры у восточной оконечности основного горного массива Юры, между Ааре и Рейном, достигает 5 км, а ширина расположенной перед ней Платообразной Юры — 10 км. При давлении с юга жесткий массив Шварцвальда служил упором, в результате чего происходило надвигание одних складок на другие, и хребты приобрели изоклинальную структуру. Склоны, параллельные напластованию, поднимаются сюга, а обрывистые противоположные склоны падают на север. Слои Платообразной Юры также наклонены к югу и круто обрываются к северу.

В южном краевом хребте Складчатой Юры выделяется гора Гизлифлю; ее относительная высота над долиной Ааре 400 м, а абсолютная — 772 м. Верхняя пачка слоев, образующая широкий гребень возвышенности, состоит из массивного кораллового известняка Главный Рогенштейн (доггер). На протяжении 1600 м эта пачка обрывается к северу уступами высотой до 30 м. Слои падают к югу под углом 35° , но в обрыве они почти не выделяются.

В четырех километрах севернее, уже в пределах Платообразной Юры, находится возвышенность Цейэр-Хомберг, вершина которой имеет отметку 783 м. Здесь вершинное плато сложено известняками Рогенштейн с ясной слоистостью; падение на юг под углом 20° . Породы образуют уступ высотой 10—15 м; строение уступа подобно кирпичной кладке.

Под известняками Рогенштейн, нижняя часть которых в обоих уступах прикрыта осыпью, залегают чередующиеся слои известняков и мергелей, а ниже — 80—100-метровая толща кремнистых глин. Разрушению в первую очередь подвержены мергели и глины нижней части разреза. Снос продуктов их выветривания происходит быстрее, чем известняков. В кремнистых глинах широко распространены сдвиги и соскальзывания пластов. Вследствие податливости подстилающих пород в известняках возникают сильные напряжения и по вертикальным трещинам нередко происходят обвалы [1]; однако чаще породы медленно оседают. Можно предполагать, что макрорельеф скальных обрывов Юры — следствие таких процессов.

Тщательное изучение микрорельефа обрывов позволило установить, что в формировании его участвуют процессы выветривания, которые проявляются прежде всего в поверхностной зоне, где породы распадаются на глыбы и отдельные плитки площадью 100 см^2 и толщиной приблизительно 10 см (фиг. 1 и 2). Трещины выветривания располагаются параллельно обрыву под углом к напластованию. Ширина трещин не превышает 2—3 см; они пересекаются между собой и отделяют разрушенную зону от



Ф и г. 1 Выветривание слоистых пород в верхней части вертикального обрыва; в нижней части наблюдается регрессивное выветривание, Цейер-Хомберг

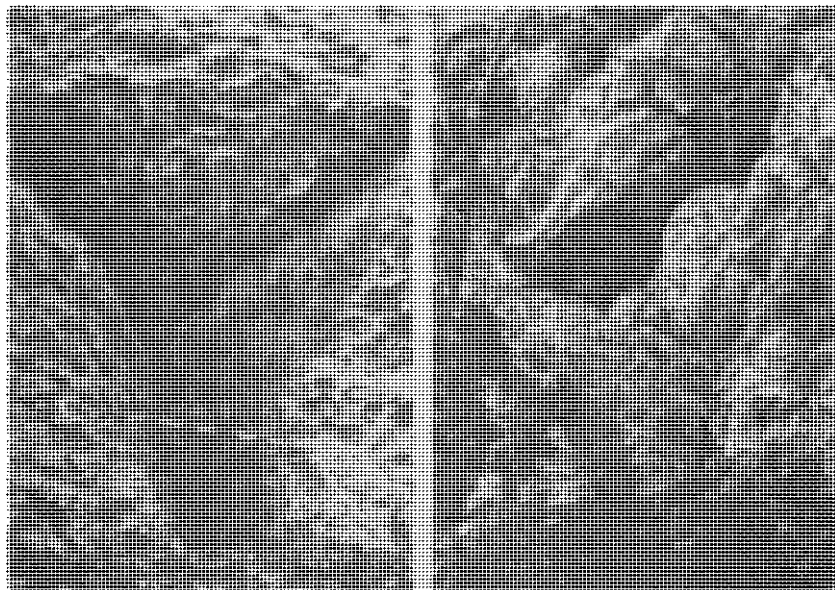


Ф и г. 2. Трещины выветривания меловых пород, параллельные поверхности обрыва и секущие слоистость; Цейер-Хомберг.

коренной скальной породы. Плитки и глыбы обычно вываливаются, образуя ниши и обнажая слабо выветрелую породу. Характерно, что вывалы глыб происходят главным образом снизу вверх, вследствие чего глыбы нависают над обрывом, а затем соскальзывают по нему. Часто слои пересекаются ломаными трещинами (фиг. 2), которые начинаются у основания обрыва и выклиниваются вверх. В краевых зонах выветривания носит несколько иные черты. В искусственных обнажениях вдоль дорог видно, что породы под почвой на глубину до 2 м превратились в плитчатые обломки с суглинистым заполнителем. У верхней бровки обрыва выветривание имеет такой же характер, как в поверхностной зоне. Стекающая по обрыву вода скапливается у основания обрыва и просачивается в поросшую лесом глинистую осыпь с небольшим количеством обломочного материала на поверхности. Крутизна склона осыпи достигает 40°. Обрывы северной экспозиции обычно затенены, их подножие почти всегда влажное. Наличие ниш от вывалов в менее устойчивых пластах указывает на особенно интенсивное выветривание в этой краевой зоне.

Характерно, что по краям обоих обрывов, где высота их резко уменьшается, преобладает «пластовое» выветривание (фиг. 1).

Второй тип выветривания склонов можно наблюдать на возвышенности Гизлифлю. Здесь при выветривании образуются глыбы высотой несколько метров, располагающиеся параллельно обрыву [4]. Отделение глыб от массива начинается снизу и распространяется вверх независимо от направления напластования. Глыбы нависают над обрывом, а затем соскальзывают по нему, иногда вертикально вонзаясь в верхнюю часть осыпи. Глыба объемом около 40 м³, лежащая в основании осыпи горы Гизлифлю, вероятно, некогда образовывала карниз. Такие карнизы обрываются по вертикальным трещинам разрывов, при этом крутизна обрыва сохраняется прежней. Поверхности большинства скальных обрывов ровные, что наблюдается и в горах Юра; резких выступов в обоих типах обрывов не отмечено. Очевидно, эти выступы неустойчивы, отделяются по трещинам и быстро разрушаются. Помимо описанного регрессивного обрушения, параллельного обрыву, наблюдаются другие типы выветривания. На горе Гизлифлю сопряженные плоскости разрывов образуют с основной поверхностью обрыва острый угол (что встречается и на многих других обрывах). В местах их пересечения от вывалов пород возникают круто уходящие вверх ниши, сверху закрытые карнизом (фиг. 3 и 4). В результате этого поверхность обрыва приобретает гребневидную форму (фиг. 5). Обнажившиеся поверхности здесь также гладкие и не обнаруживают следов выветривания.



Фиг. 3 (слева). Сопряженные плоскости разрывов, образующие нишу; Цейэр-Хомберг.

Высота ниши 3,6 м, она начинается у подножия обрыва в верхней части осыпи. Боковые стенки ниши имеют наклон 70° внутрь массива, а верхние — 20° к склоности. Две плоскости разрывов пересекаются у верха ниши под прямым углом. В основании обрыва угол пересечения 90° . Высота обрыва 6,5 м, крутизна его в основании 85° , и он слабо нависает у верха.

Фиг. 4 (справа) Ниша с сопряженными плоскостями разрыва и карнизом в обрыве, гора Гизлифлю.

Фиг. 5. Плоскости разрыва, образующие при выветривании гребневидную поверхность; гора Гизлифлю.

Плоскости разрыва параллельны обрыву у его основания.

Теория

Приведенные данные наблюдений за обрушением глыб на крутых скальных склонах требуют объяснения, основанного на теории механики сплошных сред.

Общезвестно [7], что в земной коре, даже вблизи ее поверхности, существует поле естественных напряжений, связанное с тектоникой данного района. Это поле напряжений в каждый данный момент можно рассматривать как упругостатическое, если в это время не происходят тектонические разрывы, землетрясения и т. п. В случае образования разрывов предполагают, что процесс протекает в соответствии с теорией Мора. Согласно этой теории, возникают сопряженные плоскости разрыва, параллельные среднему направлению основного напряжения и имеющие наклон $30-45^\circ$ к направлению максимального давления. По Андерсону [2], вблизи поверхности земли различают три принципиально возможных (инципиентных) состояния тектонической напряженности: нормального разрыва, надвига и чешуйчатого смещения. Прилагательное «инципиентный» не означает, что в данном районе скоро произойдет тот или другой тип смещения, а указывает на то, что, если напряженность в дальнейшем возрастет, в конце концов возникнет разрыв. Теория Андерсона основана на том, что в упругой среде напряжения вблизи свободных поверхностей направлены более или менее перпендикулярно последним, поскольку такие поверхности представляют граничные условия для напряжений сдвига. Следовательно, «инципиентные» поверхности разрыва соответствуют поверхностям Мора. В зависимости от величины главных напряжений возникнут три выше названных возможных близповерхностных состояния напряженности. Рассмотрим теорию Андерсона применительно к обрывистым склонам, которые представим себе как вертикальный уступ между двумя горизонтальными полуплоскостями.

Поскольку обрыв представляет собой свободную поверхность, создаются граничные условия. Направление одного из главных напряжений σ_H должно быть перпендикулярно обрыву, ибо напряжения сдвига на свободной поверхности исчезают. Направление второго главного напряжения σ_V должно быть почти вертикальным (как это в общем виде установил Андерсон), так как рассматривается состояние пород вблизи земной поверхности. Соответственно направление третьего главного напряжения σ_H горизонтальное. Естественно, что эта картина действительна только на некотором расстоянии от подножия обрыва, где происходит коинцетрация напряжений свола.

Можно высказать некоторые соображения не только о направлениях, но и о величинах главных напряжений в скальных

породах вблизи обрыва. Вертикальное главное напряжение σ_v соответствует весу залегающих выше пород. С приближением к верхней бровке обрыва величина этого напряжения будет уменьшаться.

Перпендикулярно направленное к обрыву главное напряжение σ_w вблизи поверхности обрыва чрезвычайно мало. Следовательно,

$$\sigma_v > \sigma_w \approx 0,$$

причем напряжения имеют положительный знак. Остается третье главное напряжение σ_H , величина которого на небольшом расстоянии от обрыва может быть весьма значительной. В тектонически подвижном районе, где проявляется сжатие земной коры, это напряжение будет напряжением давления, так что

$$\sigma_H > \sigma_v > \sigma_w.$$

Таким образом, при данных условиях вертикальное напряжение есть среднее главное напряжение. Как только предел прочности скальной породы будет превзойден, согласно теории Мора — Андерсона, образуются пересекающиеся плоскости разрыва, наклоненные к направлению максимального главного напряжения σ_H под углом $30-45^\circ$ и параллельные среднему главному направлению напряжения σ_v . Такие плоскости разрыва, очевидно, должны образовать вблизи поверхности обрыва выступы угловатой формы, которые действительно наблюдаются в естественных условиях. Когда глыба скальной породы, расположенная между поверхностями разрыва, вываливается, образуется ниша. Поскольку вблизи верхнего края обрыва

$$\sigma_v \approx \sigma_w \approx 0,$$

вертикальное напряжение здесь не выражено и ниша замкнута сверху карнизом.

Изучение тектонических напряжений вблизи обрыва позволяет объяснить, хотя бы качественно, и некоторые другие наблюдаемые явления. Следует ожидать, что разрушение обрыва в его основании будет более интенсивным, так как здесь возникают большие концентрации напряжений скола. По той же причине резкие выступы на крутом склоне со статической точки зрения неустойчивы, благодаря чему поверхность обрыва сохраняется ровной; статические остаточные напряжения вызывают отслоение породы. Главное напряжение σ_v будет существенно отличаться от нуля только тогда, когда обрыв обладает значительной высотой.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ampferer O., Bergzerreibungen im Inntalraum, Sitzungsber. Akad. d. Wissenschaften, Wien, Mathem.-Naturw. Kl., Abt. I, Bd. 150, 1941, Helt 3, 97—114.
2. Anderson E. M., The dynamics of faulting and dyke formation with applications to Britain, Edinburgh, 1942.
3. Gerber E., Über Bildung und Zerfall von Wänden. Geogr. Helv., 18, 331—335, 1963.
4. Kieslinger A., Restspannung und Entspannung im Gestein, Geol. u. Bauw., 24, 95—112, 1958.
5. Müller L., Über die Entstehung oberflächenparalleler Klüfte, Versuche einer geomechanischen Erklärung, Geol. u. Bauw., 27, 146—152, 1962.
6. Scheidegger A. E., Theoretical Geomorphology, Berlin, 1961.
7. Scheidegger A. E., Tektonische Spannungen und deren Einfluss auf geologische Verschiebungen, Felsmechanik und Ingenieurgeologie; см. статью в настоящем сборнике, стр. 22.

А. Робертс, И. Хокс, Ф. Уильямс, С. Мюррел

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОЧНОСТИ И НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ СКАЛЬНЫХ ПОРОД В УСЛОВИЯХ ЕСТЕСТВЕННОГО ЗАЛЕГАНИЯ¹

Определение прочности массивов скальных пород — одна из наиболее неотложных задач механики скальных пород, имеющая важное значение как в строительстве сооружений, так и в горном деле, поскольку устойчивость откосов любой выемки в скальной породе определяется зависимостью между напряженным состоянием и прочностью породы вокруг выемки.

В статье описаны результаты исследований, выполненные группой сотрудников Высшей горной школы Шеффилдского университета. Статья состоит из двух разделов. В первом разделе излагаются результаты изучения прочности пород и сформулированы критерии разрушения, проверенный пока на небольшом количестве лабораторных опытов. Во втором разделе дана методика измерения величины напряжений и определения их направления *in situ*.

Применение критерия разрушения в природных условиях осложняется двумя обстоятельствами. Одно из них заключается в том, что горные породы в массиве редко сравнимы с испытываемыми в лаборатории образцами. В основаниях плотин или вокруг подземных выработок большое влияние на прочность пород оказывают такие нарушения, как трещины, кливаж, разрывы и др. Однако это не означает, что исследования скальных пород в лабораторных условиях в этом случае будут бесполезны. Наоборот, изучение свойств пород в лаборатории необходимо для познания природы деформации и разрушения массивов горных пород. Изучив основные свойства пород, их можно разумно использовать при рассмотрении различных нарушений массивов.

Второе осложнение заключается в том, что для применения критерия разрушения надо знать напряженное состояние в массиве горной породы. Методика точного определения напряжения *in situ* пока отсутствует, хотя некоторые исследователи получили ценные результаты. Методика, описанная во втором разделе статьи, представляет попытку авторов создать систему,

¹ Roberts A., Hawkes I., Williams F. T., Murrell S. A. F., The determination of the strength of rock *in situ*, Trans. VIIIth Intern. Congr. on Large Dams, vol. 1, Edinburgh, 1964.

которая упростила бы задачу определения напряжения *in situ* как в отношении техники и применяемых приборов, так и интерпретации результатов опытов.

Деформация и разрушение массивов скальных пород

Известно, что скальные породы и бетон разрушаются по типу скола или разрыва. Лабораторные опыты показывают, что напряжения, вызывающие разрушение, в значительной степени зависят от недевиаторной (шаровой) компоненты (сумма главных напряжений $P+Q+R$) в системе главных напряжений (где P, Q, R — главные напряжения). Так, скол в образцах, раздавливаемых при одноосном сжатии, происходит при напряжении, которое на один порядок больше, чем напряжение разрыва. Эти результаты лабораторных опытов были непонятны, и поэтому общий критерий для хрупкого разрушения не был сформулирован. Задача решалась эмпирически, а результаты измерений выражались в терминах подходящих для данного случая гипотез Мора — Кулона или Мора.

Было показано, что разрушение скальных пород и бетона может быть достаточно полно объяснено на основании теории хрупкого разрушения, развитой Гриффисом [4, 5]. В этой статье дается дальнейшее развитие этой теории и сравнение ее с экспериментальными данными.

Прочность скальных пород в условиях трехосного напряженного состояния. Определение прочности скальных пород и бетона в условиях трехосного сжатия производилось в течение многих лет, и было накоплено значительное количество данных. Трехосное испытание, в котором цилиндрический образец, заключенный в оболочку, подвергается всестороннему давлению и добавочному давлению с торцов, было разработано фон Карманом [8] для изучения хрупкого разрушения скальных пород. Мы не будем здесь детально рассматривать имеющиеся данные, а лишь дадим общее их описание. Результаты изучения разрушения других хрупких материалов, в том числе бетона, широко освещены в литературе [1, 12—15].

Изображение результатов трехосных опытов в пространственной системе координат главных напряжений в общем неудобно, и обычно пользуются диаграммой Мора на плоскости. Измерения производятся таким образом, что среднее главное напряжение не является независимым от наибольшего и наименьшего главных напряжений; например, при обычном трехосном опыте два главных напряжения равны. В этом случае круги напряжений при разрушении (или после достижения

определенной величины пластической деформации) на диаграмме Мора будут иметь единую огибающую. Исследования фон Кармана показали, что для случая хрупкого разрушения двух скальных пород огибающая была квазипараболической; все последующие работы, выполненные на скальных породах, подтвердили это. Подобные результаты получены и для бетона. Для ограниченного диапазона напряжений экспериментальные данные могут быть изображены прямой линией [21].

Мор предложил гипотезу прочности твердых тел, согласно которой неупругое поведение (разрыв или течение) наблюдается тогда, когда максимальное растягивающее напряжение достигает критического значения или когда касательное напряжение τ , действующее в определенной плоскости, достигает критического значения, которое зависит от нормального напряжения σ , действующего на эту плоскость (см [16]). Мор развил далее эту гипотезу и предположил, что такое поведение должно быть независимым от среднего главного напряжения; в этом случае круги главных напряжений будут иметь единую огибающую и критическая поверхность будет определяться точкой касания данного круга напряжений с огибающей. Согласно этой гипотезе, направление скола определяется наклоном огибающей. Следует отметить, что гипотеза Мора в ее наиболее общей форме мало используется, а принятие ее для каждого частного случая зависит от того, является ли разрушение независимым от среднего главного напряжения.

Далее, если круги наибольших главных напряжений имеют огибающую либо потому, что разрушение не зависит от среднего главного напряжения, либо потому, что оно не является независимым от других главных напряжений, то форма огибающей не определяется гипотезой Мора и должна устанавливаться экспериментально. Очевидно, что в случае хрупкого разрушения огибающая не может быть прямой линией, как было отмечено Леоном [9—11]. Огибающая должна быть наклонена к оси σ и пересекать ее в области растягивающих напряжений. Так как разрыв происходит при одноосном растяжении, то огибающая должна фактически пересекать ось σ перпендикулярно ей. Это привело Леона к предположению, что огибающая должна быть параболической. Для дальнейшего исследования этого вопроса необходимо провести опыты, в которых по крайней мере одно из главных напряжений было бы растягивающим.

Таким образом, можно ожидать, что огибающая кругов наибольших главных напряжений для хрупкого разрушения будет квазипараболической; это подтверждается и экспериментальными данными. В дальнейшем Мюррел [13] показал, что огибающая кругов главных напряжений, выведенная из теории

хрупкого разрушения Гриффиса, является параболической:

$$\tau^2 + 4K\tau = 4K^2, \quad (1)$$

где K — прочность на одноосное растяжение. В уравнение Гриффиса входят только два главных напряжения, так как они выведены для двумерной задачи теории упругости. По-видимому, теория Гриффиса дает удовлетворительную физическую основу для объяснения хрупкого разрушения в условиях трехосного напряжения, хотя было бы желательно исключить ограничения, связанные с использованием двумерной задачи теории упругости.

Если огибающая Мора является параболической, то должен существовать переход от разрушения типа разрыва к разрушению типа скола, когда меньшее из двух главных напряжений, используемых для построения огибающей, становится меньше (в алгебраическом смысле), чем определенное значение, зависящее от радиуса кривизны у вершины огибающей. Иными словами, если мы примем, что гидростатическая компонента напряжения меньше растягивающей или больше сжимающей, то получим состояние, при котором начнется разрушение типа скола; разрушение типа разрыва должно происходить при фиксированном значении растягивающего напряжения независимо от значения другого напряжения. Эти два положения легко проверить экспериментально. Теория Гриффиса предсказывает переход от разрушения типа разрыва к разрушению типа скола, когда наибольшее главное напряжение равно K , а наименьшее — менее $3K$.

Применение теории хрупкого разрушения Гриффиса для условий трехосного напряжения и дальнейшее развитие этой теории. Чтобы объяснить значительную разницу между измеренной прочностью природных хрупких твердых тел и их теоретической прочностью, Гриффис [4, 5] предположил, что в природных твердых телах имеются тонкие трещины, в которых концентрируются напряжения. Он использовал теорию упругости для расчета этого сконцентрированного напряжения, рассматривая трещины в виде узких эллиптических щелей в плоском теле. Гриффис получил величину напряжения, необходимого для разрыва атомных связей и позволяющего трещине распространяться в результате проявления поверхностной энергии тела, и таким образом дал выражение для прочности на разрыв хрупкого тела. В своей второй статье [5] Гриффис определил условия для скола в соответствии с прочностью на разрыв; это было использовано при выводе уравнения (1).

Наибольшим недостатком теории Гриффиса в ее нынешней математической форме является то, что она основана на дву-

мерной задаче теории упругости. Однако вокруг трещины в породах никогда не будут существовать условия плохой задачи, хотя они, возможно, могут к ней приближаться. Общая задача до сих пор не поддавалась математическому решению, за исключением случаев осевой симметрии, но применение этих уравнений для условий трехосного напряжения имело определенный успех [14, 15]. Исправленные критерии разрушения тогда равны

$$P = K,$$

$$(P - Q)^2 + (Q - R)^2 + (R - P)^2 + 24K(P + Q + R) = 0 \quad (2)$$

соответственно для разрушения в виде отрыва и скола.

Если все главные напряжения сжимающие, трещины будут стремиться закрыться и в них уже не будет отсутствовать трение. С другой стороны, давление жидкости в трещинах скальных пород или бетона может препятствовать смыканию трещин. Было показано [14, 15], что критерии развития трещин Гриффиса, заполненных жидкостью под давлением, те же самые, что и для трещин, не содержащих жидкости, но в последнем случае значения главных напряжений в уравнениях заменяются значениями «эффективных» главных напряжений $(P + p, Q + p)$, где p — давление жидкости. Тогда уравнение (1) принимает вид

$$\tau^2 + 4K(\sigma + p) = 4K^2. \quad (3)$$

Следует подчеркнуть, что этот вывод не является гипотезой, подобной концепции «эффективного» напряжения, используемой в механике дисперсных грунтов, а есть лишь результат математического анализа. Наличие давления воды в трещинах обуславливает увеличение эффективных напряжений и ослабление твердого тела.

С другой стороны, было отмечено [12, 14], что, когда трещины Гриффиса смыкаются и смещаются относительно друг друга с трением, огибающая Мора превращается в прямую линию

$$\tau = \tau_0 - \mu\sigma, \quad (4)$$

где μ — коэффициент трения между поверхностями трещин, а τ_0 — постоянная, которая зависит от μ , прочности на разрыв и напряжения, необходимого для закрытия трещины. Мюррел показал, что требуются значительные напряжения для того, чтобы вызвать закрытие трещины. Таким образом, при низких напряжениях огибающая Мора будет иметь параболическую форму [уравнение (1)], а при высоких напряжениях можно ожидать перехода к линейному уравнению (4), которое выражает упрочнение твердого тела. После того как произошло разрушение, нагрузка должна уменьшиться до величин касательного

напряжения τ и нормального напряжения σ при разрушении, связанных друг с другом уравнением

$$\tau = -\mu\sigma. \quad (5)$$

Известно, что кристаллические хрупкие твердые тела становятся пластичными (текучими), и эта пластичность увеличивается по мере того, как гидростатическая составляющая напряжения возрастает. Попытки математического анализа этого явления успеха не имели. Однако ясно, что требуется постоянно возрастающее касательное напряжение при увеличении гидростатического напряжения, которое, как это следует из уравнения (1) или (4), должно стать достаточным, чтобы вызвать пластическое течение. Следовательно, огибающая Мора будет ограничиваться этим значением касательного напряжения.

Экспериментальные данные хрупкого разрушения при трехосном сжатии и сопоставление их с теоретическими предсказаниями. Для установления критериев хрупкого разрушения могут быть использованы четыре показателя: 1) сопротивление разрушению, по крайней мере с одним главным растягивающим напряжением; 2) данные о разрушении при напряжениях, изменяющихся вплоть до значений, вызывающих пластическую деформацию; 3) данные о влиянии давления поровой жидкости на разрушение; 4) данные о влиянии среднего главного напряжения. Были получены или проанализированы некоторые данные по всем четырем показателям [14, 15]. Показатели (1) согласуются с ожидаемой параболической огибающей Мора и были подтверждены исследованиями Брейса [1], получившего аналогичные результаты. Показатели (2) выявили, что скальная порода становится прочнее в результате закрытия трещин, но в данном случае трудно выделить линейный участок на огибающей Мора. Огибающая непрерывно искривляется, и, по-видимому, переход к пластической деформации совпадает с точкой пересечения огибающей Мора с линией, определяемой уравнением (5). Это имеет некоторую связь с гипотезой, разработанной Орованом [18]. Показатели (3) соответствуют теоретическим представлениям [см. уравнение (3)] о том, что, если сумма $P + p$ поддерживается постоянной, разрушение происходит при постоянном значении $P - Q$. Наконец, показатели (4) свидетельствуют, что среднее главное напряжение оказывает некоторое влияние на хрупкое разрушение в соответствии с уравнением (2).

На основе изложенного можно заключить, что дополненная теория хрупкого разрушения Гриффиса, которая способствовала накоплению новых экспериментальных данных, уточнила наше понимание деформации и разрушения массивов скальных

пород. Для применения этих новых положений к массивам пород необходимо найти способы измерения напряжений в условиях естественного залегания пород.

Напряжения в условиях естественного залегания массивов скальных пород

Устойчивость выемок и оснований в скальных породах определяется характером действующих напряжений и свойствами породы. Для применения рациональных критериев при проектировании размера, формы, направления и крепления подземных выработок необходимо иметь сведения о поле напряжений, существующем в массиве скальной породы до проходки выработки, о влиянии, которое окажет выемка на это поле напряжений, и о поведении породы под результирующими напряжениями. Для оснований плотин задача осложняется тем, что к первоначально существующему полю напряжений в массиве пород прибавляются силы, возникающие после строительства плотины и наполнения водохранилища.

Некоторые из этих задач, например концентрация напряжений, вызванная проходкой выработки, могут быть изучены на моделях и с помощью других лабораторных методов, тогда как главная задача — измерение напряжений в породах естественного залегания — может быть решена только в полевых условиях.

Часто считают, что напряжения в массиве скальных пород возникают только от давления вышележащих толщ и, более того, что одно главное напряжение вертикально. Однако это наблюдается лишь в редких случаях. Если измерение напряжения производится только по одной оси, то необходимо выполнить измерения в трех взаимно перпендикулярных плоскостях, причем в каждой плоскости надо сделать по три измерения под углом 60° друг к другу, чтобы определить распределение напряжений в объеме. Но если измерительная аппаратура позволяет замерять напряжения по двум осям, то будут установлены направление, величина и связь между двумя главными напряжениями в произвольно ориентированной плоскости. В данном случае требуются только три подобных измерения во взаимно перпендикулярных плоскостях для определения объемного напряженного состояния.

Обычно измерения напряжений *in situ* разделяются на два вида, предусматривающие определение: а) изменений напряжений и б) величин абсолютных напряжений. В первом случае обычная аппаратура представляет датчики, помещаемые в выработках или в скважинах, пробуренных в скальных породах для измерения соответствующих изменений, деформаций или

концентрации напряжений. Для измерений абсолютных напряжений скальные породы, в которых установлены датчики, разгружаются от напряжения путем обуривания или прорезями вокруг точки измерения напряжений. Упругое расширение породы измеряется прибором, а первоначальные напряжения определяются расчетом или путем тарировки.

Применяемые для подобных замеров приборы обладают недостатками, которые существенно влияют на точность получаемых результатов.

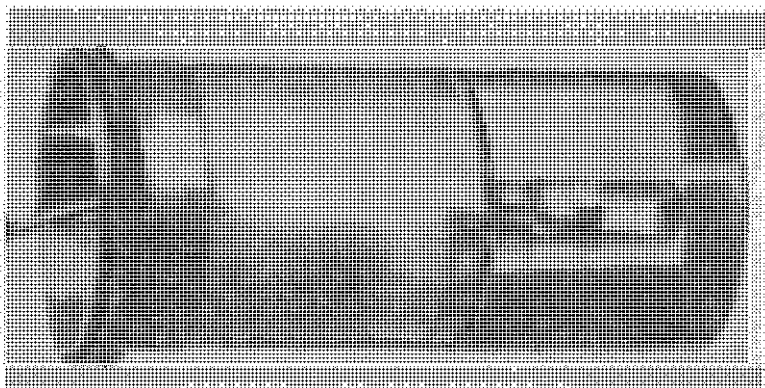
Во-первых, измеряемой величиной является деформация; по ее величине расчетным путем определяется напряжение по уравнению, содержащему модуль упругости скальных пород, которые в общем не обнаруживают линейного упругого поведения (что осложняет эксперименты). Во-вторых, измерения, как правило, являются ориентированными, и поэтому должно быть проведено значительное количество измерений в различных направлениях. В-третьих, деформации обычно так малы, что измерительная аппаратура должна быть очень чувствительной и достаточно сложной. В большинстве случаев разработанная аппаратура более подходит для лабораторных исследований, чем для работы в тяжелых полевых условиях.

Коутино [2], Хирамацу и др. [7] указывали, что жесткие датчики обладают рядом преимуществ как измерители напряжения. Их теория в основном сводится к тому, что если жесткий датчик помещается в теле, модуль упругости которого меньше половины модуля упругости датчика, то деформация, замеряемая датчиком, незначительно зависит от модуля упругости исследуемого тела.

Коутино и Хирамацу применили это положение к стеклянному датчику-втулке, вставленному в скважину, и показали, что такое простое устройство может быть использовано как измеритель напряжений. Авторы данной статьи использовали и развили эту методку, создав чувствительный двухосный измеритель напряжений, который точно измеряет любые изменения напряжений и который с добавочной аппаратурой может быть использован для измерения абсолютных напряжений в массиве скальной породы.

Фотоупругий измеритель напряжений. Прибор для измерения напряжений представляет собой стеклянный цилиндр ($E=10 \cdot 10^6$ фунт/кв. дюйм, или $7,0 \cdot 10^5$ кг/см²) с отверстием в центре, которое обуславливает радиальную симметрию датчика и является также осью наблюдения. При установке цилиндра в тело, находящееся под соответствующей нагрузкой, стекло деформируется и при наблюдении в круглополяризованном свете обнаруживает изохроматические полосы, порядок ко-

торых пропорционален разности напряжений в наблюдаемой точке. Таким образом, в стеклянном цилиндре происходит возрастание порядка полосы с увеличением напряжения в теле, в котором он установлен, причем эта пропорциональность обеспечивается при условии, что геометрия поля напряжений и отношение между главными напряжениями остаются постоянными.



Фиг. 1. Фотоупругий измеритель напряжений (стрессметр)

Изменение отношения главных напряжений вызывает соответствующие изменения изохроматической картины и, таким образом, позволяет определить отношение главных напряжений. Ось симметрии поля напряжений определяет направления напряжений.

Напряжения, которые действуют в направлении, параллельном световому лучу, не вызывают фотоупругого эффекта в фотоактивном материале. Поэтому, когда фотоупругий измеритель установлен в теле, находящемся под действием поля трехосного напряжения неизвестной геометрии, характер изохроматической картины определяет напряжения только в плоскости, перпендикулярной оси наблюдений.

Степень чувствительности измерителя зависит от размеров цилиндра (в частности, от длины луча света, отношения диаметра цилиндра к диаметру осевого отверстия) и фотооптических характеристик стекла. Прибор, показанный на фиг. 1, имеет диаметр цилиндра $1\frac{1}{4}$ дюйма (32 мм), диаметр осевого отверстия $\frac{1}{4}$ дюйма (6,3 мм) и длину $1\frac{1}{2}$ дюйма (38 мм); длина цилиндра может изменяться от $\frac{1}{4}$ дюйма (6,3 мм) до 3 дюймов (76 мм).

Хирамацу применял отражательный полярископ для наблюдения за стеклянными измерителями напряжений, установленными в бетоне. Авторы данной статьи также применяли эту технику. Но когда измеритель напряжений должен наблюдаться на расстоянии, превышающем несколько дюймов, проведение отражательной полярометрии становится трудным по ряду причин, учитывая которые можно сказать, что отражательная полярометрия применима только в очень ограниченных пределах.



Фиг. 2. А — фотоупругий стрессметр на установочной штанге; показана цементная камера (детали разъединены). Б — стрессметр на установочной штанге и в контакте с цементной камерой.

Подобные трудности не возникают, если наблюдать измеритель напряжений в проходящем свете. На этом принципе авторы и спроектировали свое устройство.

Как показано на фиг. 1, источник света помещен в прозрачную акриловую капсулу, торец которой служит рефлектором для отражения параллельного пучка света и просвечивания датчика. Провода от лампы проходят через осевое отверстие в цилиндре и во время проведения испытаний подсоединяются к внешней электрической батарее. Круглополяризирующий фильтр установлен между источником света и стеклянным цилиндром, и в целом все части соединены в единую компактную систему.

Установка измерителя напряжений (стрессметра). Применяются два способа установки. В первом в заданной точке скальной породы или исследуемого сооружения пробуривается скважина, которая запечатывается пробкой из цементного раствора при помощи устройства, показанного на фиг. 2. Это производится следующим образом. На забой скважины устанавливается цилиндрическая трубка, содержащая цементный раствор, который нагнетается в скважину поршнем. Пробка из цемент-

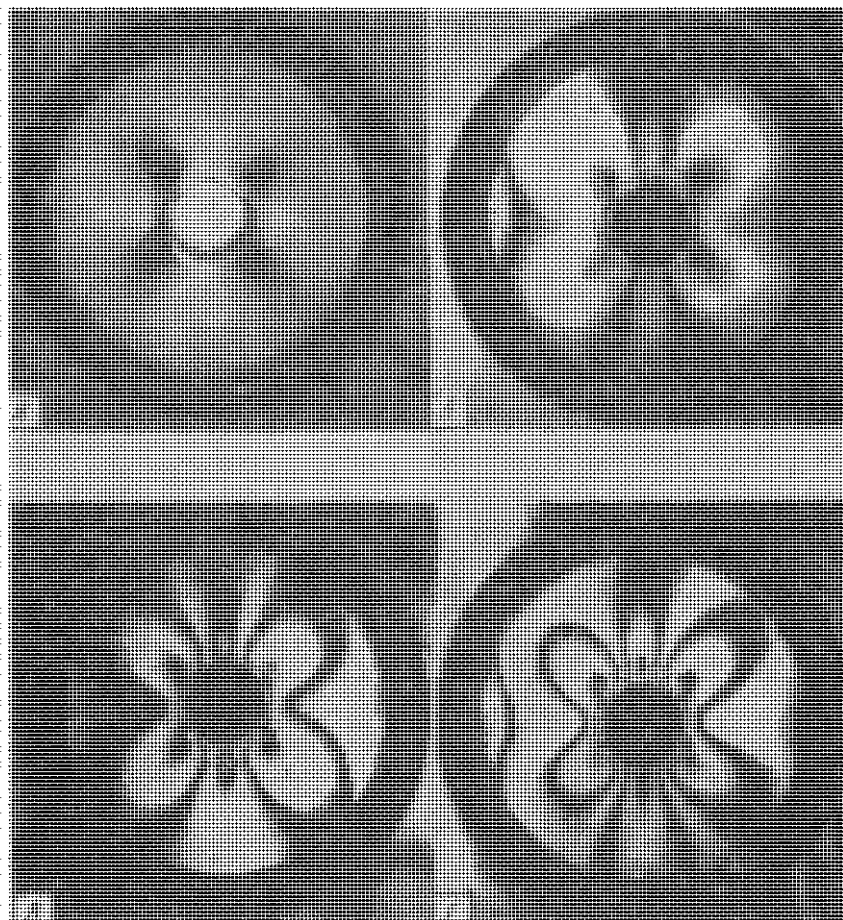
ного теста проталкивается при помощи штанг, применяющихся также для установки измерителя напряжений, провода от которого пропускаются внутри штанг. Стрессметр, прикрепленный к штангам, устанавливается на требуемой глубине при помощи ключа, удерживающего штанги около устья скважины. При этом стрессметр вдавливается в цементное тесто так, чтобы все пространство вокруг него было заполнено цементом.

Второй способ заключается в том, что стрессметр цементируется в кубике бетона, который затем бетонируется в исследуемом сооружении. Установка измерителя напряжений в кубике бетона производится в точно контролируемых лабораторных условиях. Затем кубики и стрессметр помещаются в теле сооружения и удерживаются в требуемых точках, пока заливается бетон. Наблюдение ведется при помощи тонкостенной трубы через оставленное окно. Аналогичным образом стрессметр может быть вмонтирован в кирпичную или каменную кладку и установлен в сооружении.

Взятие отсчетов по стрессметру. Картина изохроматических линий, наблюдаемая в стрессметре, определяет: а) направление напряжений в сооружении или массиве скальных пород в точке установки стрессметра; б) величину напряжения и в) отношение главных напряжений в плоскости, перпендикулярной оси наблюдения. На фиг. 3 показаны картины, наблюдаемые в стрессметре при одноосном поле постепенно увеличивающихся напряжений, на фиг. 4 — картины типичных двухосных полей и величины отношения главных напряжений.

Стрессметр наблюдается через круговой полярископ при скрещенных николях, который позволяет видеть изохромы без помех от изоклин. Использование круглополяризованного света также означает, что стрессметр не является направленным и поэтому не требует особых радиальных регулировок при его установке. Изохроматическая картина будет одинаковой независимо от радиального положения стрессметра относительно направления наблюдений, и положение изохроматической картины, как показывает ее ось симметрии, определяется направлениями главных напряжений в исследуемом теле. Если направления этих напряжений изменяются после установки стрессметра, то наблюдаемая картина соответственно изменится в своей ориентации и ось симметрии по-прежнему будет определять направление напряжения в плоскости, перпендикулярной оси наблюдения.

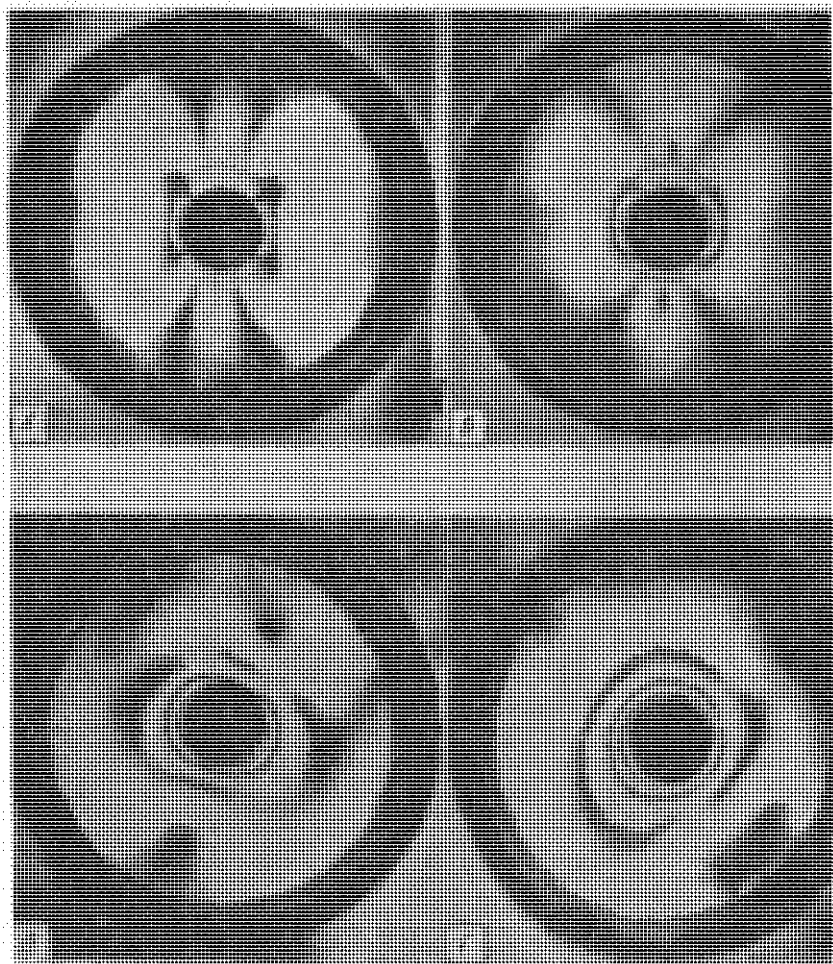
Порядок изохроматических полос определяет величину напряжения, а для точных измерений необходимо замерять и промежуточные полосы. Авторы рекомендуют использовать метод гониметрической компенсации по Тарди.



Фиг. 3 Оптические картины в стрессметре при наблюдении в одноосном поле увеличивающегося напряжения

А—одноосное, 1-й порядок, Б—одноосное, 2-й порядок, В—одноосное, 3-й порядок, Г—одноосное, 4-й порядок

Процесс компенсации заключается во вращении линейного поляризатора относительно замедляющей пластинки в четверть длины волны в анализаторе наблюдательного полярископа. Такое вращение изменяет появившуюся картину полос таким образом, что поворот на 180° соответствует одному порядку. Следовательно, угол поворота тарируется в процентах, и наблюдатель без труда производит измерения с точностью до 3%.



Фиг 4 Оптические картины в стрессметре при наблюдении в различных полях напряжений.

В каждом случае указано отношение главных напряжений А—двухосное $1 \frac{1}{4}$ 2-й порядок, Б—двухосное $1 \frac{1}{2}$ 2-й порядок, В—двухосное $1 \frac{3}{4}$ 2-й порядок, Г—двухосное $1 \frac{1}{2}$ 2-й порядок

Наиболее пригодным типом полярископа для наблюдения стрессметра в отраженном свете является такой, в котором световая и наблюдательная трубки соосны. При этом параллельный луч света проходит через кольцевое пространство между трубками, в которое вмонтирован круглополярирующий фильтр. Отраженный свет от стрессметра попадает в центральную

наблюдательную трубку через пластинку в четверть длины волны, а затем в анализирующий линейный фильтр, который монтируется внутри вращающегося окуляра для облегчения гониометрической компенсации.

Стрессметры, наблюдаемые в проходящем свете, имеют собственный интегральный источник круглополяризованного света и обеспечивают освещенное поле, которое можно видеть через анализатор, содержащий пластинку в четверть длины волны и линейнополяризующий фильтр, смонтированный на ручиой наблюдательной трубке. Для наблюдения стрессметра на расстоянии или в скважине световые фильтры устанавливаются в телескопе. Применение телескопа желательно, когда требуется максимальная точность, так как юстирующее устройство, смонтированное на окуляре, облегчает наблюдение порядка полос в особых точках, точно расположенных на картине полос.

Таким образом, отсчет показаний стрессметра производится в следующем порядке:

1. Ось наблюдательного полярископа со скрещенными николями (если применяется ручной визир) или пересечение нитей в юстирующем устройстве (если применяется телескоп) совмещаются с направлением главного напряжения, определяемого по центру симметрии наблюдаемой картины. Определение направлений наибольшего или наименьшего напряжения по плоской картине возможно только в том случае, если в наблюдаемой точке порядок полос уменьшается или увеличивается в процессе гониометрической компенсации. Компенсация приводит к уменьшению порядка полосы, если визир совмещается с главным наибольшим напряжением, и наоборот.

2. Изучается картина полос. Если отсутствует полоса в один порядок (что вполне вероятно), то анализирующий фильтр вращается в процессе гониометрической компенсации до тех пор, пока точный порядок полос не будет виден в стрессметре. В этом случае показания стрессметра складываются из числа единиц порядков полос плюс процент, отмеченный по шкале анализатора.

Наблюдения стрессметра в поле двухосного напряжения включают идентификацию формы картины полос, которая дает отношение между главными напряжениями. Это осуществляется путем сравнения с фотографиями картин, полученными при контрольных лабораторных исследованиях. Идентификация единицы увеличения полосы производится при белом свете путем определения оттенка перехода, когда появляется каждая новая полоса. Это легко производится в поле одноосного напряжения и становится очень трудным в условиях двухосного напряженного состояния, приближающегося к гидростатическому. Счет полос высокого порядка в белом свете может быть также затруднен

вследствие того, что цвета становятся размытыми. В этих условиях, по-видимому, предпочтительнее использовать монохроматический цветовой фильтр, при котором полосы имеют одинаковую плотность по сравнению с фоном.

Тарировка стрессметра. Стрессметр тарируется на лабораторной испытательной установке в условиях одноосного и двухосного напряженных состояний. Для проверки справедливости теории высокомодульных включений были выполнены обширные исследования с измерителями, помещенными в различные среды. Опытные образцы представляли осадочные породы, главным образом карбонатные, а также песчаники, ангидрит и бетон. Ряд измерений был выполнен на прозрачной акриловой пластинке, которая сама является оптически активной под нагрузкой. Цель этих исследований заключалась в изучении влияния концов пластинки, а также в установлении оптимального размера тарировочного блока. Испытанные материалы имели модуль упругости $E < 5 \cdot 10^6$ фунт/кв. дюйм ($3,5 \cdot 10^5$ кг/см²), или меньше половины значения модуля стрессметра. Было найдено, что во всех случаях получается идентичная линейная тарировочная характеристика, а стрессметр, имеющий размеры, одинаковые с показанным на фиг. 1, обнаруживает равномерное увеличение порядка интерференционных полос с ростом напряжений со скоростью один порядок полосы на 300 фунт/кв. дюйм (21 кг/см²) увеличения напряжения в поле одноосного напряжения. Линейные характеристики были получены также и при двухосном нагружении [3].

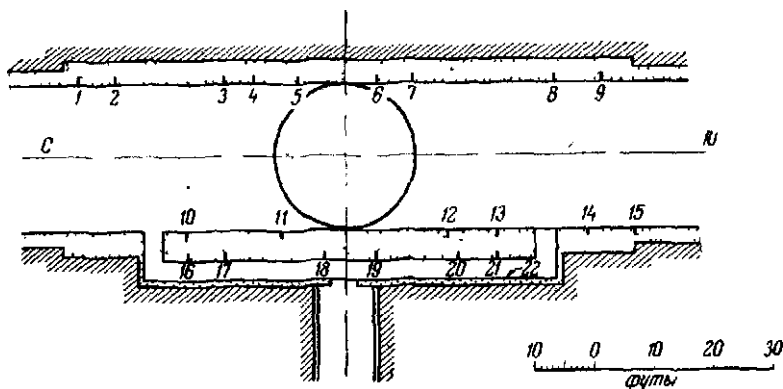
Такие тарировочные характеристики означают, что показания стрессметра не зависят от изменений модуля упругости материалов, в которые они помещены. Например, известно, что модуль упругости скальных пород меняется в зависимости от напряженного состояния и что модуль упругости бетона изменяется вследствие его старения и крипа. Однако последующие испытания показали, что эти факторы не оказывают заметного влияния на показания стеклянного стрессметра и одна тарировочная кривая пригодна для всех материалов с низкими модулями.

В материалах, имеющих модуль, приближающийся или превышающий таковой для стекла, стрессметр не будет больше высокомодульным включением, и для них необходима отдельная тарировка. К таким материалам относятся многие изверженные и метаморфические горные породы, а также большинство металлов.

Применение стрессметра в поле. Фотоупругий стрессметр применялся для определения напряжений в нескольких шахтах

и инженерных сооружений как в Великобритании, так и в других странах.

В течение лета 1962 г. несколько стрессметров было установлено в бетонной облицовке шахтного ствола, пройденного до глубины 2500 футов (760 м). Датчики вставлялись в укладываемую облицовку, что обеспечило возможность измерения напряжений от нулевых условий нагружения. Так как толщина облицовки составляла всего несколько дюймов, то использовались



Фиг. 5. Схема расположения стрессметров для измерения развития давления в бетонной облицовке шахтного ствола.

отражательные вставки¹. Из бетона, используемого для облицовки, были приготовлены кубики с ребром 4 дюйма (102 мм). В кубиках были просверлены отверстия, затем в них вставлены и зацементированы датчики таким образом, чтобы они были удалены на 2,5 дюйма (64 мм) от той грани кубика, которая будет наружной в облицовке. Кубики с датчиками прикреплялись к арматуре и лицевые грани закрывались крышками. После укладки бетона крышки удалялись, и датчики, находящиеся на расстоянии 2,5 дюйма (64 мм) от поверхности облицовки, становились пригодными для взятия отсчетов.

Схема расположения датчиков приведена на фиг. 5. Анализ результатов показывает, что происходит увеличение напряжений со временем, и максимальный порядок наблюдавшихся полос в мае 1963 г. равнялся 3,5. Отмечалась некоторая задержка в появлении напряжений в облицовке, которые возникали после цементации в шахте на глубине 50 футов (15 м) от устья По-

¹ Измерители напряжений — Прим. перев.

явление воды на глубине 40 футов (12 м) ниже устья шахты подтверждает, что начальные напряжения могли быть частично обусловлены давлением воды на облицовку шахты.

Определение абсолютных значений напряжений. Описанная методика применения фотоупругих стрессметров позволяет замерять только увеличение напряжения, которое происходит через определенное время после его установки. Измеренная величина не будет абсолютным значением напряжения, если установка стрессметра не произведена на нулевом значении напряжений. Однако стрессметр может быть сконструирован таким образом, чтобы он измерял абсолютное напряжение или регистрировал эффекты его уменьшения по истечении некоторого времени после установки. В любом случае стрессметр должен быть предварительно нагружен, т. е. находиться под давлением в момент его установки. Это достигается либо путем его сборки в обмотанном лентой шланге, который действует как гидравлический домкрат, либо путем диаметрального нагружения соответствующими грузами для образования определенной картины изохром.

Описание методики определения приблизительных значений абсолютных напряжений *in situ* дано Слободовым [20], а также Хастом [6] и Обертом [17].

Методика Слободова заключается в бурении скважины в массиве скальных пород, выравнивании забоя скважины и приклейке двух электрических датчиков сопротивления на забой под прямыми углами друг к другу. Затем порода с наклеенными датчиками обуривается для отделения ее от окружающего массива и чтобы керн мог упруго расширяться и предоставить информацию о первоначальной величине сжатия.

В недавних исследованиях, выполненных сотрудниками Высшей горной школы, скважины глубиной 5 футов (1,5 м) бурились при помощи алмазной коронки диаметром 5,5 дюйма (140 мм). Забой скважин выравнивался и в центре забоя наклеивались диски диаметром 2 дюйма (51 мм) из фотоупругого материала. Затем каждый диск обуривался алмазным буром. Изучение дисков при помощи полярископа при перпендикулярном и наклонном падении света позволило измерить деформации, вызванные разгрузкой, и рассчитать напряжения в горной породе, зная ее модуль упругости. Значения напряжений, полученные в ангидритовой шахте на глубине 625 футов (190 м), изменялись от 2380 до 3100 *фунт/кв. дюйм* (167—218 *кг/см²*) для вертикального напряжения и от 2160 до 2880 *фунт/кв. дюйм* (152—202 *кг/см²*) для горизонтального напряжения.

Заключение

На основании развития теории трещин Гриффиса предложен критерий хрупкого разрушения скальных пород и бетона в условиях сложного напряженного состояния. Этот критерий выражен уравнениями, содержащими главные напряжения, поровое («трещинное») давление и прочность на одноосное растяжение. Непосредственное применение этого критерия в полевых условиях ограничено из-за анизотропности прочности скальных пород в массиве ввиду наличия разрывов и трещин. Этот критерий обеспечивает основу для дальнейшего изучения свойств скальных пород *in situ*. Из приведенных уравнений сделаны два важных вывода: 1) когда поровое давление равно всестороннему давлению, разрушение происходит при постоянном значении разницы приложенных напряжений, равном прочности на одноосное сжатие; 2) когда приложено только поровое давление p , то разрушение происходит при p , равном прочности на одноосное растяжение.

Применение этого критерия в реальных условиях возможно в том случае, если будут известны естественные напряжения в породах. Указаны задачи, связанные с измерением напряжений *in situ* и описана методика измерения напряжений и деформаций по величине и направлению, использующая принцип фотоупругости.

Преимущество применения фотоупругого стрессметра и фотоупругого пластмассового диска для таких наблюдений состоит в простоте измерительной аппаратуры и относительной несложности интерпретации полученных результатов по сравнению с другими применяемыми в настоящее время методами. Применение фотоупругих материалов еще только начинается, но можно полагать, что в будущем оно превратится в мощное средство исследования как в механике скальных пород, так и при контроле сооружений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Brace W. F., личное сообщение, 1962.
2. Coutinho A., Tech. Inst. Buildings and Public Works (Paris) Rept. No. 20 (1949), Internatl. Assoc. Bridge and Struct. Engrs. Congress No. 9, 83, 1948.
3. Dhir R. K., неопубликованная работа, 1963.
4. Griffith A. A., Phil. Trans. A., 221, 163, 1920.
5. Griffith A. A., Proc. First. Internatl. Congress Appl. Maths., 55 (Delft), 1924.
6. Hast N., Measurement of Rock Pressure in Mines Arsbok, 52 (Stokholm, Norstedt and Sonev.), 1958.

7. Hiramatsu Y., Niwa Y., Oka Y., Tech. Rept. Kyoto University, VII, 3, No. 37, 1957.
8. Von Karman Th., 2, Ver. Ditzch. Ing., 55, 1749, 1911.
9. Leon A., Mitt des tech Versuchsamt., 22, 17—42 (Vienna), 1933.
10. Leon A., Der Bauingenieur., 15, 318—321, 1934.
11. Leon A., Beton und Eisen, 34, 8, 130, 1935.
12. McClintock F. A., Walsh J. B., In Proc. 4th U. S. National Congress of Applied Mechanics, 1962
13. Murrell S. A. F., Mechanical Properties of Non-metallic Brittle Materials, Ed. W. H. Walton, 123—146 (London—Butterworths), 1958.
14. Murrell S. A. F., Ph. D Thesis, Sheffield University, 1962a.
15. Murrell S. A. F., Proceedings 5th Rock Mechanics Symposium, Ed. C. Fairhurst, 563—577 (London—Pergamon), 1962b.
16. Nadai A., Theory of Flow and Fracture of Solids (New York, McGraw-Hill), 1950.
17. Obert L., Mining Engineering, New York, August, 51—58, 1962.
18. Orowan E., Rock Deformation, Mem. Geol. Soc. Am., 79, 323—346, 1960.
19. Roberts A., Hawkes I., Photoelastic Devices Applied to the Measurement of Strata Pressures and Support Loads, September «Mine and Quarry Engineering», London, 1963.
20. Слободов М. А., журн. «Уголь», 33, № 7, 30—35, 1958.
21. U. S. Bureau of Reclamation Concrete Lab. Rept. Sp-39, Physical Properties of Some Typical Foundation Rocks, 1953.

Д Крсманович, С Милич

ИЗУЧЕНИЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЙ НА МОДЕЛЯХ БЛОЧНОГО СТРОЕНИЯ¹

До настоящего времени выполнено небольшое количество систематических опытов по изучению поведения скальных пород под нагрузкой. Для лучшего понимания этого вопроса были применены модельные испытания по определению деформаций и распределения напряжений.

Опыты проводились на моделях, воспроизводящих массив скальной породы со слоистостью, пересеченной вертикальными трещинами. Полученные результаты показывают, что для одинаковых по строению массивов распределение напряжений в значительной степени зависит от первоначального напряженного состояния скальных пород. Кроме того, установлено, что жесткость сооружения или сжимаемость массива скальной породы также играет определенную роль.

Характер разрушения скальных пород отличается от такового для сыпучих сред, и между ними нельзя проводить аналогию или сравнение. Для дисконтинуума как разрушение и его природа, так и критическая несущая способность зависят от большого числа факторов. Поэтому изучение массивов скальных пород следует считать особой проблемой, при этом необходимо учитывать все факторы, определяющие распределение напряжений и критическую несущую способность.

Введение

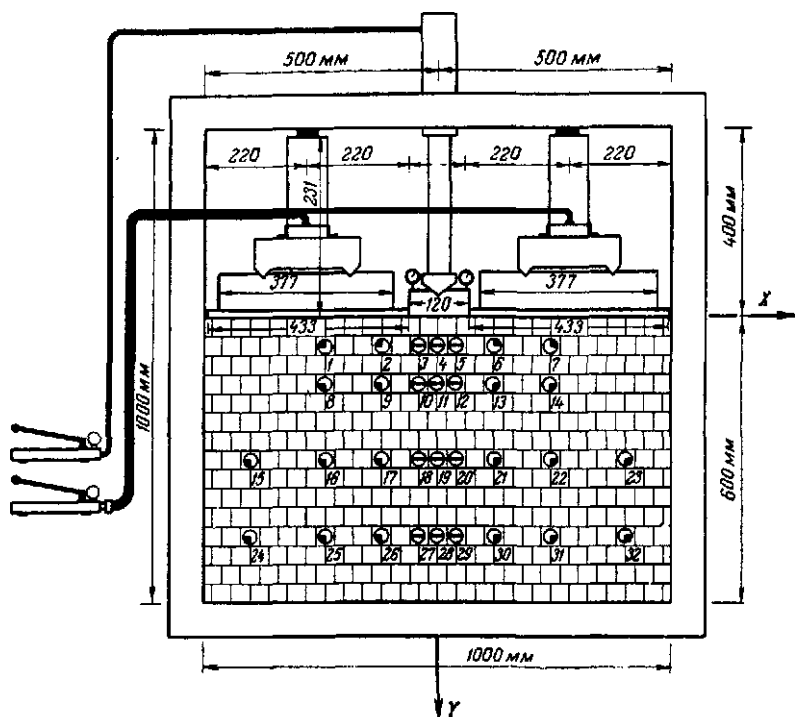
На кафедре геотехники и фундаментостроения Университета Сараево были выполнены опыты по изучению распределения напряжений на моделях, построенных из блоков параллелепipedной формы. Блоки моделей изготавливались из смеси глины и гипса, которые брались в такой пропорции, чтобы получить материал с достаточно низкими значениями прочности и модуля упругости. Это дало возможность проводить опыты в лабораторных условиях с постепенным увеличением нагрузки вплоть до разрушения модели.

Все опыты проводились на моделях размером $100 \times 100 \times 16$ см, составленных из блоков размером $4 \times 4 \times 16$ см. Блоки укладывались параллельными слоями перпендикулярно направлению прикладываемой силы (модели М1—М3), причем швы между блоками нижнего слоя перекрывались блоками верхнего слоя. Схема модели показана на фиг. 1.

Нагрузка на модели передавалась через стальной штамп, который играл роль нагрузочной плиты фундамента. Для этого использовали гидравлические прессы, позволяющие передавать нагрузку ступенями.

¹ Krsmanović D., Milić S., Model Experiments on Pressure Distribution in Some Cases of a Discontinuum, Felsmech. und Ingenieurgeologie, Supplementum I, XIV, Wien, 1964.

В каждом опыте замерялись нормальные напряжения в определенных фиксированных точках, расположенных в плоскостях, перпендикулярных направлению приложения нагрузки. Затем измерялись перемещения этих точек как в направлении



Фиг. 1. Схема модели МЗ.

давления, так и перпендикулярно ему. Измерение нормальных напряжений и перемещений точек осуществлялось при помощи специально сконструированных датчиков и индикаторов.

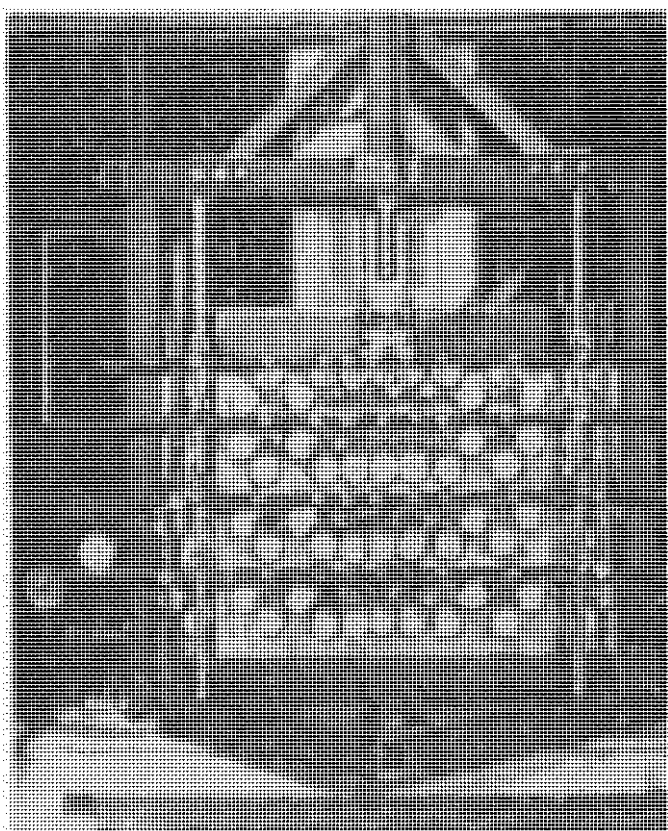
Ниже приведены результаты изучения четырех различных моделей, три из которых представляли полуплоскость дисконтинуума¹. Давление передавалось через плиту (штамп), ширина которой была в 3—4 раза больше стороны одного блока. Четвертая модель представляла также полуплоскость дисконтинуума и подвергалась давлению, передаваемому через плиту под углом 30° к горизонтальной поверхности полуплоскости. Нагрузка прикладывалась перпендикулярно плите, расположенной параллельно слоям.

¹ Ограниченной блочной среды. — Прим. ред.

Несколько опытов было выполнено на моделях, швы между блоками которых заполнялись материалом, чтобы определить влияние заполнителя и трещин на распределение давлений. Кроме того, некоторые модели подвергались предварительному обжатия с целью определения влияния истории нагружения.

Обзор полученных результатов

Модель 1. Общий вид модели с индикаторами для замера перемещения точек, т. е. деформаций, показан на фиг. 2. Ха-



Фиг. 2. Общий вид модели M1.

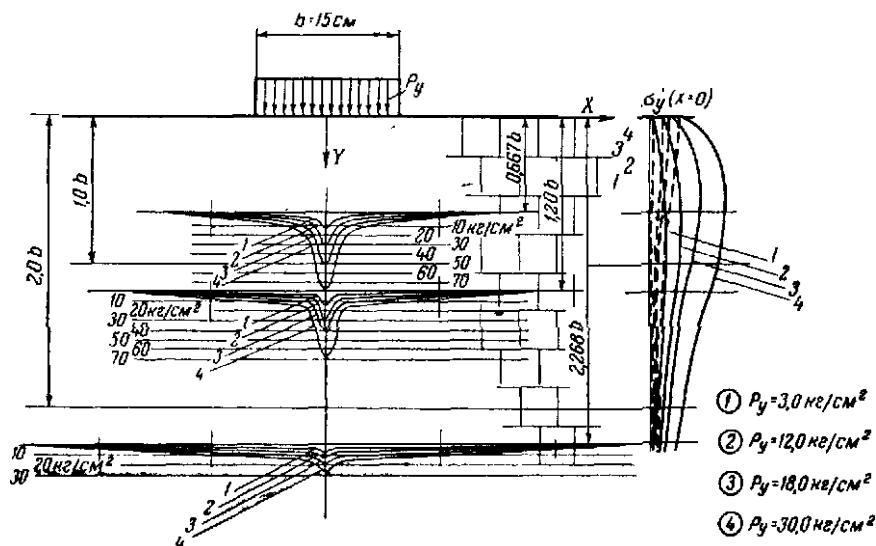
рактеристики материала, использованного для построения модели, были следующие:

модуль упругости

40.000 кг/см^2

угол внутреннего трения	56°
угол трения блока по блоку	36°
сцепление	$3,0 \text{ кг/см}^2$
объемный вес	$1,2 \text{ т/м}^3$
сопротивление сжатию	65 кг/см^2

Нагрузка в виде сосредоточенной силы прикладывалась в центре плиты шириной 15 см с низким значением абсолютной жесткости, т. е. нагрузочная плита была гибкой.



Фиг. 3. Распределение нормальных напряжений σ_y при различных нагрузках. Модель 1.

Справа — эпюра напряжений в вертикальной плоскости для $x=0$ (сплошные линии). Напряжения в однородной изотропной полуплоскости показаны пунктирными линиями.

Швы между блоками оставались незаполненными, и модель не подвергалась предварительному нагружению. Результаты измерения напряжения показаны на фиг. 3.

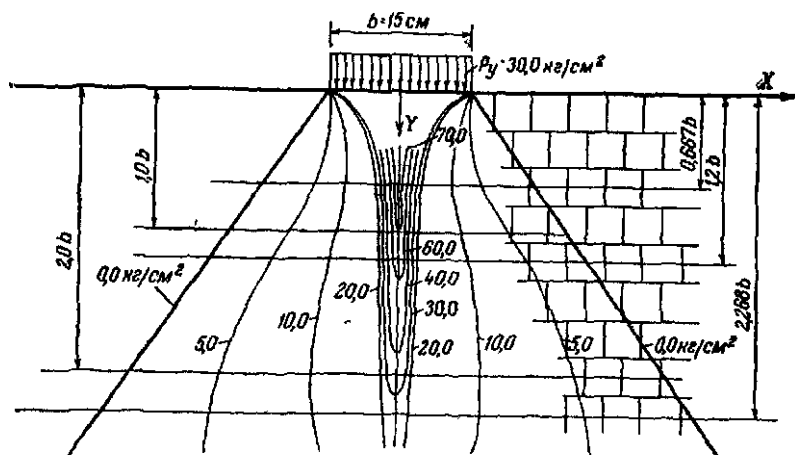
Нагрузка прикладывалась ступенями: $P_y = 3,0; 12,0; 18,0$ и $30,0 \text{ кг/см}^2$. На каждой ступени производились измерения.

Диаграмма распределения напряжений в этом случае показывает, что происходит значительная концентрация напряжений вдоль вертикальной центральной оси нагрузочной плиты, так что на глубине $0,667b$ ¹ напряжение в 2,6 раза больше, чем напряжение на контактной поверхности, при условии, что оно распределено равномерно.

¹ b — ширина нагрузочной плиты. — Прим. ред.

Распределение напряжений вдоль вертикальной оси штампа показано в правой части фиг. 3 сплошными линиями, пунктирными линиями показано распределение напряжений в однородной полуплоскости. Отчетливо видно быстрое затухание напряжений вправо и влево от вертикальной оси.

Разрушение модели произошло при нагрузке $32,0 \text{ кг/см}^2$, а видимые трещины в блоках появились при $12,0 \text{ кг/см}^2$. Заметное



Фиг. 4. Линии равных напряжений σ_y на модели М1.

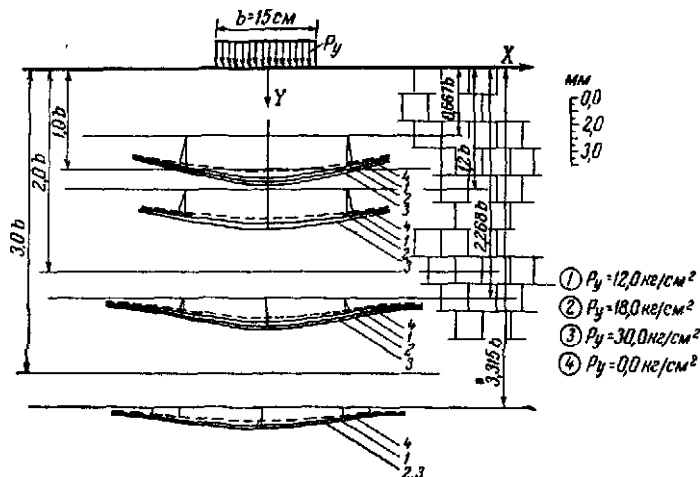
вдавливание штампа наблюдалось при $18,0 \text{ кг/см}^2$. Таким образом, появление трещин и вдавливание началось при нагрузках, равных соответственно 38 и 56% величины напряжения разрушения. Первые признаки разрушения наблюдались на глубине около $2b$. Разрушение блоков в этой зоне сопровождалось появлением наклонных поверхностей, распределяющихся в виде клина.

Большая концентрация напряжений σ_y была обусловлена следующими причинами: а) гибкостью штампа, не способного передавать нагрузку на всю контактную поверхность, и б) состоянием трещин (швов), которые были незаполненными и поэтому препятствовали значительному распределению напряжений в полуплоскости. Еще одна причина заключалась в том, что нельзя было изготовить блоки идеально одинакового размера; следовательно, возможность концентрации и уменьшения напряжений в блоках определялась отсутствием идеального контакта между ними. Несомненно, концентрация напряжения была обусловлена не в меньшей степени и тем, что модель не подвергалась предварительному нагружению, которое бы уменьшило

влияние неровностей блоков и неплотного примыкания их друг к другу.

На фиг. 4 показаны линии равных напряжений при $P_y = 30 \text{ кг/см}^2$, отчетливо иллюстрирующие распределение напряжений в модели.

Что касается деформаций, то на эпюре перемещений, показанной на фиг. 5, ясно видно, что вертикальные перемещения



Фиг. 5. Деформации в направлении давления при различных нагрузках. Модель 1.

точек очень велики, а горизонтальные незначительны. Наибольшее вертикальное перемещение точки по оси штампа под давлением 30 кг/см^2 на глубине $0,667b$ составило $3,62 \text{ мм}$, что в действительности соответствует осадке $4,46 \text{ см}$. Следует отметить, что остаточные деформации составляют до 40% общей деформации. Остаточные деформации показаны на фиг. 5 пунктирными линиями.

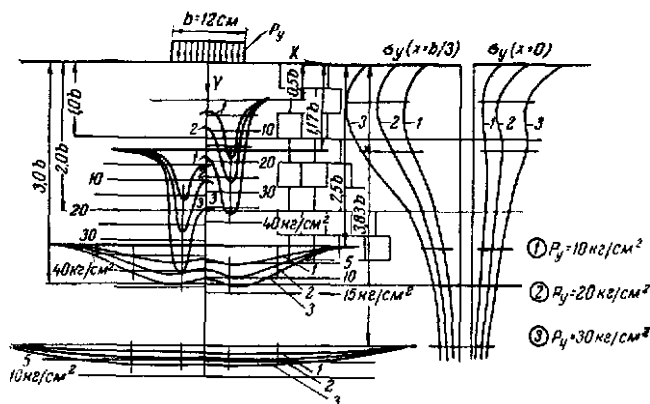
Модель 2. Эта модель аналогична предыдущей, имеет те же самые механические характеристики, швы не заполнены.

Перед началом опытов вся свободная поверхность модели подвергалась действию равномерно распределенного давления в 3 кг/см^2 , которое прикладывалось постепенно с целью уплотнения модели.

Нагрузка на модель передавалась через штамп высокой жесткости. На свободную поверхность модели справа и слева от штампа было дано давление $0,05 \text{ кг/см}^2$ для воспроизведения влияния собственного веса материала для фундаментов, заглубленных на величину $2b$.

На фиг. 6 показана эпюра распределения нормальных напряжений σ_y в швах на глубинах $0,5b$, $1,17b$, $2,5b$ и $3,83b$ при нагрузках 10, 20 и 30 кг/см^2 .

Как и для модели 1, здесь также наблюдается концентрация напряжений с той лишь разницей, что в этом случае линия концентрации была смещена на расстояние $b/3$ от оси приложения



Фиг. 6. Распределение нормальных напряжений σ_y при различных нагрузках. Модель 2.

Справа — эпюры напряжений для $x=0$ и $x=b/3$.

нагрузки. В результате предварительного нагружения наблюдалась значительно меньшая концентрация напряжений, чем в модели 1.

На фиг. 7 показаны линии равных напряжений при $P_y = 30 \text{ кг/см}^2$. Отчетливо видны концентрация напряжений с глубиной под краями штампа, а также возникновение и направление прогрессирующего разрушения, которое совпадает с зонами максимальной концентрации напряжений.

Вертикальные перемещения точек для различных стадий нагружения показаны на фиг. 8. Максимальное смещение точки на глубине $0,5b$ было около 4 мм. Остаточные деформации составили примерно 40% общей замеренной деформации. Наибольшее замеренное горизонтальное смещение не превышало $1/10$ максимального вертикального смещения. Это позволяет сделать заключение о незначительной величине смещения линии концентрации напряжений и смещения блоков в горизонтальном направлении.

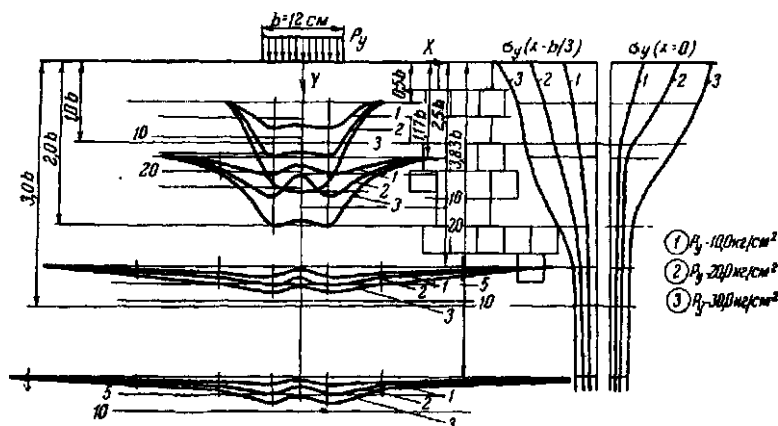
Разрушение модели произошло при нагрузке 40 кг/см^2 . Первые признаки вдавливания штампа наблюдались при 30 кг/см^2 . Разрушение началось с образования трещин под краями штампа

после изготовления модели, когда затвердел раствор между блоками.

Механические характеристики материала, использованного в этой модели, следующие:

модуль упругости	23 500 кг/см ²
угол внутреннего трения	52°
угол трения блока по блоку	37°
сцепление	3,0 кг/см ²
объемный вес	1,2 т/м ³
сопротивление сжатию	37,5 кг/см ²

Перед началом опытов к свободной поверхности модели было приложено давление 3 кг/см² с постепенным нагружением в три



Фиг. 9. Распределение нормальных напряжений σ_y при различных нагрузках. Модель 3.

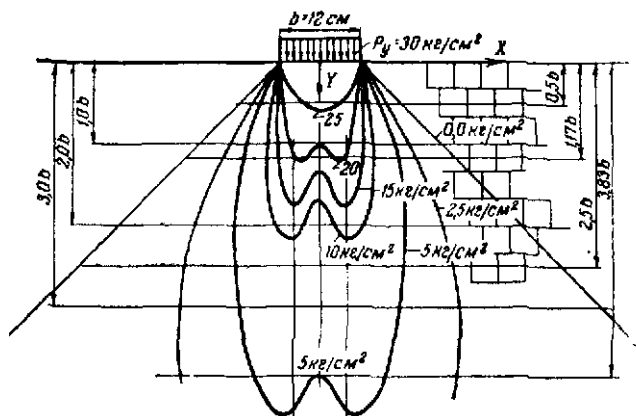
Справа — эпюры напряжений для $x=0$ и $x=b/3$.

стадии по 1 кг/см². Затем нагрузка была снята, и модель была готова к испытанию.

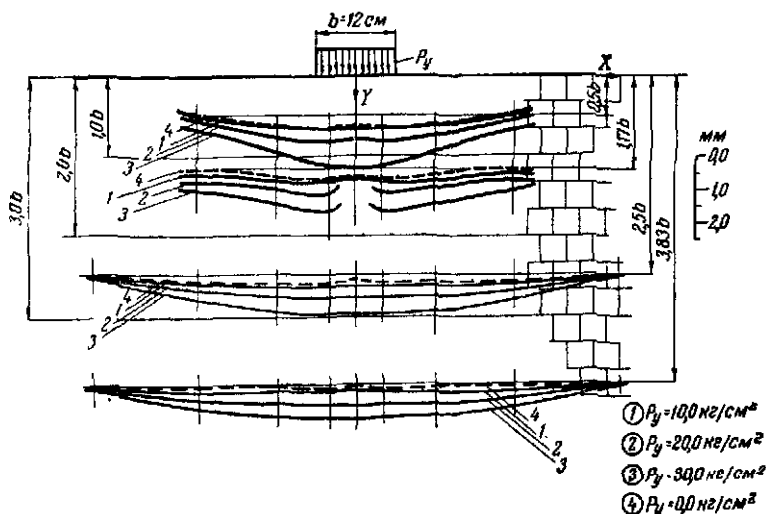
На фиг. 9 показаны эпюры напряжений по горизонтальным плоскостям при трех последовательных стадиях нагружения: 10, 20 и 30 кг/см². На эпюрах видна небольшая концентрация напряжений как результат благоприятного влияния заполнения швов между блоками и предварительного обжатия модели.

В этом случае не наблюдается увеличения напряжений по вертикали, и во всех точках модели напряжения ниже величины равномерной нагрузки P_y на контактной поверхности.

Изменение напряжения с глубиной для $x=0$ и $x=b/3$ показано на фиг. 9. Разрушение модели произошло при нагрузке



Фиг. 10. Линии равных напряжений σ_y на модели МЗ.

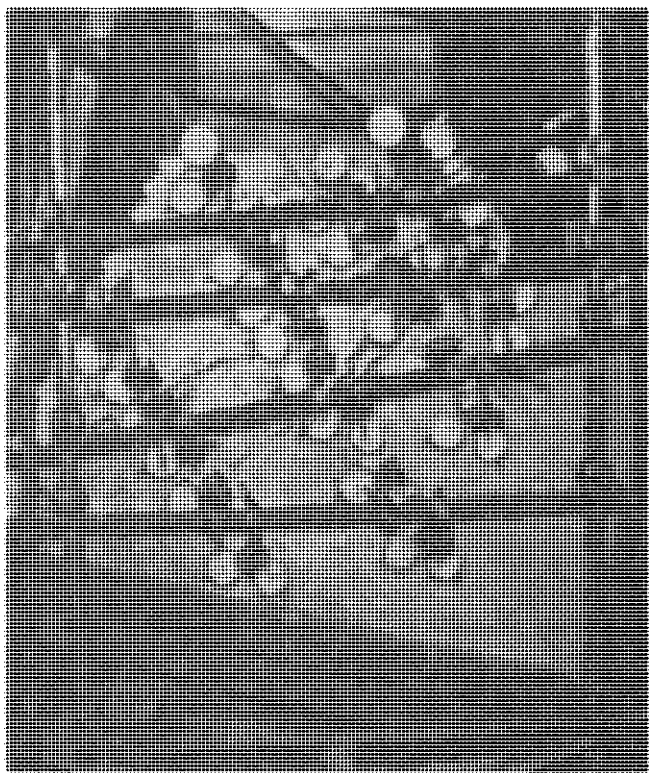


Фиг. 11. Деформации в направлении давления при различных нагрузках. Модель 3.

45 кг/см^2 в результате непосредственного раздробления и разрушения блоков под штампом.

Линии равных напряжений при $P_y = 30 \text{ кг/см}^2$ приведены на фиг. 10. Они показывают значительно большую равномерность распределения напряжения, чем в двух первых случаях.

Вертикальное смещение точек показано на фиг. 11. Пунктирная линия соответствует остаточным деформациям, вызванным предварительным нагружением. Максимальное вертикальное



Фиг. 12. Общий вид модели М4 после разрушения.

Между индикаторами деформация видны трещины.

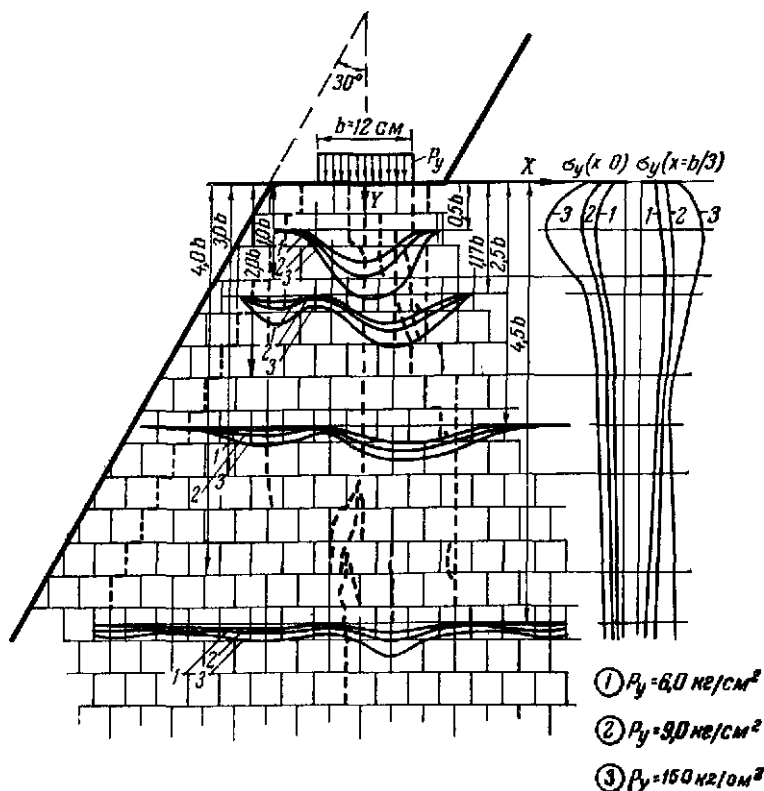
смещение было равно 3,8 мм. Величина остаточной деформации составляла 15% общей деформации.

Модель 4. Модель изготовлена из одинаковых блоков, имеющих такие же размеры, что и в предыдущих моделях. Швы между блоками заполнены тонким песком, чтобы обеспечить более плотное примыкание блоков друг к другу и устранить сцепление между ними.

Механические характеристики использованного материала следующие:

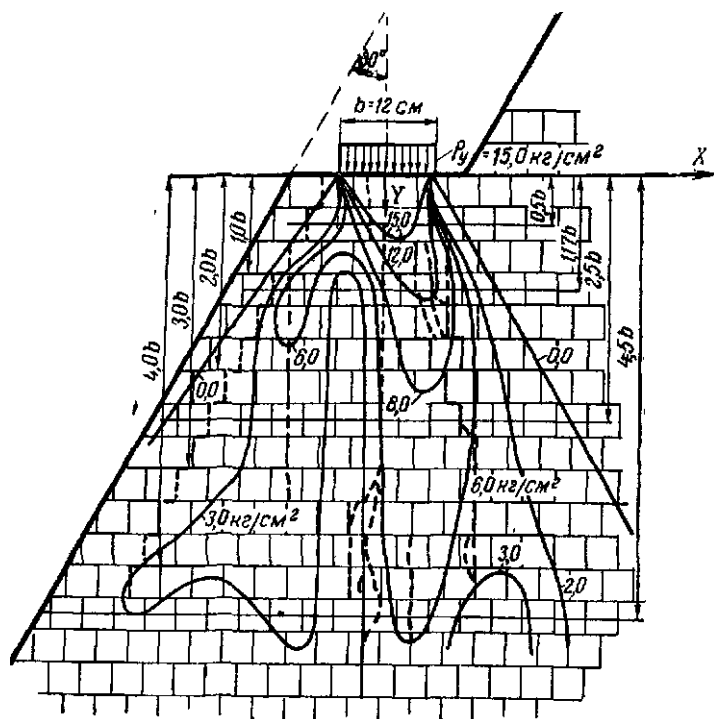
модуль упругости	15 670 кг/см ²
угол внутреннего трения	50°
угол трения блока по блоку	38°
сцепление	1,0 кг/см ²
объемный вес	1,2 т/м ³
сопротивление сжатию	28,2 кг/см ²

Модель была построена таким образом, чтобы направление нагружения, перпендикулярное штампу, образовывало угол 30°



с горизонтальной поверхностью модели. Общий вид модели и расположение измерительных приборов показаны на фиг. 12. Слои блоков располагались перпендикулярно направлению нагружения. Швы между блоками перекрывались верхними блоками.

Эпюры напряжений при нагрузках 6,0, 9,0 и 15 кг/см² показаны на фиг. 13. На фигуре видно, что для первой стадии нагружения эти эпюры не обнаруживают симметрии относительно результирующей нагрузки, а показывают значительную интенсивность напряжений в точках, лежащих на линии, которая проходит через внутренний край штампа и идет параллельно



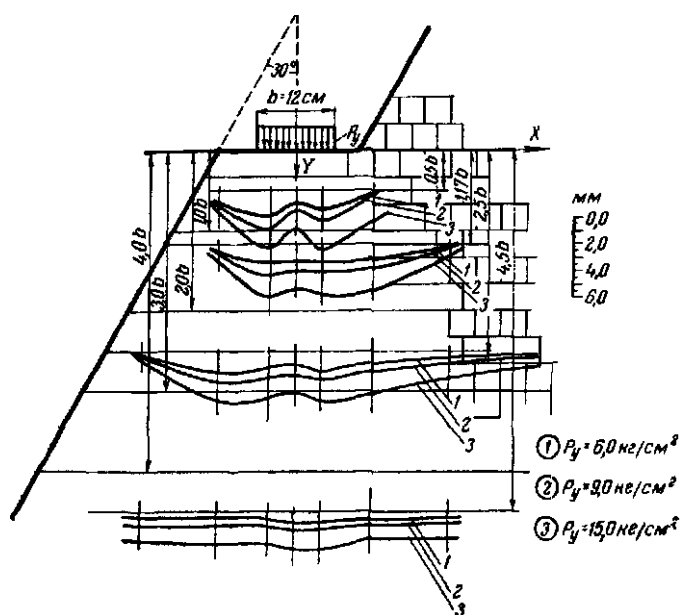
Фиг. 14. Линии равных напряжений σ_y на модели М4.

Пунктирными линиями показаны трещины после разрушения.

направлению действия силы. Максимальная величина напряжения составляла 12,8 кг/см², т. е. в 1,42 раза больше внешней нагрузки $P_y = 9,00$ кг/см².

На фиг. 14 показаны линии равных напряжений при $P_y = 15$ кг/см². Они обнаруживают значительное расхождение и асимметрию, причем линия максимальных напряжений проходит около поверхности смещения блоков.

Смещения в направлении действия силы показаны на фиг. 15. Максимальная величина смещения достигала 4 мм, что в



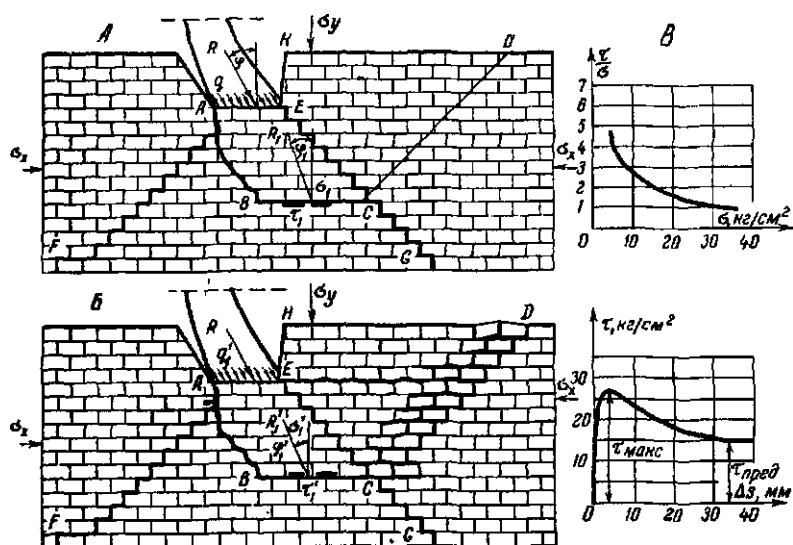
Фиг. 15. Деформации в направлении давления при различных нагрузках. Модель 4.

действительности соответствует 6 см осадки при $P_y = 15 \text{ кг/см}^2$, причем остаточная деформация составляла 30% общей.

Характер разрушений в среде блочного строения

Изучение распределения напряжений на моделях дало определенные сведения о природе разрушений в среде блочного строения, т. е. в среде, состоящей из блоков твердых скальных пород. Природа разрушения такой среды (дисконтинуума), представленной трещиноватой скальной породой, зависит от большого числа факторов и является значительно более сложной, чем в зернистом полупространстве. Среди многих факторов, определяющих характер разрушения и влияющих на несущую способность, надо отметить следующие: напряженное состояние массива породы, систему и природу поверхности раздела, свойства ненарушенной скальной породы и отношение между жесткостью сооружения и средой, на которой оно возводится.

В результате влияния всех этих факторов разрушение в дисконтинииуме значительно отличается от разрушения в зернистом материале как в отношении начала их проявления и образования поверхностей раздела, так и типа среза и деформации. Обе среды не сравнимы друг с другом, за исключением случая, когда дисконтиниум полностью раздроблен и в нем не



Фиг. 16. Схема разрушения исследованной блочной среды (дисконтиниума).

А — стадии 1 и 2; Б — стадия 3; В — зависимость $\tau - \Delta z$ и $\frac{\tau_{\max}}{\sigma} - \sigma$.

остается никаких следов правильного расположения блоков, например тектонические зоны дробления.

Общезвестно, что разрушение в дисконтинииуме происходит в нарастающей степени. Ниже дано описание характера прогрессирующего разрушения.

Рассмотрим полуплоскость дисконтиниума с поверхностями разрушения, показанными на фиг. 16. Предположим следующее напряженное состояние: величина напряжения σ_x , обусловленного собственным весом модели, очень мала; $\sigma_x \approx \sigma_z$ стремится к нулю. Полуплоскость подвергается действию равномерно распределенной наклонной нагрузки на плоскости AE .

Развитие разрушения можно разделить на три последовательные стадии:

Стадия 1. Нагрузка q мала по сравнению с напряжением разрушения. Распределение напряжений происходит в пределах поверхности, ограниченной ломаными линиями AF и EG , вдоль

которых начинают появляться трещины. Полупространство справа и слева от этих линий не подвергается никакому напряжению. До тех пор пока нормальные напряжения на горизонтальных поверхностях напластования будут оставаться низкими, величина отношения $\frac{\tau_{\max}}{\sigma}$ будет большой, что указывает

на высокое значение угла сопротивления сдвигу на горизонтальных поверхностях AE и BC . На этой стадии сдвиговые деформации отсутствуют и наблюдаются деформации, обусловленные главным образом сжимаемостью скального массива. Сопротивление сдвигу проявляется не полностью.

Стадия 2. Увеличение нагрузки сопровождается: во-первых, частичным уменьшением сцепления ненарушенной породы и сопротивления сдвигу вдоль трещин поверхности AB , в результате чего на этой поверхности появляются признаки сдвига; во-вторых, соответствующим увеличением нормальных напряжений σ на поверхности BC и уменьшением отношения $\frac{\tau_{\max}}{\sigma}$ (фиг. 16, B)

до тех пор, пока в конце стадии нагружения не будет достигнуто состояние предельного равновесия на поверхности BC и не начнут появляться на поверхности признаки сдвига.

Стадия 3. Сдвиг развивается вдоль поверхности BC , и только теперь активизируется роль поверхности CD в разрушении. Должны произойти значительные сдвиговые деформации, прежде чем зона CD начнет участвовать в процессе разрушения. В зависимости от системы трещин в скальном массиве, количества и ширины раскрытия трещин мобилизация сопротивления в зоне CD будет обуславливаться либо деформациями вдоль поверхности BC , которые соответствуют отношению $\frac{\tau_{\max}}{\sigma}$, либо деформациями, которые соответствуют отношению $\frac{\tau_{\text{пред}}}{\sigma}$ (фиг. 16).

Однако отношение $\frac{\tau_{\text{пред}}}{\sigma}$ может быть значительно ниже максимального сопротивления сдвигу τ_{\max} . Смещение блоков и их наклон в зоне CD могут легко произойти вследствие низких значений напряжений P_v . Только тогда произойдет сдвиг в зоне CD .

Сопротивление сдвигу в зоне CD в любом случае будет иметь определенное значение, хотя остается неясным вопрос, окажется ли степень увеличения этого сопротивления сдвигу меньше или больше, чем уменьшение сопротивления по линии BC вследствие уменьшения сопротивления от τ_{\max} до $\tau_{\text{пред}}$. Рассматриваемое уменьшение сопротивления может оказаться в конце концов больше, чем степень увеличения сопротивления сдвигу в зоне CD . Более того, деформации на этой стадии будут также значительно

большими и соответственно менее благоприятными. В этом случае критическое значение сопротивления сдвигу при разрушении может быть равно сопротивлению, возникающему в конце стадии 2.

Во всяком случае процесс разрушения будет происходить различно, если τ_x и τ_z не уменьшатся до нуля. Если бы напряжения были сравнительно низки, то разрушение в целом произошло бы точно так же, но деформации были бы не так велики и, вероятно, оставались бы по всей поверхности сдвига в пределах максимальных значений сопротивления сдвигу τ_{\max} . Таким образом, критическая величина несущей способности будет больше, и поэтому предварительное уплотнение скальной породы под подобными сооружениями имеет важное значение.

Заключение

На основании проведенных исследований моделей, воспроизводящих твердые трещиноватые скальные породы, можно сделать следующие заключения.

Предполагая, что свойства твердой породы — система трещиноватости, особенности и тип нагрузки — постоянны, можно утверждать, что распределение напряжений в дисконтиниуме зависит в значительной степени от следующих факторов: природного напряженного состояния дисконтиниума, предварительного нагружения, отношения между жесткостью сооружения и скальным массивом, характера заполнителя трещин и расположения слоев.

Самая высокая концентрация нормальных напряжений наблюдается для предварительно неагруженных моделей, на которые давление передавалось через гибкий штамп. Вследствие высокой концентрации нормальных напряжений градиент скорости уменьшения касательных напряжений очень велик, что приводит к уменьшению величины критической несущей способности при разрушении (фиг. 4).

Предварительное нагружение дисконтиниума приводит к уменьшению концентрации нормальных напряжений (из-за закрытия трещин).

Характер разрушения дисконтиниума совершенно отличен от разрушения зернистого материала, поэтому между ними нельзя провести аналогию и сравнение. Разрушение происходит постепенно, и его характер, а также критическая несущая способность в большей степени зависят от прочности ненарушенной горной породы, природного напряженного состояния массива горной породы, расположения поверхностей раздела, их характера и многих других факторов. Иногда может развиваться ма-

ксимальная несущая способность, даже если активизируется только одна часть поверхности, вдоль которой происходит сдвиг. Это может показаться парадоксальным, но тем не менее это факт.

Иногда не удавалось получить путем измерений точную картину распределения напряжений, а также соотношений напряжений и деформаций. Это следует отнести за счет неправильностей в расположении блоков в модели. Подобные явления встречаются также в природе, так как некоторые участки массива породы могут находиться в состоянии напряжений, отличающихся от напряжений, преобладающих в целом массиве.

Наличие многих факторов, определяющих распределение напряжений и природу разрушения, требует, чтобы в каждом случае и для каждого массива скальной породы этот вопрос рассматривался и изучался как отдельная задача и чтобы производился тщательный анализ всех факторов, определяющих поведение массива скальной породы в период, предшествующий действию нагрузки, а также в период передачи нагрузки от сооружения.

II. ОПОЛЗНИ И УСТОЙЧИВОСТЬ СКЛОНОВ И ОТКОСОВ

Л. Мюллер

ОПОЛЗЕНЬ В ДОЛИНЕ ВАЙОНТ¹

9 октября 1963 г. в долине Вайонт у подножия горы Монте-Ток (Италия, бассейн реки Пьяве) массив пород объемом около 250 млн. м³ сполз в водохранилище, что вызвало катастрофический паводок ниже плотины.

Исследования района водохранилища, в которых автор принимал участие начиная с 1957 г., указывали на вероятность оползня. Однако характер и масштаб происшедшей катастрофы противоречили прогнозу. Оползень Ток представляет исключительно благоприятную возможность изучить развитие и механизм подобных явлений с учетом известной предыстории оползня и многочисленных наблюдений.

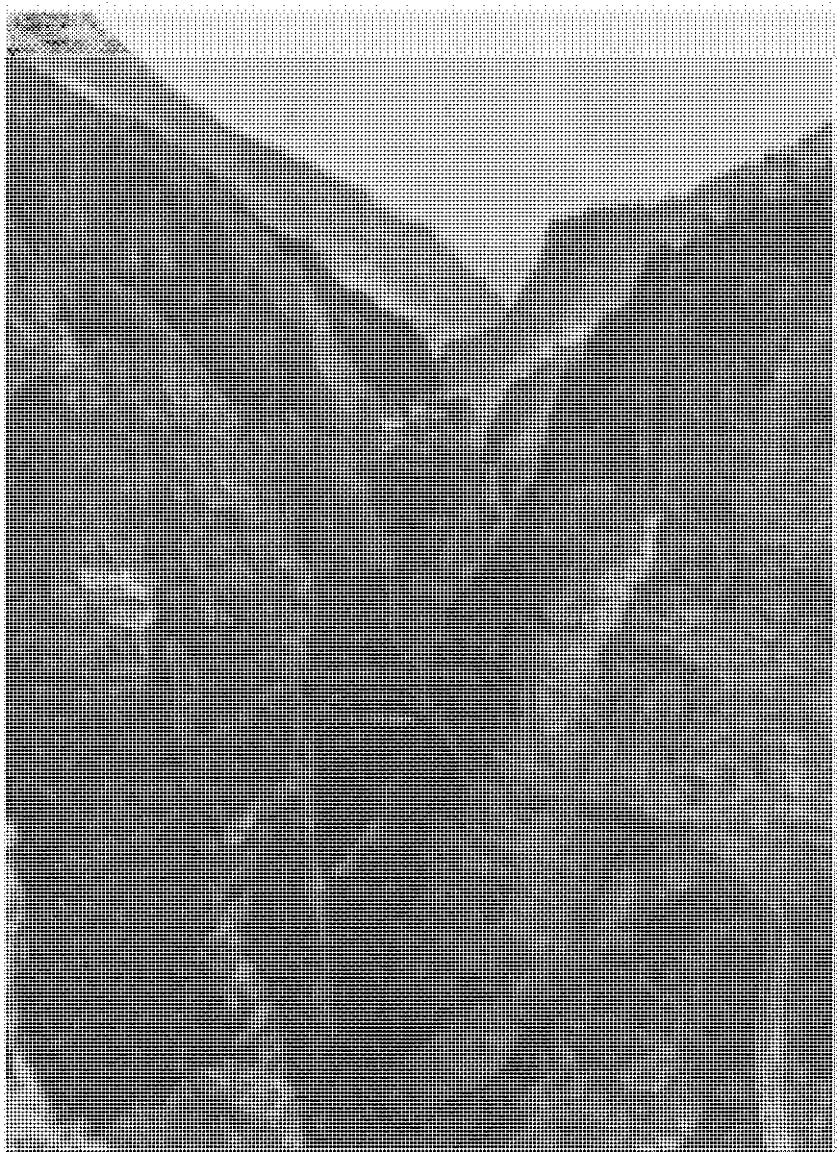
В этой статье детально рассматривается предыстория катастрофического оползня Ток, описываются проводившиеся исследования и наблюдаемые явления при наполнении водохранилища. Кроме того, описывается первая подвижка оползня в 1960 г., для которой характерна глубинная ползучесть с общим перемещением на несколько метров, и дается анализ этих явлений. Сделана попытка объяснить кинематику ползучести по измерениям движений и выявить роль подземных вод, атмосферных осадков и других факторов, влияющих на оползень.

Приведено описание катастрофического оползня скальных пород 9 октября 1963 г. и результатов последующих геоморфологических, геологических и геомеханических исследований. Особенно обращается внимание на процесс движения и развития оползня. Автор приходит к заключению, что внутренней кинематической природой движения масс, после того как оно достигло определенной предельной скорости на начальной стадии оползания, должна быть тексотропия. Это объясняет, почему массы пород сползают с такой скоростью. Только уменьшением внутреннего сопротивления пород можно было объяснить переход почти всей потенциальной энергии оползневых масс в кинетическую и продвижение языка оползня на 400 м, с выходом на противоположный склон на высоту 140 м и перекрытием ущелья Вайонт шириной 80 м. Такой оползень был вне всяких ожиданий, и, как полагает автор, предсказать его было невозможно.

Введение

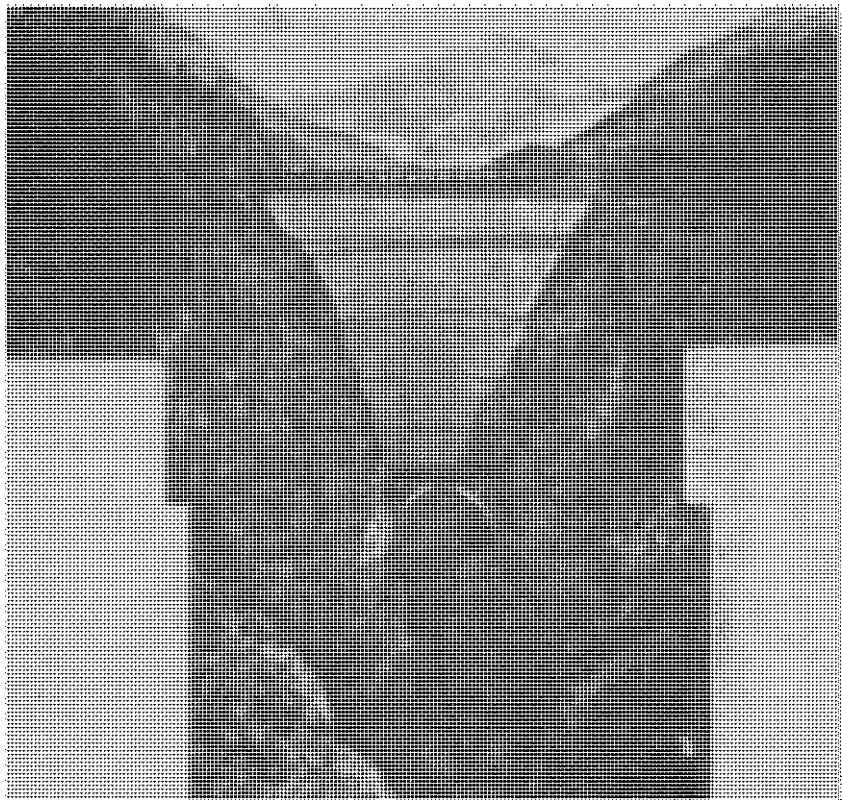
В статье обобщены исследования, которые проводил автор на оползне, происшедшем 9 октября 1963 г. в долине Вайонт (фиг. 3). Изучение этого района автор и его сотрудники начали еще в мае 1957 г. по заказу венецианской компании «Энте

¹ Müller L., The Rock Slide in the Vajont Valley, Rock mechanics and Engineering Geology, vol II/3—4, Wien — New York, 1964.



Фиг 1 Ущелье Вайонт до постройки плотины

На переднем плане виден арочный мост, на заднем — мост Коломбер. Справа
позади — местечко Пунта-дель Ток.



Фиг. 2. Плотина Вайонт.

националь пер л'энергия элеттрика» (ЭНЭЛ) в связи с постройкой плотины Вайонт. Было представлено 27 отчетов, большинство которых касалось основания плотины и укрепления примыканий; часть отчетов характеризовала водохранилище, неустойчивость его берегов и смещения, которые вызвали оползень Ток.

Для правильной оценки проблемы включено краткое описание более ранних событий. Изучение истории подобных катастроф и их анализ имеют огромное значение для всех геологов и инженеров, которые несут ответственность за их предотвращение. В ноябре 1960 г. автор впервые посетил район оползня ниже Монте-Ток. Его сотрудники д-р Бройли и инженер Вебер провели детальную геологическую разведку на площади Пиандель-Ток в ноябре и декабре 1960 г. и в апреле 1961 г. (фиг. 5, 8 и 10).



Ф и г. 3. Долина Вайонт после катастрофы.

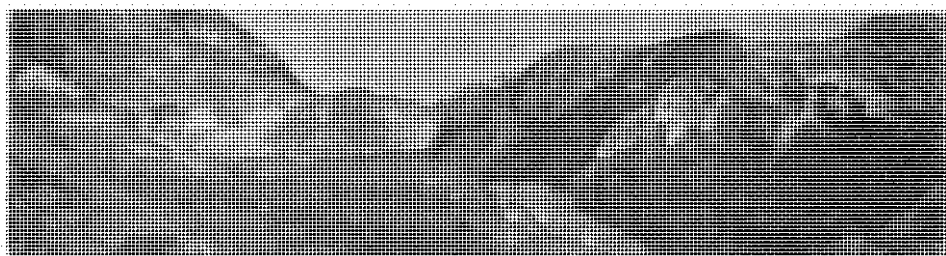
Оползневые массы заполнили водохранилище на высоту до 140 м выше НПГ. На переднем плане — почти неразрушенная плотина; арочный мост полностью разрушен.

С этого времени поступали постоянные сведения о поведении оползня и о многочисленных проводимых исследованиях, часть которых была рекомендована автором весной 1959 г., когда покойный инженер д-р Карло Семенца, конструктор плотины Вайонт, просил его изучить вместе с геологом д-ром Эдуардом Семенца берега будущего водохранилища.

После оползня 9 октября 1963 г. автором и его сотрудниками были проведены детальные геотехнические полевые исследования.

Изучение района оползня Ток

Предварительные работы на участке проектируемой плотины в долине Вайонт начались в 1920 г. Сначала предполагалось построить плотину на том створе, где она находится в настоящее время, с отметкой уровня водохранилища 667 м (на 202 м выше дна долины). Позднее, в 1957 г., горизонт подпора подняли до отметки 722,5 м, т. е. на 257,5 м выше русла реки.



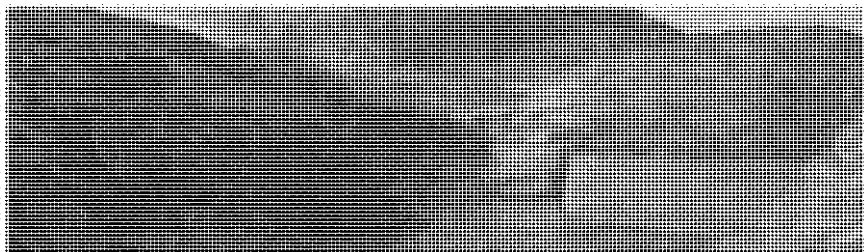
Фиг. 4. Западная часть
Выше ущельной части долины на

Геологическое строение участка изучалось покойным проф. Гиоргио Даль-Пианц [9], который в 1928 г. охарактеризовал устойчивость будущих берегов водохранилища. В дальнейшем не возникало каких-либо особых вопросов в отношении устойчивости участка оползня 1963 г.

Строительные работы на участке плотины начались в 1956 г., и основная их часть выполнена в 1957 г. В этот год автора волновали проблемы устойчивости береговых примыканий плотины и берегов будущего водохранилища. Было высказано предположение, что возведение плотины должно вызвать оползни и что в некоторых местах объем смещаемых пород может достигнуть 1 млн. м³ [27].

В 1958 г. Даль-Пианц [10] вновь изучал устойчивость левого склона долины между Пинеда (см. фиг. 5) и плотиной в связи с постройкой шоссе на дороге. Он утверждал, что в зоне, непосредственно прилегающей к плотине (дома Нельве) (см. фиг. 5 и 11), склон сложен устойчивыми породами и что на соседнем участке Пиан-делла-Позза и восточнее его выше уровня грунтовых вод встречаются раздробленные породы, которые не обнаруживают признаков движения (фиг. 6), за исключением небольшой полосы около 500 м, расположенной восточнее Пиан-делла-Позза, где породы покрыты озерным материалом. Даль-Пианц пришел к заключению, что можно было ожидать только местных подвижек и что дорога, проложенная вдоль левого берега будущего водохранилища, по-видимому, находится в зоне устойчивых пород.

Весной 1959 г. автор был приглашен инженером Карло Семенца принять участие вместе с геологом Эдуардо Семенца в изучении берегов будущего водохранилища. Во время этих реконсигуровочных работ в 1959 г. было признано целесообразным (в связи с новым законом возведения плотин) провести



ОПОЛЗНЯ ВБЛИЗИ ПЛОТИНЫ.

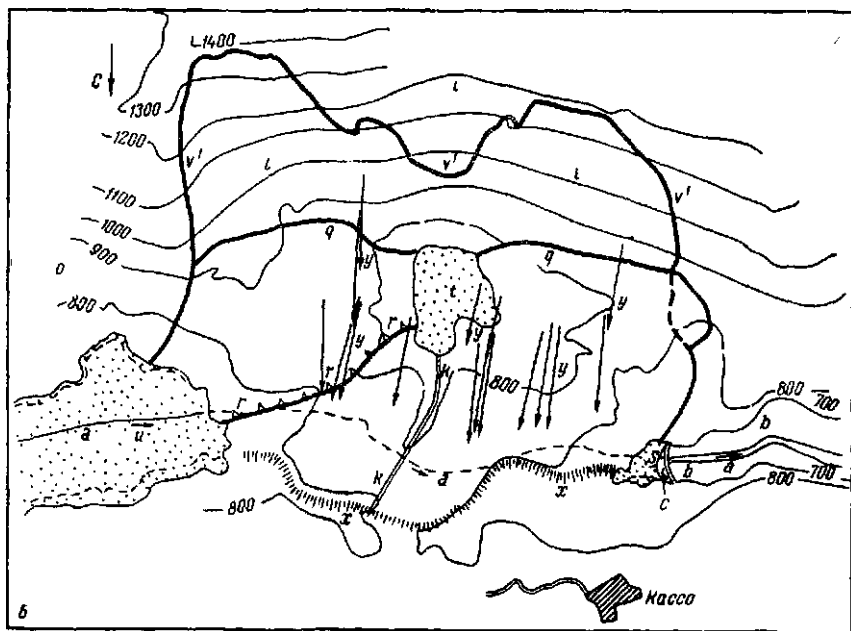
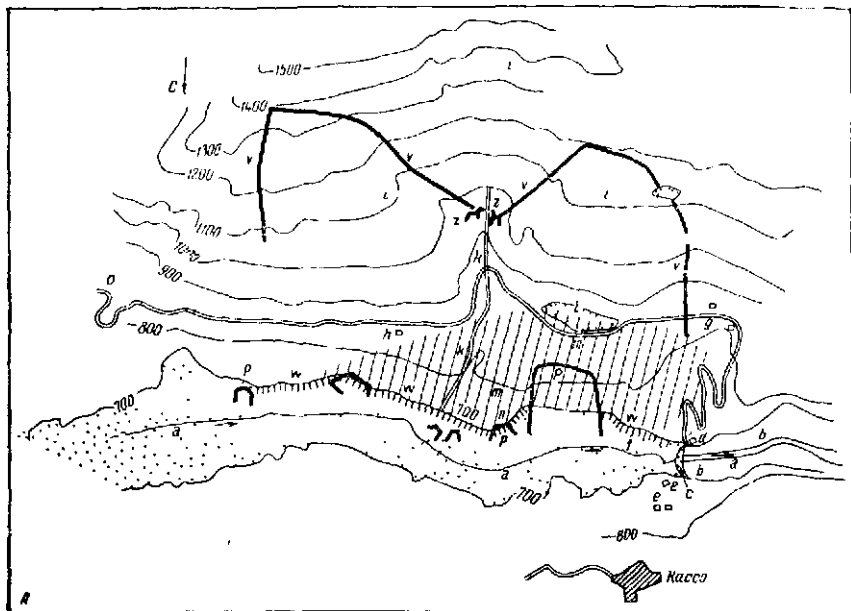
Оползнь образовалась западной.

общее детальное геологическое картирование, бурение скважин, проходку разведочных выработок и геотехнические испытания пород.

Эдуардо Семенца при сотрудничестве Фрайко Джудичи сделал детальную геологическую съемку [18] наиболее интересных зон. Особое внимание было уделено изучению зон Ток и Коломбер (фиг. 5, 6 и 8), где выявились некоторые признаки неустойчивости.

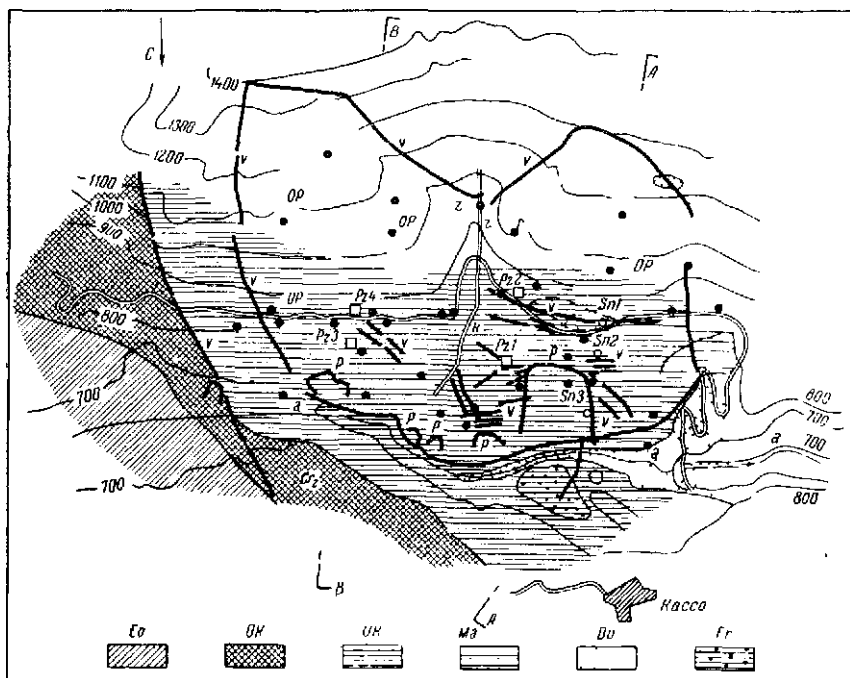
Согласно этим исследованиям, равнинный участок западнее водосбросной канавы Массалеза (фиг. 5 и 11) сложен в верхних частях тонкослоистыми меловыми породами, ниже тонкослоистыми известняковыми породами мальма (фиг. 6 и 7), которые залегают на крупнослоистых известняковых породах доггера. Крутые склоны долины южнее Ла Позза и восточнее канавы Массалеза сложены косозалегающим мальмом. На равнинной местности вокруг Ла Позза развиты значительные тектонические сбросы, которых не было на правом берегу Вайонта, а также местные складки, разрывы и зоны раздробленных пород (фиг. 7). Складки, по-видимому, образовали уступы (см. фиг. 15); их оси *b* имели почти одинаковое простирание (СВ 80° , $\angle 15^\circ$). На залесенных склонах на юг и юго-запад выше Позза можно было ясно различить систему моноклинальных складок с другим наклоном осей — СВ 10° , $\angle 40^\circ$ (фиг. 8). Большая часть трещин растяжения на площади Ла Позза имеет падение между СЗ 320° , $\angle 80^\circ$ и СВ 30° , $\angle 90^\circ$.

Согласно Джудичи и Семенца [18], площадь ниже Ла Позза к реке Вайонт сложена оползневыми массами, которые ранее сместились с Монте-Тока. Джудичи и Семенца полагают, что остатки этих масс на правом берегу Вайонта, несогласно залегающие на гравии и песках, отделены от аналогичных пород левого берега, по-видимому, в результате эрозионного углубления



Фиг. 5. Топографические карты до (А) и после (Б) оползня.

а — река Вайонт; б — устье Вайонт; с — плотина; д — контрольный пункт; е — управление ГЭС и гостиница; ж — мост Коломбер; г — дома Нельве; и — дома Пиерни; л — склоны горы Монте-Ток; к — водосбросная канава Массалева; м — Ла Позза; н — Илья Пинна-коло; о — Пинеда; п — оползень 1960 г.; р — южная граница оползня; с — издвиг; з — оставшаяся западная часть водохранилища; т — оставшаяся средняя часть водохранилища; у — сохранившаяся восточная часть водохранилища; в — трещина отрыва оползня 1960 г.; оползневые трещины и поверхности смещения; в' — граница оползня 1963 г.; ш — уступ в скальных породах до оползня; х — уступ в скальных породах после оползня; у — смещения некоторых реперов; з — разведочные штольни. Штрихами показана часть оползня, подобного ледниковому глетчеру.



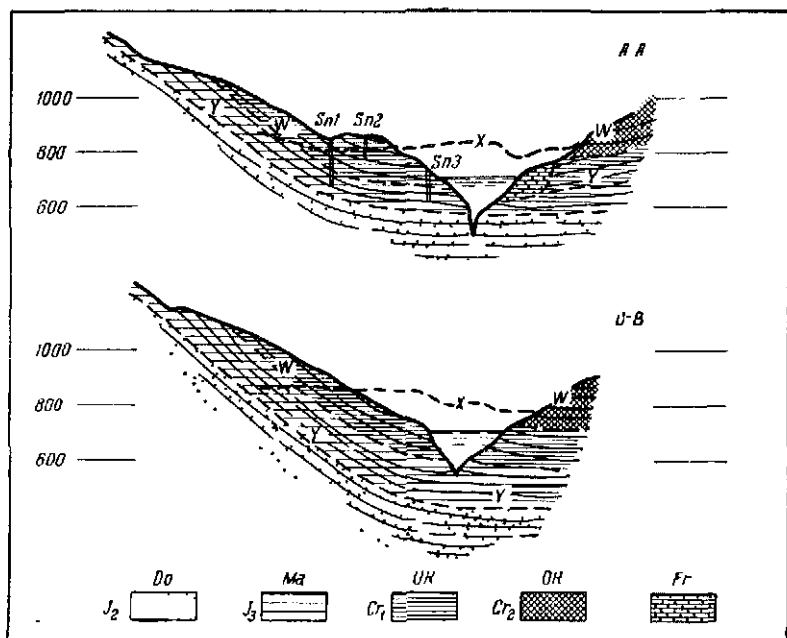
Фиг. 6. Геологическая карта.

Eo—эоцен (флиш); *OK*—верхний мел; *UK*—нижний мел; *Ma*—мальм; *Do*—доггер; *Fr*—старый оползень; *OP*—точки наблюдения (реперы); *Sn*—разведочные скважины, *Pz*—пьезометры; *a*, *k*, *p*, *v*, *z*—см. в подписи к фиг. 5, *A-A* и *B-B*—геологические разрезы.

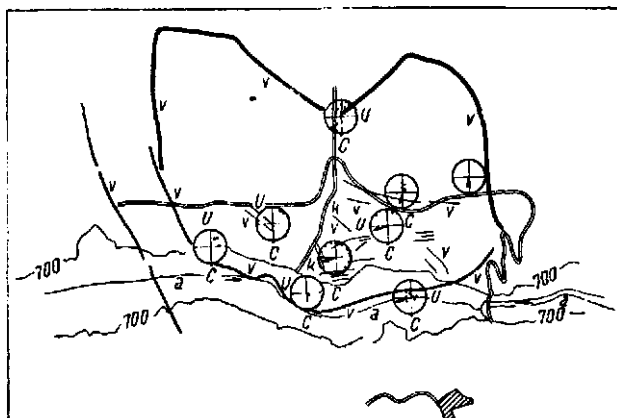
Вайонта, что позволяет предполагать существование древнего оползня, размеры которого остались неизвестными.

Территория восточнее водосборной канавы Массалеа имеет такое же геологическое строение, но границы между мелом и мальмом, между мальмом и доггером проходят глубже (фиг. 7).

В 1959 г. проф. Калон [4] провел сейсмическую разведку площади Массалеа параллельно водосборной канаве, начиная от ущелья Вайонт до отметки 850 м. В своем отчете он сообщил, что левый склон долины сложен чрезвычайно твердыми породами с очень высоким динамическим модулем упругости (10^6 кг/см^2) и что с поверхности залегает 10–20-метровая толща рыхлых оползневых масс. Таким образом, опровергалась гипотеза о древнем очень глубоком оползнии в коренных породах. Однако Джудичи и Семенца в своем докладе, представленном в июне 1960 г., в качестве доказательства существования древнего оползня указывали на наличие оползневых масс на правом склоне долины и раздробленных пород на левом склоне,



Ф и г. 7. Геологические разрезы *A—A* и *B—B* (см. фиг. 6).
W—поверхность до оползня, *X*—поверхность после оползня; *Y*—слон пород; *Sn*, *Fr*,
Do, *UK*, *Ma*, *OK*—см в подписи к фиг. 6



Ф и г. 8. План водохранилища в районе оползня и диа-
граммы структур.

U—диаграммы структур; *a*, *k*, *v*—см. в подписи к фиг. 5. Стрел-
ками показаны оси складок.

особенно ниже устья канавы Массалеза на отметке выше 625 м (фиг. 7, разрез А—А).

Джудичи и Семенца предполагали сползание самых верхних слоев между Пинедо и домами Пиерин. Они считали, что на участке между домами Пиерин и мостом Коломбер (250 м вверх по течению от плотины) можно наблюдать постоянное перемещение пород через определенные промежутки времени. Особое внимание они обращали на блоки пород, отделяющиеся от бортов ущелья вдоль трещин, пересекающих Пунта-дель-Ток параллельно долине. Они полагали, что подобные оползни захватывают относительно небольшие объемы пород, но допускали возможность оползня всей массы пород ниже Пиан-дель-Ток на основании того, что старая оползневая поверхность, по которой развился оползень, была немного наклонена в сторону водохранилища.

Были пробурены первые скважины Sn1, Sn2 и Sn3 (фиг. 6) соответственно до глубины 172, 71 и 105 м, которые прошли карбонатные породы (вероятно, малам), но не вскрыли оползневой поверхности, как ожидали геологи. Скважины нигде не вскрыли слоев доггера. Этот неожиданный факт породил новое предположение о ломаной поверхности смещения с почти горизонтальной нижней частью, обуславливающей эффект торможения.

В июле 1960 г., когда плотина была почти закончена, Даль-Пиац [11] представил геологический отчет о новом исследовании устойчивости берегов водохранилища, в котором отмечалась возможность только небольших оползней в рыхлых породах близ поверхности, между Пинедо и Пиан-делла-Позза. Не предполагалось ни ранее существовавших движений, ни подобных явлений крупного масштаба в будущем в породах левого берега. В отчете подтверждалось наличие широких трещин разрывов, включая несколько параллельных ущелью, а также предсказывалась возможность частичного отделения и смещения блоков пород вдоль Пиан-делла-Позза, которые, однако, не распространялись до Позза. Скорость этих движений по расчетам была очень малой, они считались обычными для нового водохранилища и объяснялись колебаниями его уровня.

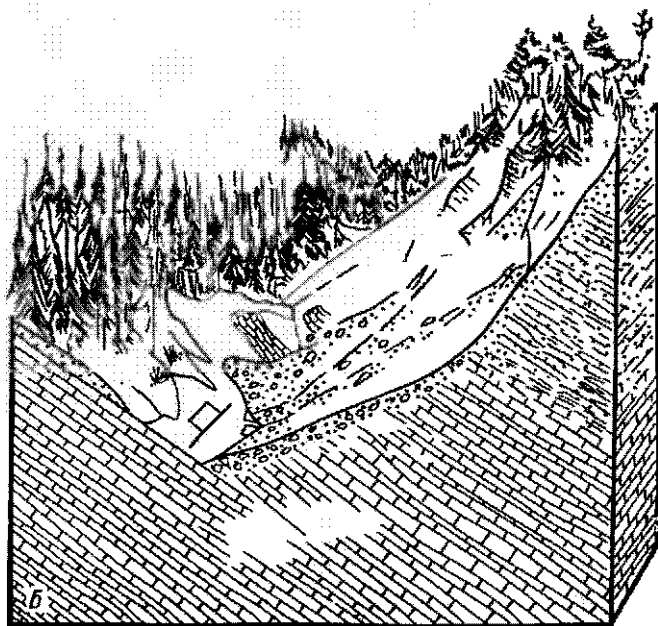
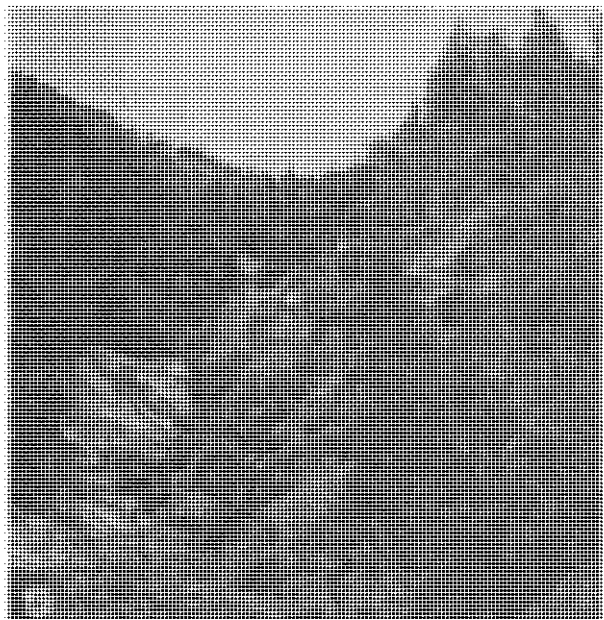
Явления при первоначальном заполнении водохранилища. В сентябре 1960 г. было закончено строительство плотины, а заполнение водохранилища началось в феврале 1960 г. В марте 1960 г. уровень водохранилища достиг отметки 595 м (около 130 м над руслом реки) (см. фиг. 19). В этот период наблюдалось небольшое раздробление пород на скальных уступах ниже домов Пиерин и движения блоков пород восточнее конца

канавы Массалеза. Уровень воды в водохранилище оставался на отметке 595 м до конца мая 1960 г. Для наблюдений за движением были установлены реперы между отметками 700 и 900 м на расстоянии нескольких сот метров от канавы Массалеза. Ежедневно регистрировалось горизонтальное смещение реперов в направлении к водохранилищу (см. фиг. 19 и 20). Движения затухали и захватывали все меньшие площади, когда уровень воды в водохранилище повышался. Вплоть до лета 1961 г. наблюдалось слабонаклонное движение обнаженного блока пород ниже равнины Ток (так называемого Иль Пиннаколо, отметка 740 м) (фиг. 5, 10 и 12). С июня по октябрь 1960 г. уровень воды был поднят с 595 до 635 м, и реперы указывали на очень медленное движение бортов ущелья к западу от Массалеза на расстоянии примерно 350 м от нее.

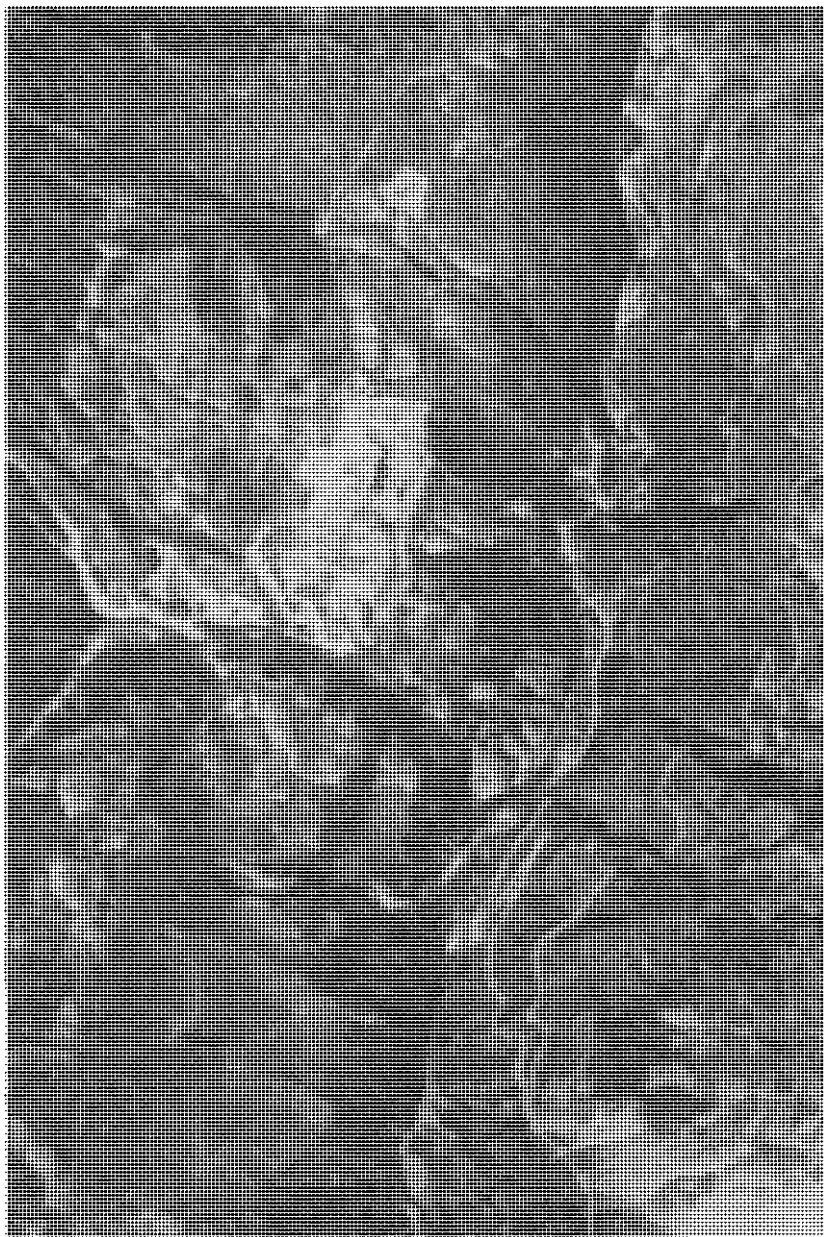
В октябре 1960 г., когда уровень воды достиг отметки 635 м, некоторые реперы внезапно показали ускорение движения пород, которое постепенно захватило всю наблюдаемую площадь (фиг. 19 и 20). В результате этого движения открылись трещины с острыми бровками (фиг. 5, 6, 8 и 9); они имели форму омеги и протягивались более чем на 2 км от плотины до отметки 1300 м. Таким образом, стало ясно, что подвижкам захвачена площадь длиной 1700 м и шириной 1000 м.

4 ноября 1960 г., когда уровень воды был поднят до отметки 645 м, произошел оползень шириной 300 м в породах мальма ниже Пиан-делла-Позза. Верхняя граница оползня находилась на отметке 850 м (фиг. 5, 6 и 8). Около 700 тыс. м³ пород сползло в водохранилище в течение 10 мин; они заполнили ущелье на расстоянии нескольких сотен метров, местами до отметки 600 м. После происшедшего оползня решили медленно снизить уровень воды до 600 м к концу 1960 г. Автор считал необходимым именно медленную сработку уровня воды из-за неизвестной роли порового давления воды в милонитах и глинах, заполняющих трещины, а также вследствие гидростатического давления воды в трещинах, которое по расчетам составляло 1—2 млн. т. Быстрая сработка уровня воды в водохранилище и последующее понижение уровня подземных вод могли увеличить давление воды в трещинах.

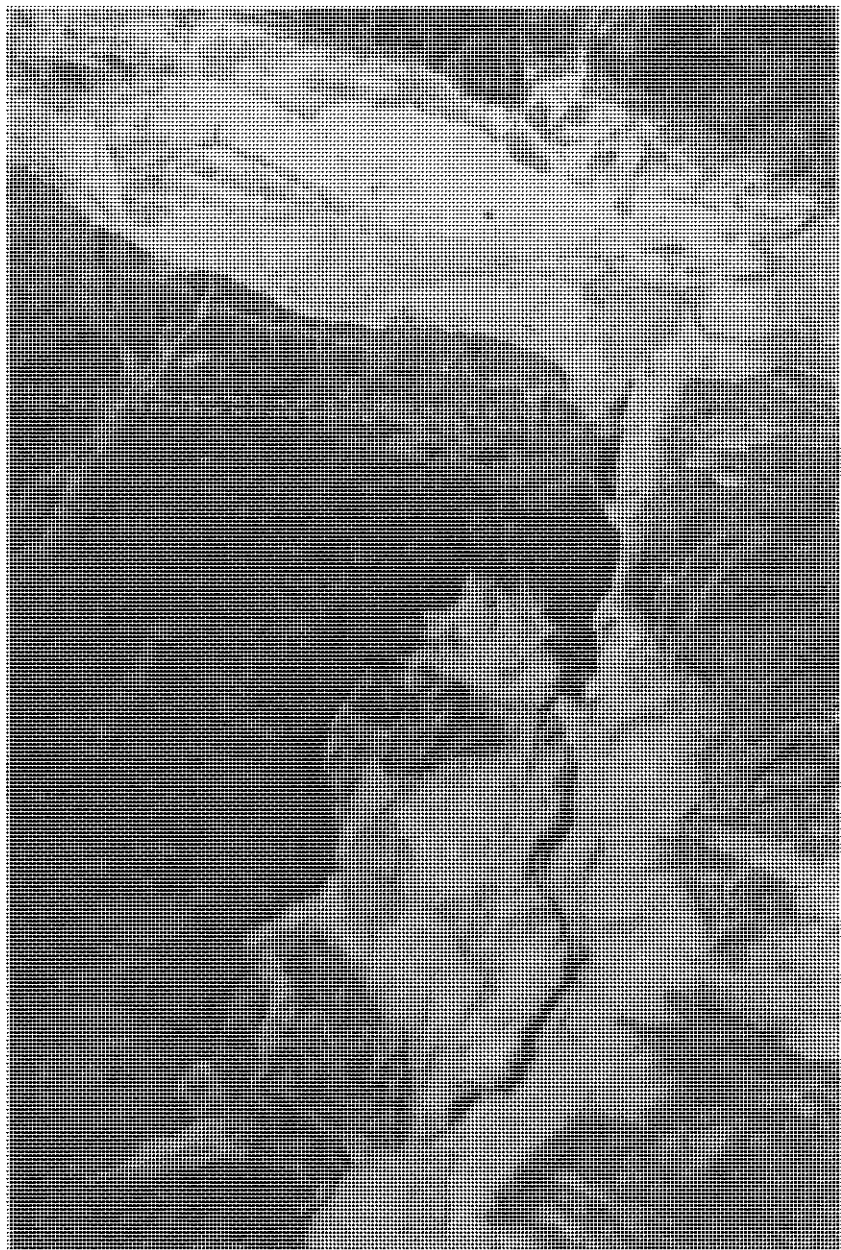
Заключение. Многочисленные научные и полевые исследования, а также частичное заполнение водохранилища с середины 1959 г. до конца 1960 г. вскрыли существование обширного оползневого массива, который возник в этот период. Поскольку этот факт не был известен, когда начиналось строительство плотины, для инженеров неожиданно возникла новая проблема, связанная с проектом Вайонт.



Фиг. 9. Трещина отрыва оползня на площади канавы Массалеза 1961 г.
 А— фото; Б— блок-диаграмма.

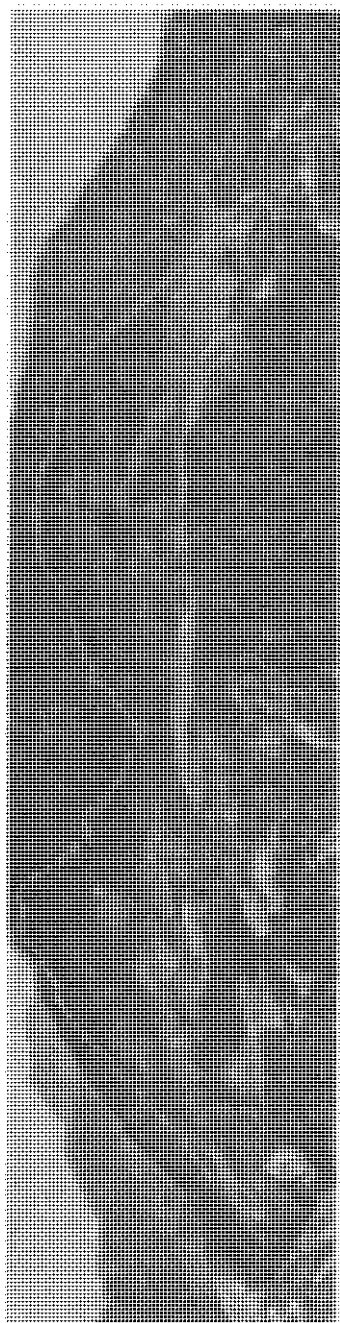


Фиг. 10. Аэрофотоснимок долины и ущелья Вайонт до постройки плотины.
На снимке показана площадь, которая позже была захвачена оползнем, и средняя часть водосборной канавы Массалеза.



Ф и г 11. Аэрофотоснимок оползня, включая плотину Вайонт и ущелье.

Справа — разрушение в долине реки Пьяве и район Лонгерон после паводка. В средней части, внизу деревня Кассо, расположенная на 260 м выше уровня водохранилища, затопленная волной от оползня.



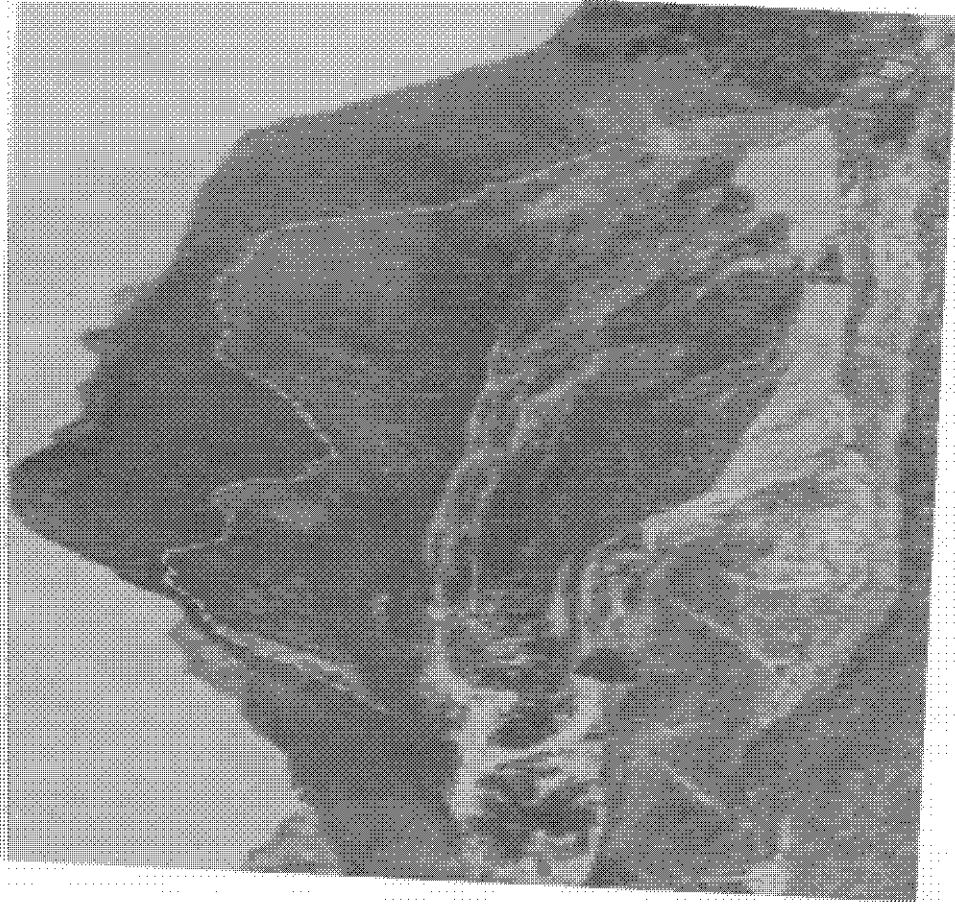
Фиг. 12. Общий вид северных склонов Монте-Тока и плато Ток до оползня. Штриховой линией показана трещина отрыва оползня 1960 г. Справа вынута — сложенная пластина.

Причины оползня 1960—1961 гг.

Дополнительные исследования. После происшедшего оползня автор с сотрудниками д-ром Л. Бройли и инженером Х. Фалли составили детальную геологическую карту левого берега водохранилища. Отчет о картировании был составлен горным инженером Ф. Пачером [22].

В отчете, представленном в феврале 1961 г. [30], содержались данные измерения движений оползня с лета 1960 г., результаты предыдущих исследований бурения и сейсморазведки, проведенной Калони [4, 5], и заключение Даль-Пианц [9—11], Джудичи и Семенца [18]. Основные выводы были следующие:

1. Геологическое строение, механизм и характер движения двух оползней, находящихся к востоку и к западу от канавы Массале-за, были весьма различны (фиг. 8). В западной половине (фиг. 7, разрез А—А) можно было выделить две части. Одна часть выше Пиан-делла-Позза имеет наклонную оползневую поверхность. Относительно равномерно смещаются крупные блоки, и движение их зависит от залегания пород и характера складок. Нижняя часть оползневого массива лежит на почти горизонтальной поверхности, его движение подобно леднику



Фиг. 12. Тот же вид, что и на фиг. 12, но после обработки.
Справа сверху — гребень скалы.

(фиг 14 и 16) и обусловлено двумя системами трещин или формой и крутизной складок. Такие поверхности способствуют смещению с вращением блоков пород, как показано на фиг. 16. Можно ожидать, что при глетчероподобном движении во фронтальной части оползня будут отделяться глыбы пород. По многим данным на склонах долины в течение некоторого времени

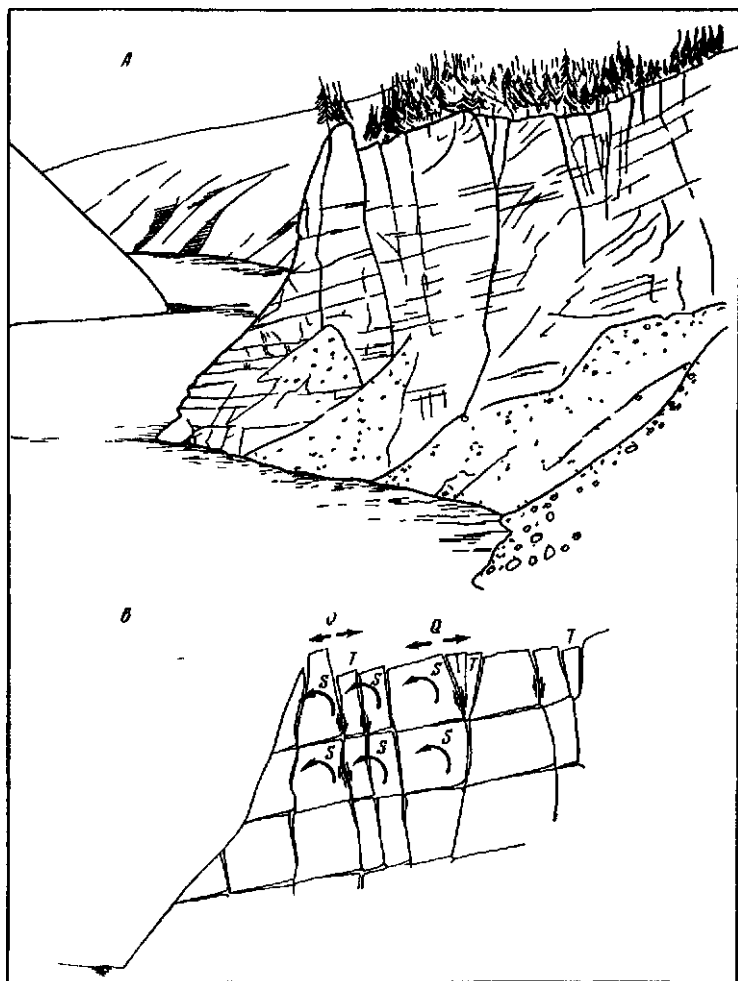


Фиг 14 Пиннаколо

происходили такие же, но более медленные движения. Заключение, сделанное Калон [4, 5] на основании сейсмометрических исследований, которые исключали существование оползневой поверхности, ясно отличимой от других контактов, можно было рассматривать как подтверждение предположения о кинематике оползня.

2 Основными причинами движения в то время считали: низкую механическую прочность пород, обусловленную интенсивной трещиноватостью, особенно на участке Пиан-делла-Позза, и большим расстоянием между отдельными трещинами; такую ориентацию плоскостей напластования трещин (фиг. 8), которая обуславливала два вида движений на склоне выше Позза, а

также в районе самого Позза, гидростатическое давление подземных вод в трещинах, вызванное инфильтрацией атмосферных



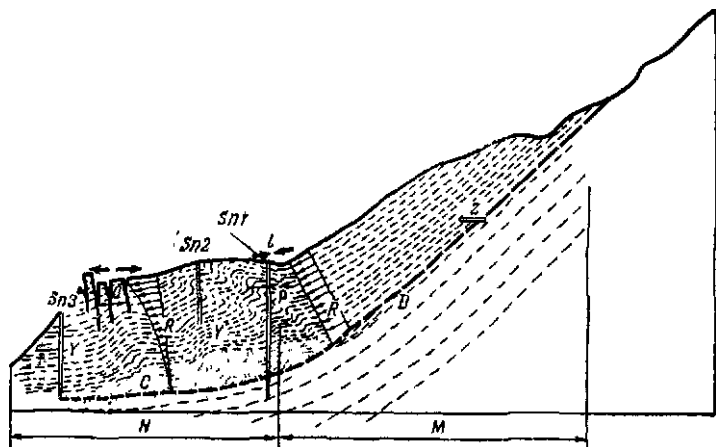
Фиг. 15. Разрез северной части оползня у Пиннаколо.

А — вид сбоку, Б — схема движения; Q — разрывы, S — внутреннее вращение блоков, T — относительное движение.

осадков или грунтовых вод, уменьшение сопротивления сдвигу, вызванное обводнением атмосферными осадками, а также увеличение веса пород; толчки землетрясений; влияние во времени поднятия и опускания уровня воды (взвешивание, изменения

градиента грунтовых вод и соответствующего давления воды в трещинах, которое может достигать нескольких миллионов тонн, а также изменение порового давления воды в заполнителе).

Особое значение придавалось влиянию на движение оползня высокого уровня водохранилища. По-видимому, было бесполезно укреплять оползень, так как все средства были вне человеческих возможностей. Нельзя было изолировать поверхность



Фиг. 16. Схематический разрез западной части оползня.

Стрелки показывают распределение скоростей движения; *Y* — слои пород; *L* — Ла Пуэза; *M* — зона преобладания сдвигающих сил; *N* — зона преобладания сил сопротивления; *C* — зона прогрессивного разрушения; *D* — поверхность оползания, обусловленная залеганием пород; *P* — зона сжатия; *Q* — зона разрывов; *R* — распределение скоростей; *Sn* — разведочные скважины; *z* — разведочная штольня.

склона от атмосферных осадков, изменить вес пород или применить цементацию трещин. С другой стороны, исключались также меры, которые бы вызвали искусственный оползень. В этом случае была большая опасность образования озера с нерегулируемым режимом.

Автор рекомендовал осуществить контроль за оползневой движением, изменяя уровень водохранилища и уменьшая давление воды в трещинах посредством дренажных штолен, проложенных в стороны от канавы Массалеза. Дренаж считали вполне целесообразным, так как уровень грунтовых вод имел уклон и, следовательно, обуславливал очень высокое давление воды в трещинах. Кроме того, требовалось ограничение скорости движения оползня в пределах определенной площади путем последовательного отделения масс пород у языка оползня, чтобы с наименьшим риском увеличить сопротивление в нижней части

ущелья и таким образом создать равновесие между силами давления и силами сопротивления, которое приведет к устойчивости оползня [30].

Первые попытки контролировать поведение оползня посредством изменения уровня воды в водохранилище были предприняты в период с февраля по октябрь 1961 г. Длительность этого периода определялась временем, необходимым для сооружения обходного туннеля на правом берегу долины (фиг. 5). Этот туннель должен был регулировать уровни в хвостовой части водохранилища для предотвращения затопления населенных пунктов в случае разделения оползем водохранилища на две части. Изменение уровня водохранилища в пределах отметок 585—600 м не вызывало увеличения оползневого движения пород. После постройки обходного туннеля подобные изменения горизонта водохранилища производились во второй период с одной фазой понижения и повышения уровня на отметках 610, 674 и 700 м. Во время последнего изменения уровня воды (700 м) произошло смещение оползня, как показано на фиг. 19 и 20, но скорость движения уменьшилась и была недостаточной для частичного отделения глыб или для увеличения сопротивления сдвигу в языке оползня.

В декабре 1960 г. Калон [6] провел вторичное сейсмическое исследование и пришел к следующим выводам. Подошва верхней разрыхленной толщи мощностью 30—50 м в восточной части не поддается определению и, вероятно, заметно изменяется от места к месту. Эта зона сложена в основном раздробленными породами. В западной части мощность толщи колеблется от 70 до 150 м и ее ложе находится приблизительно на отметке 640 м, по крайней мере близ ущелья. Ниже залегают породы, в которых скорость распространения звуковых волн вдвое больше. Калон отметил существенную разницу в результатах геофизических исследований в 1959 и 1960 гг., которую объяснял развитием в более глубоко залегающих породах процесса дробления, вызванного увеличением внутреннего давления в результате смещения пород с верхних частей склона.

В начале 1961 г. были пройдены две разведочные штольни в Массалеа близ краевых трещин на отметке 920 м. Сотрудники проф. Калон, д-р Бройли и инженер Вебер, собрали данные о строении толщи пород и провели геомеханические исследования. Они установили, что верхняя и средняя части движущихся оползневых масс залегают на поверхности крутизной менее 30°, тогда как нижняя часть, вероятно, почти горизонтальная и является контактом между догером и мальмом. Кроме того, они сделали заключение, что движение происходит по системе плоскостей, секущих трещиноватые породы.

С апреля по ноябрь 1961 г. были пробурены четыре пьезометрические скважины *P1*, *P2*, *P3* и *P4* с целью измерения уровня подземных вод. Скважины были пройдены до глубин 170 и 220 м, т. е. до отметок 620 и 670 м. Они прошли плотные, сильно трещиноватые известняки. Поглощение воды и обрушение стенок скважин создавали значительные трудности.

Характер оползня в ноябре 1960 г. Научные и полевые исследования 1961 г. позволили ориентировочно определить некоторые черты развивающегося оползня.

1. Движущиеся массы по площади ограничивались трещинами и составляли около 2 км²; мощность оползневой толщи в северной части была равна 250 м, в южной — 200 м; общий объем — 200 млн. м³. Следует отметить, что объем всех смещенных трещиноватых пород намного больше, чем объем масс, заполнивших водохранилище.

2. Оползневые массы представлены главным образом разрушенными известняками нижнего мела и мальма. Геологическое строение следует рассматривать как чрезвычайно неоднородное вследствие огромного количества отдельностей.

3. В соответствии с кинематикой движения при изучении строения оползневых масс и подстилающих их пород первоначально возникла гипотеза о том, что оползневая поверхность в верхней половине западной части и в верхних трех четвертях восточной части почти ровная и образована крутонаклоненными (под углом 30—50°) пластами юрских пород; нижняя часть обеих половин оползневой поверхности смещения почти горизонтальная.

В нижней части породы смяты в складки, и в них оползневая поверхность имеет форму лестницы, что обусловлено двумя системами почти горизонтальных и вертикальных трещин.

Предполагалось, что породы в нижней западной части оползня (в соответствии с наблюдениями в ноябре 1960 г. [30]) движутся так, что отдельные блоки, разделенные трещинами, вращаются (фиг. 15). На этом участке скорость движения вблизи поверхности оползания была выше, чем в основании. Большая скорость движения в верхней части оползня по сравнению с нижней частью особенно наглядно видна в обрыве Пиннаколо, где блоки пород перекошены (фиг. 14 и 15). Однако в восточной части и в верхней половине западной части предполагалось равномерное движение оползневых блоков. Было установлено, что в случае продолжения движения может образоваться несколько сравнительно небольших оползней, особенно в западной части. Эти оползни происходят на фронтальной части главного оползневого массива, подобно «отделению айсбергов» от ледника. Породы, которые обрушаются в ущелье

в результате этих оползней, будут образовывать своеобразный сдерживающий банкет в основании оползневых масс, что должно привести к новому состоянию равновесия склона.

Если начнет оползать вся масса пород (что не допускается), то и тогда движение будет происходить в две фазы: часть массива сместится вначале, а вторая — потом, причем она будет отличаться от первой. Автор придерживается мнения, что в этом случае оба оползня остановятся, как только массы пород обрушатся в водохранилище.

4. Скорость смещения измерялась по многочисленным реперам (фиг. 6) с интервалом в два-три дня; записи даны в виде диаграммы движения (фиг. 19 и 20). Диаграммы показали, что точки близ концов ущелья имели максимальную скорость (репер 2) 4,6 см/день и среднюю скорость 3,7 см/день, измеренную за 10 дней в период наиболее типичных движений.

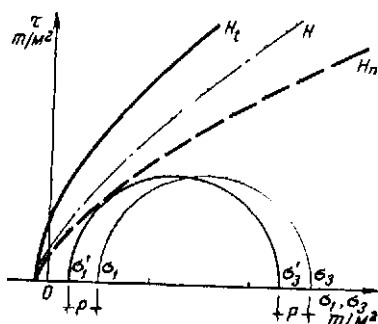
Более высокие скорости наблюдались в северной части, где они не могли быть измерены по техническим причинам. В октябре — ноябре 1960 г. в породах близ Пиннаколо открылась широкая трещина, что указывало на движение в верхних частях склона, где породы перемещаются в сторону озера со средней скоростью около 8 см/день. Самая высокая скорость, которую можно было наблюдать в первые дни ноября 1960 г., составляла 10 см/день или более.

5. Исследования 1962 г. не изменили точку зрения относительно причин оползней.

Оползневые движения с октября 1960 г. по 9 октября 1963 г.

Оползневые движения в виде глубинной ползучести проявились в начале 1960 г., но площадь оползневых масс не была точно установлена, пока не возникли краевые трещины в октябре 1960 г.

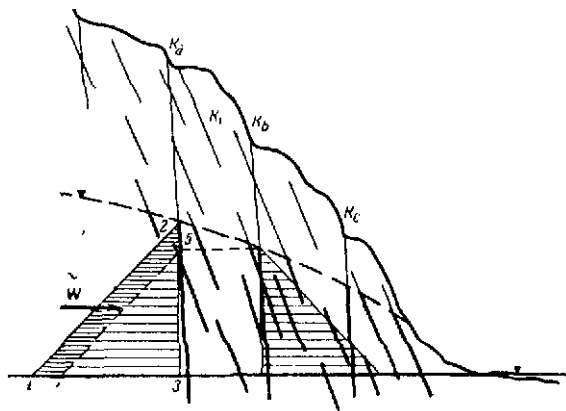
Смещение оползневых масс до 9 октября 1963 г. характеризуется данными систематических наблюдений в 23 точках для горизонтальных и в 11 точках для вертикальных составляющих (фиг. 6); эти точки расположены на всей площади оползня. Показательны результаты наблюдений за уровнем воды в пьезометрических скважинах и микросейсмическими явлениями,



Фиг. 17. Круги Мора при учёте давления воды трещин (ρ).

зарегистрированными с помощью трехкомпонентных сейсмографов, в сопоставлении с данными температуры и атмосферных осадков (фиг. 19).

Горизонтальные составляющие смещений и скоростей. Вследствие неизбежных ошибок в измерении в пределах от 1 до

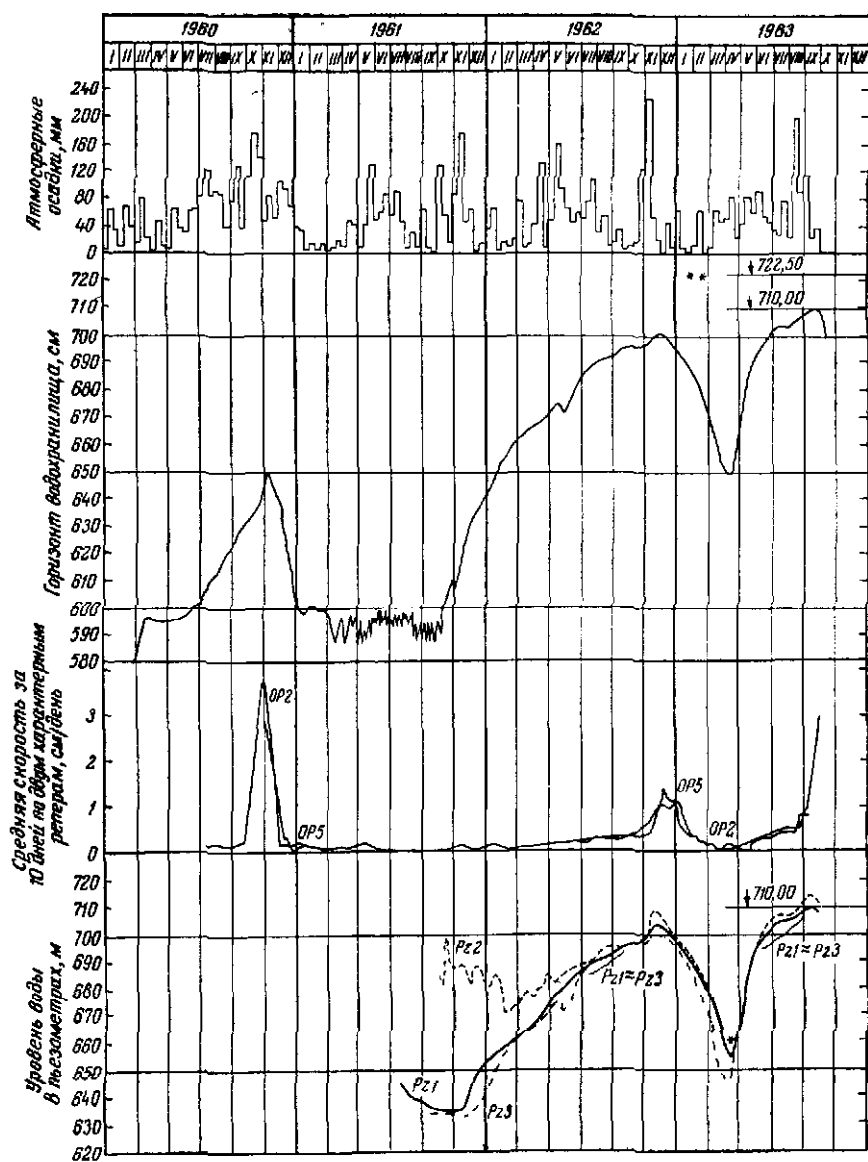


Фиг. 18. Влияние бокового давления воды в крупных трещинах на устойчивость склона.

2,5 см недопустимо рассматривать на диаграммах меньшие изменения скоростей движений, особенно тех, которые оказываются ниже предела действительных измерений. Поэтому ежедневные записи скоростей следует наносить на диаграмму и по этим значениям строить статистически обработанную диаграмму смещений (фиг. 20).

1. *Первый период частичного наполнения водохранилища.* Диаграммы смещений показали, что при первом наполнении водохранилища до отметки 635 м начинается фаза ускоренных движений (ср. фиг. 19 и 20), которые увеличились в октябре — ноябре 1960 г., когда уровень воды в водохранилище достиг 650 м. Максимальная скорость была 8 см/день во фронтальной части западной половины оползня и в первые дни ноября, по видимому, достигла 10 см/день и более.

Меньшие скорости отмечены в точках, расположенных на большем расстоянии от ущелья. Выше Позза горизонтальные составляющие скоростей смещения достигали только половины значений, измеренных ниже Позза. Низкие скорости были отмечены и восточнее Массалеца.



Фиг. 19. Диаграммы атмосферных осадков, горизонта водоупорности, скорости движения реперов, уровня воды в пьезометрических скважинах.

Pz — пьезометры; OP — реперы; звездочка — перерыв в записях в скважине Pz3; две звездочки — максимальный уровень водоупорности.

2. *Первый период снижения уровня водохранилища.* При понижении уровня воды в водохранилище до 620 м скорость смещения постепенно уменьшалась до 0,3 см/день. Если уровень воды доходил до 600 м, то движение практически прекращалось (фиг. 19 и 20). В конце этого периода фронт оползневых масс между Массалеа и плотиной продвинулся в среднем на 100 см, а максимально на 140 см. В то же время в 700 м восточнее Массалеа общее смещение не достигло и 20 см.

3. *Период постоянного уровня водохранилища.* Уровни воды постоянно изменялись до конца сентября 1961 г. между отметками 585 и 600 м. В этот период уровень грунтовых вод также сильно менялся и произошло обрушение отдельных блоков пород вдоль северного борта водохранилища.

4. *Второй период наполнения водохранилища.* С начала октября 1961 г. до начала февраля 1962 г. уровень воды в водохранилище поднялся с 590 до 650 м, а к ноябрю 1962 г. — до 700 м. В первую стадию этого наполнения произошло обводнение пород между отметками 600 и 650 м во второй раз, а движения были еще очень малыми — менее 0,1 см/день. Когда уровень воды превысил ранее достигнутые отметки, скорости смещения реперов увеличились удивительно мало. Иногда скорости увеличивались постоянно, а иногда с перерывами. В начале октября 1962 г. при уровне воды на отметке 695 м максимальная средняя скорость все еще была меньше 0,1 см/день, хотя верхние 40 м пород были затоплены в первый раз.

В течение октября уровень воды оставался на отметке 695 м. В последние 10 дней октября выпало очень много атмосферных осадков (120 мм; см. фиг. 19) и скорости смещения немного увеличились. В первую декаду ноября 1962 г., когда продолжались сильные дожди (230 мм), уровень воды поднялся до отметки 700 м и наибольшая средняя скорость смещения достигла 1,2 см/день.

5. *Второй период снижения уровня водохранилища.* Вторичная сработка уровня водохранилища продолжалась четыре месяца, и уровень воды понизился до отметки 650 м. Это снижение уровня производилось чрезвычайно медленно, чтобы предотвратить опасное гидростатическое давление в трещинах оползневых масс. За декабрь уровень опустился на 6 м. За это время скорость смещения в некоторых частях оползня увеличилась до 1,4 см/день, а затем стала уменьшаться. В середине февраля, когда уровень воды был на отметке 675 м, скорость оползания вновь уменьшилась до 0,3 см/день. В марте и апреле оползневые массы почти не двигались, в то время как в первую декаду апреля уровень воды в водохранилище опустился до 650 м.

В общем движения во второй период наполнения водохранилища были менее интенсивными, несмотря на высокий

уровень воды. Увеличение скорости смещения происходило в течение нескольких месяцев. Максимальные измеренные скорости в отдельных точках были значительно ниже максимальных скоростей в первый период наполнения.

Хотя скорости смещения были низкими, часть оползневых масс между Массалеза и плотиной, которые имели наивысшие скорости, сдвинулась вперед на 130 см, не считая 100 см, на которые они сдвинулись в первый период наполнения. Восточнее канавы Массалеза интенсивность движений была меньше, чем в западной части; еще восточнее движение затухало.

Наблюдения второго периода наполнения водохранилища подтверждали предположение о возможности контролировать скорость оползания по обводнению оползневых масс. Движения обычно имели высокие скорости только в том случае, когда новая толща пород обводнялась в первый раз. Это привело к выводу, что постепенную стабилизацию оползня можно осуществить путем повышения уровня воды отдельными стадиями. Предполагалось, что оползневые массы достигнут равновесия или будут смещаться столь медленно, что не возникнет серьезных проблем.

6. *Третий период наполнения водохранилища.* С начала апреля до конца мая 1963 г. уровень водохранилища был поднят с отметки 650 до 696 м. Реперы отметили небольшое увеличение скорости, когда уровень превысил отметку 696 м (в июне), но скорость не превышала 0,3 см/день. В июне уровень воды повысился до 702 м и превысил отметки второй стадии наполнения водохранилища. Скорость смещения была не более 0,4 см/день, т. е. меньше одной трети скорости, зарегистрированной в первый период наполнения. Этот факт, вероятно, следует рассматривать как подтверждение вышеупомянутого предположения о постепенной стабилизации, возникающей при медленном поднятии уровня воды.

К середине июля, после того как уровень воды достиг отметки 705 м, несколько реперов показывали скорость движения без заметного увеличения. Наибольшая наблюдаемая скорость не превышала 0,5 см/день. Уровень водохранилища во второй половине июля и в первой половине августа не менялся, и за этот период скорость смещения увеличилась до 0,8 см/день, но была все же на одну треть или в половину меньше скорости второго периода наполнения. Однако общий характер увеличения скорости был подобен предшествующему периоду.

Во вторую декаду августа выпало много осадков (около 200 мм) (фиг. 19), а в последующие две декады — еще около 200 мм.

К началу сентября уровень воды достиг отметки 710 м, которая была ниже НПГ по проекту, уточненному в мае 1963 г.

С этого времени отмечается активизация оползневых смещений, хотя к концу сентября скорости еще не достигли значений, зарегистрированных в первый период наполнения водохранилища до отметки 635 м, не говоря уже о скоростях, наблюдаемых во второй период наполнения (до отметки 700 м).

Наибольшие скорости движения реперов, расположенных в нижней западной половине сползающих масс, все же не превышали 3,5 см/день, а в восточной части смещение происходило в два раза медленнее.

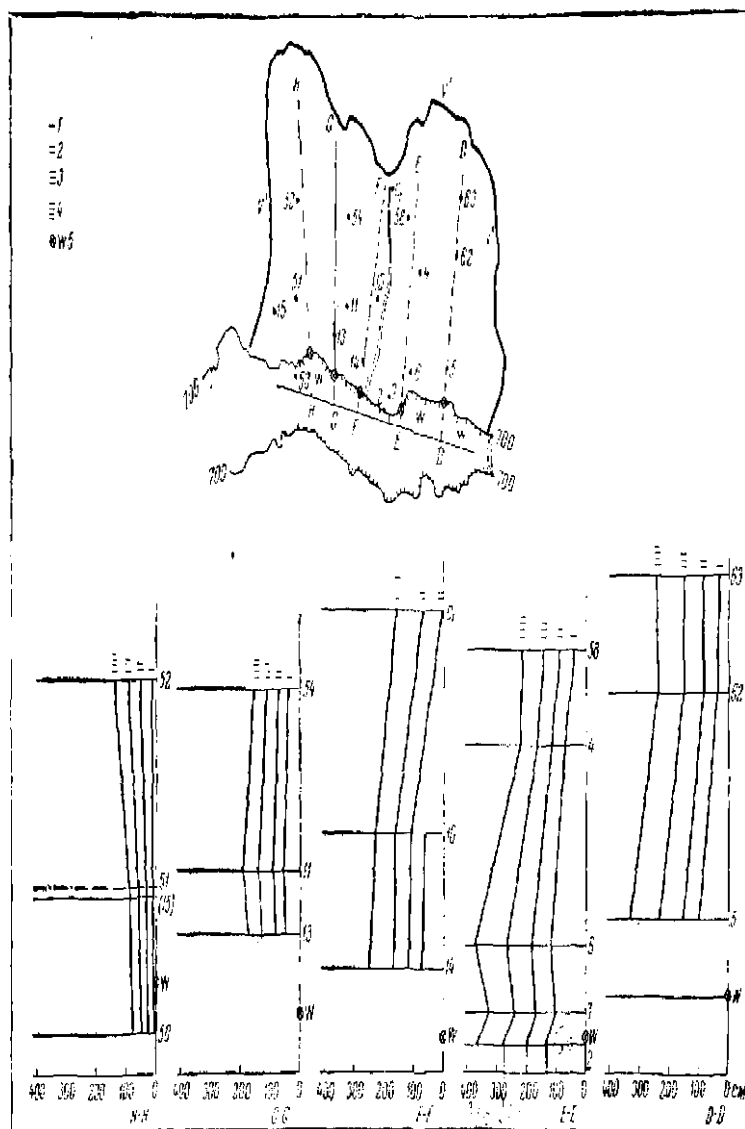
7. *Третий период снижения уровня водохранилища.* В конце сентября уровень водохранилища медленно срабатывался — 10 м в 2 недели — с целью приостановить оползание; к 9 октября он достиг отметки 700 м.

В конце сентября скорости смещения в нижней и верхней частях склона западнее Массалеза составляли 2—3 см/день, максимально 3,25 см/день (репер 5), т. е. были меньше, чем в 1960 г. Восточнее Массалеза скорости были еще меньше, а у восточного конца оползня движение почти полностью прекратилось. Характерно, что в верхней половине восточной части оползневой территории движения были более быстрыми, чем в нижней.

Сравнивая величины смещений в различных местах, можно видеть, что максимальные подвижки произошли в северной части западной половины оползня (фиг. 21) (на 220—240 см за период с декабря 1960 г. до конца сентября 1963 г.), и с октября 1960 г. породы в общем сместились на 300—380 см. Смещения в восточной части составляли половину этих величин, а самый восточный край оползня почти не двигался. Скорости движения соответствовали величинам смещения.

Распределение скоростей на площади оползня оставалось приблизительно постоянным в течение всего периода независимо от их значений; исключением явилась восточная половина оползня, где репера 10, 11, 13 и 14 двигались заметно медленнее по сравнению с соседними. Максимальные скорости прогрессивно увеличивались в первые дни октября и 9 октября достигли 20 см/день. Сравнивая эту величину с конечной скоростью оползания (около 25 м/сек), все подвижки 1960—1963 гг. следует рассматривать как глубинную ползучесть вплоть до главной подвижки оползня. Уровень водохранилища к этому времени был опущен с отметки 710 до 700 м.

Вертикальные составляющие смещения. Вертикальные составляющие оползневого смещения были измерены во многих точках начиная с мая 1961 г., и результаты сведены в табл. 1. Распределение вертикальных движений показало минимальную величину смещения (в общем 8 см) в районе Позза и второй



Фиг. 21. Распределение горизонтальных смещений на поверхности оползня.

От D-D до H-H — разрез; C-C — разрез у заостренной каймы Массалаза; цифры — номера разрезов; 1 — смещение до декабря 1963 г.; 2 — смещение до октября 1963 г.; 3 — смещение до февраля 1963 г.; 4 — смещение до сентября 1963 г.; 5 — уступ скальных пород до оползня; 6 — трещина отрыва оползня 1963 г.

Таблица 1

ОПОЛЗЕНЬ ТОК В СКАЛЬНЫХ ПОРОДАХ. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ СОСТАВЛЯЮЩИЕ СМЕЩЕНИЙ ПО НАБЛЮДАЕМЫМ РЕПЕРАМ

Репер	Начало измерения	Расчетное смещение до измерения	До декабря 1960 г., см	Декабрь 1960 г. — октябрь 1961 г., см	Октябрь 1961 г. — февраль 1963 г., см	Общее смещение до февраля 1963 г., см	Февраль 1963 г. — конец сентября 1963 г., см	Общее смещение до сентября 1963 г., см	1-7 октября 1963 г., см	Общее смещение, см
Западная зона										
5	Декабрь 1961 г.	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	Декабрь 1961 г.	—	—	—	—	—	—	—	—	—
90	Май 1961 г.	—	—	—	36	40	37	77	—	—
91	Май 1961 г.	—	—	—	2	2,5	5,5	8	—	—
92	Май 1961 г.	—	—	—	48,5	50	43	93	—	—
С	Октябрь 1962 г.	—	—	—	—	62	75	137	—	—
Восточная зона										
10	Декабрь 1961 г.	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	Декабрь 1961 г.	—	—	—	—	70	—	—	—	—
93	Май 1961 г.	—	—	—	11	22	20	42	—	—
94	Май 1961 г.	—	—	—	23	26	22	48	—	—
95	Май 1961 г.	—	—	—	15	17	13	30	—	—
С	Октябрь 1962 г.	—	—	—	—	62	75	137	—	—

минимум смещения (42 см) восточнее, за водосбросной канавой Массалеза. На участке канавы вертикальные движения были намного больше (137 см), чем в Позза. Южнее или выше названных мест, т. е. вблизи крутого уступа в ущелье, составляющие вертикального движения были значительно больше и составляли от 50 до 70 см до апреля 1963 г. и 40—70 см с апреля до сентября 1963 г.

Скорости вертикального движения в южной части оползня были около $\frac{1}{2}$ — $\frac{2}{3}$, в северной — $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{2}$ и у Ла Позза — только $\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{4}$ скоростей горизонтальных составляющих. Таким образом, линия Позза, которая тянется с востока на запад, занимает особое положение в общей картине движения; на линии Ла Позза — канава Массалеза опять проявляется неравномерность движений.

Кинематика оползневого движения. Приблизительно постоянное распределение движений во всех наблюдаемых периодах и

характер их изменения в разных частях оползневого склона позволяют построить кинематическую схему движений как для всего оползающего массива, так и для отдельных его элементов (фиг. 21).

В табл. 1 и на диаграмме смещения и скоростей (фиг. 19 и 20) показано, что в период с декабря 1960 г. по сентябрь 1963 г. большая часть оползневого массива, за исключением отдельных мест вдоль линии Позза, испытала неравномерные блоковые подвижки (фиг. 21). В движение была вовлечена южная верхняя половина западной части оползня, заканчивающаяся на востоке по линии между реперами 51 и 58 (фиг. 5). Северная часть Позза характеризовалась увеличением скорости движения реперов на поверхности оползня в северном направлении (фиг. 16). В нижней западной половине оползневого склона вектора движения были наклонены вниз под углом 20—30°. Вектора движения верхней западной половины склона были приблизительно параллельны ему и почти соответствовали блоковому движению оползня.

Малые скорости движения оползневых масс на линии Позза можно объяснить переходом блокового движения южной половины в зону глубинной ползучести северной половины (фиг. 16 и 21). По законам кинематики массы близ поверхности оползня должны сжиматься, а более глубокие части — растягиваться. Сжатие должно передаваться на нижнюю половину оползневых масс, вызывая ускоренное движение верхних участков относительно более низших.

Для верхних частей оползневых масс восточной половины типичны блоковые подвижки, тогда как участки вокруг реперов 50 и 51 явно отставали в движении, а репер 15 оставался почти на месте (фиг. 21).

По предположению автора [30], граница между западной половиной, которая характеризуется глетчероподобным движением, и восточной половиной примерно проходила вдоль канавы Массалеза. Диаграммы движения показывают, что характер движения нижней восточной части подобен характеру движения нижней западной части, хотя скорости их различны. Поэтому глетчероподобные движения на фиг. 5, А отмечены штрихами в направлении движения.

Подземные воды. Работы 1960—1961 гг. [30] свидетельствовали о том, что существует зависимость уровня подземных вод в оползневых массах от горизонта водохранилища и что первый имеет уклон в сторону ущелья. Наблюдения за уровнями воды в пьезометрических скважинах P1, P2 и P3 (см. фиг. 6 и 7) — скважина P4 оказалась сухой — либо полностью опровергали

это положение, либо подтверждали его для отдельных периодов (фиг. 19). Такие наблюдения, по-видимому, приводили к заключению, что влияние давления воды в трещинах на устойчивость оползневых масс не столь большое, как это оценивалось в отчете 1961 г.

В пьезометрической скважине *P1* уровень воды оставался постоянным и не зависел от горизонта водохранилища, пока последний не достиг отметки 625 м в ноябре 1961 г. В скважине *P3* уровень воды не изменялся, пока уровень водохранилища не достиг отметки 635 м в декабре 1961 г. После этого уровни воды в скважинах *P1* и *P3* изменились на ту же величину, что и горизонт водохранилища. С декабря 1961 г. до июля 1962 г. уровни воды в скважинах иногда были на несколько метров выше, чем горизонты водохранилища, но в общем оставались такими же. В период с июля по ноябрь 1962 г. уровни воды в скважинах и водохранилище были на одной и той же отметке, но с ноября 1962 г. по апрель 1963 г. они опять поднялись на несколько метров выше. С этого времени и до конца наблюдений уровни воды в скважинах *P1* и *P3* совпадали с уровнями водохранилища. Уровень воды в скважине *P2* совершенно не зависел от водохранилища до февраля 1962 г., но потом он поднялся одновременно с наполнением водохранилища, причем вначале был на 10—15 м выше. С лета 1962 г. уровни воды в скважинах и водохранилище изменялись синхронно и временами первый был немного выше.

Начиная с февраля 1962 г. максимальная разница в уровнях воды в скважинах и в водохранилище не превышала 10—15 м (что соответствовало 1,7—4,0-процентному уклону). Однако летом и осенью 1961 г. уровни воды в скважинах *P1* и *P3* достигли 45 м (22,5- и 18-процентные уклоны соответственно), а в скважине *P2* — отметки 90 м (15-процентный уклон) (фиг. 7). В ноябре 1962 г. из-за сильных дождей уровни воды в пьезометрических скважинах *P1* и *P2* (но не в *P3*) быстро поднялись на 5—10 м выше горизонта водохранилища. Такая разница в уровнях оставалась и при сработке уровня водохранилища, но не при третьем периоде наполнения, т. е. после апреля 1963 г. В этот период уровни воды в пьезометрических скважинах *P1* и *P3*, расположенных близ водохранилища, оставались такими же, как в водохранилище. В скважине *P2* уровень воды поднялся только на несколько метров выше уровня водохранилища начиная с июня, а в августе эта разница почти исчезла. Разница в уровнях вновь появилась в конце сентября и достигла 8 м. Эти данные показали, что водопроницаемость оползневых масс значительно изменяется во многих местах в течение процесса смещения.

Сейсмические наблюдения. По отчету Калои [4—6] в изучаемом районе различают два вида землетрясений: местные и региональные. Микросейсмические явления, записанные сейсмографами, установленными на плотине, увязываются с поднятием уровня водохранилища, поскольку они приурочены к периодам: октябрь — ноябрь 1960 г., февраль — октябрь 1962 г. и июль — сентябрь 1963 г. В эти периоды вода поднималась до неувлажненных ранее пород. Сопоставляя эти явления, можно предположить, что микросейсмическая активность, очевидно, связана с процессом оползания. С другой стороны, следует указать, что в течение последних дней перед катастрофой не было отмечено никаких микросейсмических явлений в районе плотины Вайонт или в ее окрестностях.

Макросейсмические явления, происходящие независимо от изменений уровня водохранилища, связаны с региональными тектоническими движениями, еще активными до настоящего времени. Центры этих сильных землетрясений, которые иногда замечало даже население, находятся на расстоянии нескольких километров от водохранилища. Наоборот, центры микроземлетрясений определены в пределах оползня или вблизи него.

Факторы, влияющие на движение. Оползневые подвижки с октября 1960 г. по 9 октября 1963 г. зависели как от строения и свойств движущихся масс, так и от внешних факторов. Некоторые особенности оползневых масс оставались постоянными в течение всего периода: залегание слоев, складчатость и сбросы и частично трещины. Другие свойства изменялись непрерывно, например увеличивались трещиноватость и водопроницаемость пород, их объемный вес несколько возрастал во время сильных дождей и уменьшался в сухие периоды.

Влияние внешних факторов изменялось в зависимости от горизонта водохранилища, градиентов подземных вод в массиве пород и количества выпадающих атмосферных осадков. Дождевые и талые воды, а также воды из водохранилища сравнительно легко проникали в породы, которые были сильно трещиноваты. Следует полагать, что степень водопроницаемости в различных зонах определяется сложением пород на данном участке. Рассмотрим подробнее следующие основные факторы:

- действие воды, вызывающее уменьшение прочности пород;
- давление поровой воды в заполнителе трещин;
- давление воды в трещинах;
- взвешивание.

1. *Уменьшение прочности пород при их обводнении обусловлено снижением трения на поверхности трещин, слоев и в заполнителе трещин [32]. Сопротивление сдвигу сильнотрещино-*

ватых пород определяется главным образом трением по трещинам, и, следовательно, оно уменьшается при их увлажнении. Уменьшаются также кинематическая прочность и модуль деформации. Такое ослабление пород в результате того, что заполнитель становится более вязким, сопровождается вторичным ослабляющим действием воды [29, 32]. Породы становятся менее прочными из-за давления свободной воды в трещинах, стремящегося разъединить отдельные элементы пород (фиг. 17), что приводит к уменьшению трения в трещинах. Если этот эффект уменьшения прочности пород возникает вследствие размягчения заполнителя трещин во всех породах района, которые были увлажнены подземными или просачивающимися водами, то вторичный эффект, зависящий от давления воды в трещинах, наблюдается только там, где имеются подземные воды, и он увеличивается с глубиной.

2. *Влияние давления поровой воды* в мягких промежуточных слоях, милонитах и в заполнителе трещин на величину сопротивления пород сдвигу очень сложное [29] и часто проявляется внезапно. Оно становится более эффективным, если быстро изменяется давление окружающих пород на пластичный заполнитель. Это происходит в том случае, когда после периода поднятия уровня подземных вод, в течение которого давление поровой воды успевает выравняться с давлением окружающих пород, горизонт водохранилища быстро снижается (соответственно уменьшается количество свободной воды в трещинах). Внезапно возникает взвешивающий эффект в породах и одновременно увеличивается их сжимаемость. В результате в порах создается избыточное давление и уменьшается сопротивление сдвигу заполнителя. Затем избыточное поровое давление исчезает из-за дренажа воды через трещины и увеличивается сопротивление сдвигу заполнителя трещин.

Подобное явление, хорошо известное в механике рыхлых грунтов, еще не изучалось в трещиноватых породах и, несомненно, сыграло свою роль в период сработки уровня водохранилища в ноябре и декабре 1960 г. и в декабре 1962 г. — феврале 1963 г. Это объясняет развитие глубинной ползучести оползневых масс, хотя и в меньшем масштабе, в течение значительного периода времени после начала снижения уровня водохранилища, при установившемся равновесии между тангенциальными силами и сопротивлением сдвигу в результате исчезновения взвешивающего эффекта в период первого понижения горизонта водохранилища.

3. *Гидростатическое давление в трещинах* иногда имеет значительное влияние на равновесие оползневых масс. Если давление воды в трещинах окружающих пород выше, чем в породах берега водохранилища (фиг. 18), то развиваются горизон-

тальные напряжения. Давление воды в трещинах может существовать в породах, содержащих заполнитель и милониты, даже если в них нет фильтрации воды. Часто уровень подземных вод имеет ступенчатообразную форму вследствие того, что трещины заполнены глинистым материалом. Разница напоров вод в трещинах между отдельными блоками пород действует подобно боковому давлению (фиг. 18). Боковое давление воды трещин обычно направлено в сторону крупных трещин или к их системе.

Влияние давления воды в трещинах может быть очень большим. Так, в рассматриваемом случае оно действовало на площади около 150 тыс. м², и ему придавалось огромное значение в анализе равновесия оползневых масс. При грубом подсчете горизонтальное давление воды, равное приблизительно 1,8 млн. т, соответствует теоретически 10-процентному градиенту подземных вод. Уклон в 20% по подсчетам отвечал бы горизонтальному давлению воды в 7 млн. т. Такое давление соответствует 0,4 или 1,4% веса оползневых масс.

В случае оползня Ток роль подземных вод была необычной. В 1961 г. уровень подземных вод имел уклон 4:1 в направлении к борту ущелья, который соответствовал гидростатическому давлению воды в трещинах оползневых масс. Величина этого давления, как должно было следовать из расчета, составляла 2—4 млн. т, даже если учесть снижающие факторы. С начала 1962 г. уклон уровня воды значительно уменьшился и к концу 1962 г. почти исчез. Таким образом, на основании исследований 1961 г. было предсказано постепенное уменьшение горизонтального давления воды. Давление воды в трещинах возникало в отдельных случаях и позже, но оно не достигало значительных величин (максимально 1/4 млн. т).

Такое уменьшение наклона уровня подземных вод в сравнительно короткое время — явление исключительное, которое нигде не наблюдалось. Причиной его, вероятно, является изменение строения и водопроницаемости пород в результате многолетних подвижек, открытия и расширения трещин.

4. *Взвешивание пород*, находящихся ниже уровня подземных вод, уменьшает давление на нижележащие слои и в соответствии с этим уменьшает сопротивление сдвигу вдоль оползневой поверхности. Взвешивание пропорционально объему пород, расположенных в зоне подземных вод [29, 32]. Если взвешивание проявлено полностью, то оно будет эквивалентно общему уменьшению веса на десятки миллионов тонн. В действительности же взвешивание не всегда проявляется полностью, например когда часть пород не нацело обводнена. В этом случае оценить уменьшение взвешивания трудно, поскольку оно зависит от количества и ориентации трещин, характера их заполнения и степени

разобшенности. В нашем примере уменьшение взвешивания должно быть незначительным, и оно, по-видимому, оказывает существенное влияние на равновесие пород.

Причины оползневого движения. В противоположность вышеприведенным предположениям диаграммы движения показывают, что при вторичном наполнении водохранилища (до отметок 650 и 696 м) оползневые подвижки были иными, чем во время первого наполнения в 1960 г., когда уровень воды был поднят с отметки 600 до 650 м. Те же явления повторялись и при подъеме уровня водохранилища с 650 до 700 м в третий период наполнения (1963 г.):

Удивительно, что в период с 1961 по 1963 г. не наблюдалось заметного нарушения устойчивости склонов, хотя в это время уровень воды дважды поднимался на 100 м выше первоначального горизонта в 1961 г. и на 50 м выше уровня, отвечающего оползневым смещениям в 1960 г. За этот период должно было возрасти взвешивание пород и достигнуть величины 1 т/м^3 , поскольку увеличилась трещиноватость и водопроницаемость пород, о чем свидетельствует постепенное выполаживание уровня подземных вод и его зависимость от режима горизонта водохранилища.

Такое поведение оползневых масс не согласовывалось с предсказаниями автора в отчете 1961 г. [30]. Появилось много гипотез. Одна из них предполагала, что обрушившиеся в 1960 г. породы создали упор в основании оползающих масс. Согласно другой гипотезе, оползневые массы достигли определенной степени консолидации вследствие нескольких циклов увлажнения и высыхания мельчайших частиц.

В настоящее время имеется другое объяснение этого явления. Неожиданную устойчивость оползневых масс при высоком уровне водохранилища (по сравнению с горизонтом, при котором начались предыдущие движения) можно объяснить тем, что эффект увеличения взвешивания, который должен был сопровождаться уменьшением сил сопротивления, компенсировался одновременным исчезновением бокового давления воды в трещинах в результате полного выполаживания уровня подземных вод. Эта компенсация началась в феврале 1962 г. и постепенно увеличивалась начиная с лета 1962 г. В связи с этим изменение взвешивания, по-видимому, должно было иметь небольшое влияние на равновесие пород склона.

Если предположить, что силы сопротивления определяются главным образом трением движущихся пород, то это объяснение окажется несостоятельным. Уменьшение взвешивания путем поднятия уровня воды в водохранилище на 50 м должно вызвать уменьшение трения, по крайней мере на 20 млн. т.

В сравнении с этой величиной исчезновение бокового давления воды в трещинах, равного 4 или даже 8 млн. т, будет иметь незначительный эффект. Поэтому активизация подвижек должна произойти намного раньше, т. е. когда уровень воды в трещинах поднимется примерно на 20 м (на отметку около 670 м). Однако если принять во внимание, что напластование на большей части оползневого массива не было ровным и непрерывным, а, наоборот, слои были наклонены и смяты, то станет очевидным, что силы сопротивления зависят не только от трения в породах, но также и от сил сдвига. Взвешивание не снижает этих сил на ту же величину, что и трение при горизонтальном напластовании. Можно представить, что среднее сопротивление сдвигу связного материала уменьшалось только на 5—10 млн. т, если взвешивание увеличивалось при изменении уровня воды на 50 м. Это должно быть тотчас же сбалансировано исчезновением бокового давления воды в трещинах, равного 4 (до 8) млн. т. Такая точка зрения относительно влияния взвешивания и бокового давления воды в трещинах у многих вызывает сомнение. В настоящее время она доказывается лишь теоретически, но не подтверждена измерениями или опытами.

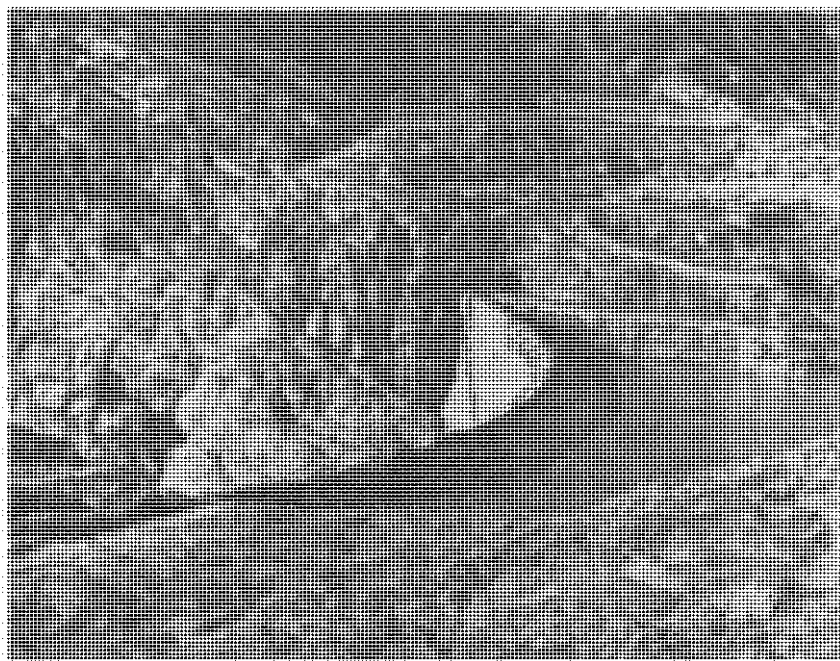
Для правильного толкования диспропорции между уменьшением сопротивления сдвигу на 20 млн. т или более и исчезновением бокового давления воды в трещинах, равного 2—8 млн. т, возможно и другое объяснение. В конце 1960 г. часть оползающего массива встретила препятствие; силы сопротивления стали заметно увеличиваться, пока (осенью 1963 г.) не были преодолены увеличившимся оползевым давлением, которое превышало предыдущие величины. Такое объяснение основано на предположении, что вертикальные составляющие оползневого движения в районе Позза и восточнее его поразительно малы.

Вышеназванные факторы, безусловно, оказывали влияние и существенно изменяли равновесие оползневого массива, но определить их количественное значение трудно. Последняя фаза оползневых движений может быть объяснена прогрессивным снижением сопротивления пород сдвигу, вызванным увеличением обводненности и взвешивающим эффектом в связи с поднятием уровня водохранилища; силы сопротивления снизились до столь малых значений, что тангенциальные силы, действующие вдоль поверхности смещения, превысили их. По мере развития подвижек возникала другая оползневая поверхность с прогрессирующим разрушением, которая проходила ниже оползней в северной части западной половины оползневого района (фиг. 18). При последовательном снижении уровня водохранилища постепенно уменьшалось взвешивание, но равновесие не могло восстанавливаться, поскольку давление поровой воды в заполнителе трещин снижало сопротивление сдвигу вдоль их

поверхностей и по оползневой поверхности. Таким образом, к концу сентября 1963 г. оползневые массы стали двигаться с увеличивающейся скоростью и в октябре 1963 г. превысили скорость движения в ноябре 1960 г.

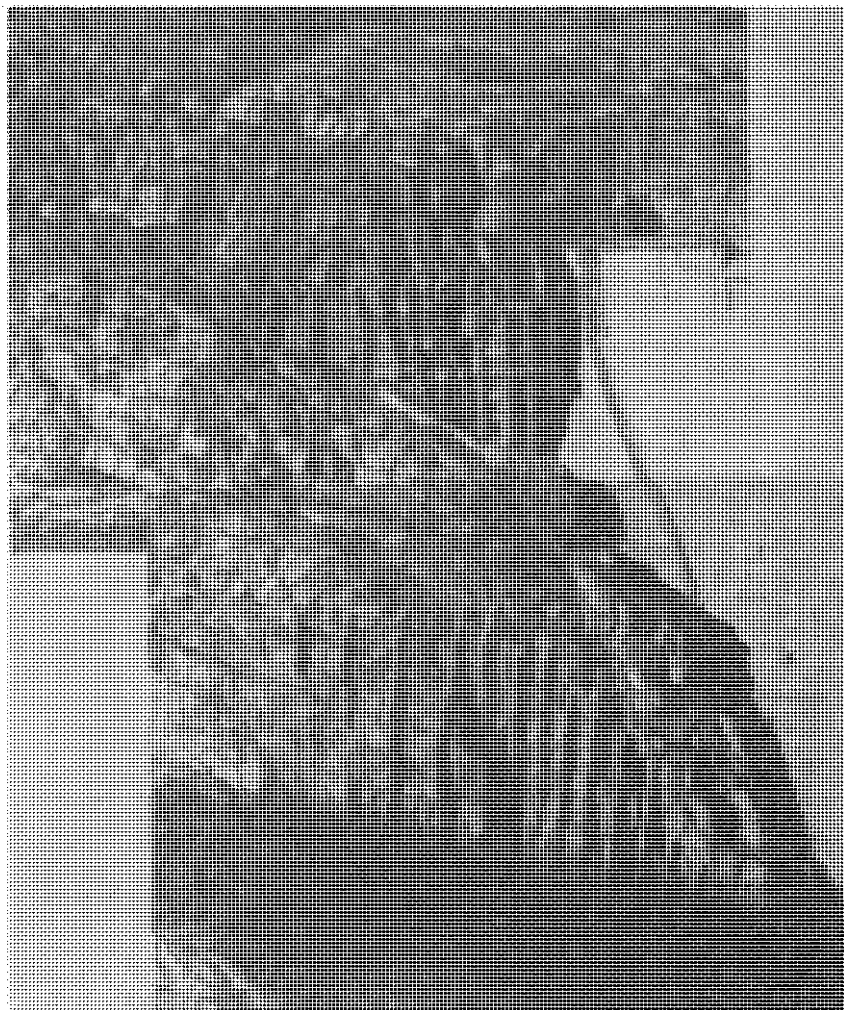
Оползень 9 октября 1963 г.

Вечером 9 октября 1963 г. в 22 час 38 мин по Гринвичу внезапно возник невероятно быстрый оползень, который захватил огромные массы пород объемом по окончательным подсчетам

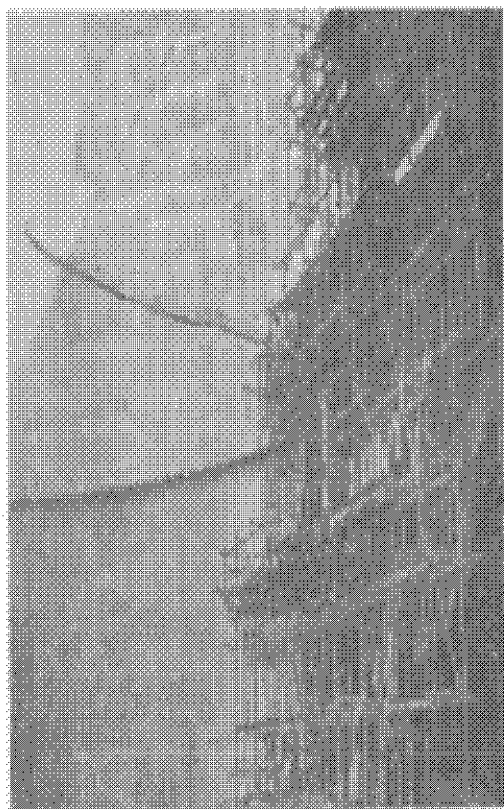
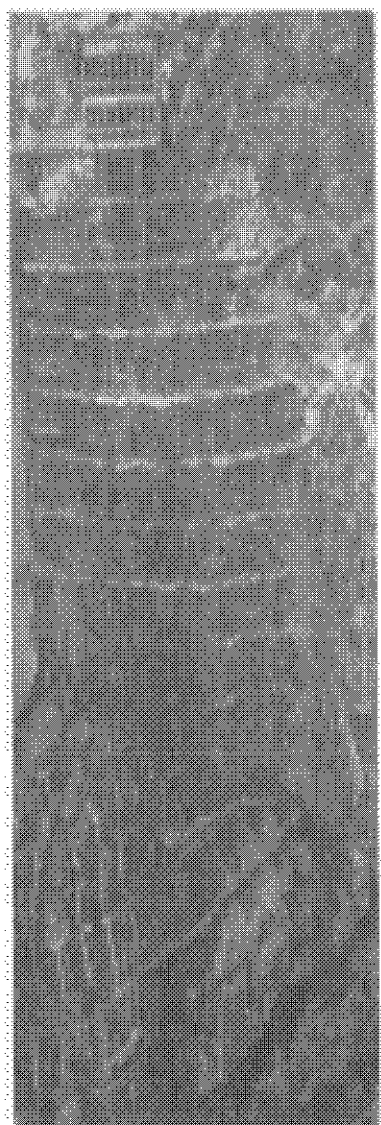


Фиг. 22. Плотина Вайонт после оползня с оставшейся небольшой западной частью водохранилища. Гребень плотины почти ненарушен.

около 300 млн. m^3 . Во время оползания породы продвинулись почти на 500 м, перекрыли 100-метровое ущелье и выдвинулись на противоположный склон на высоту около 140 м (фиг. 8, 11, 13) [8, 16]. При сравнении аэрофотоснимков, сделанных до и после катастрофы (фиг. 9 и 10), видно, как сильно изменился рельеф. Там, где раньше в глубоком ущелье было озеро

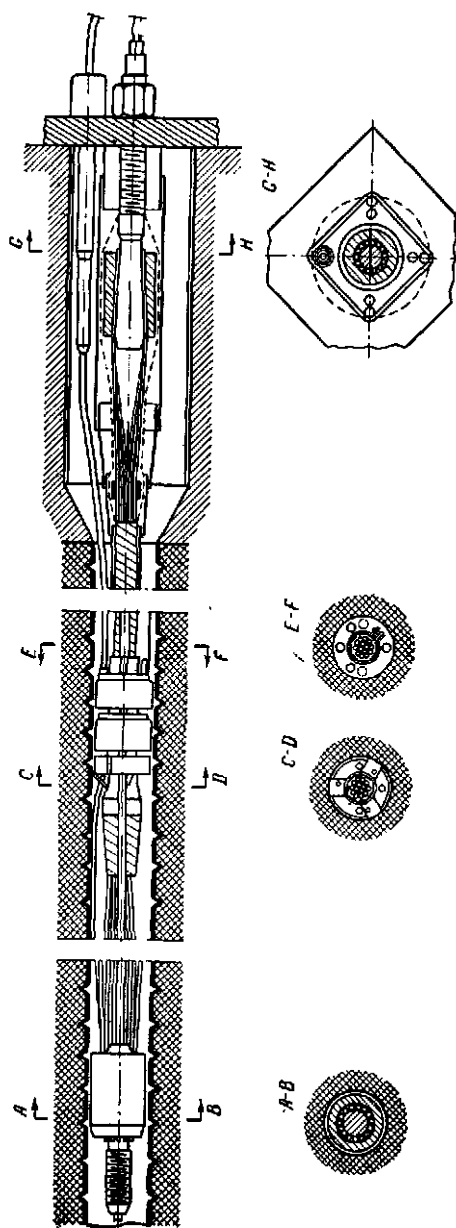


Ф и л 23 Укрепления в правобережном примыкании плотины которые выдержали воздействие паводка



Фиг. 24. Укрепления в левобережном прильяхаки в период строительства плотины.

На левом снимке сверху — наблюдательная вышка. На правом снимке показано строительство укрепительных сооружений.



Фиг. 25. 100-тонные предварительно напряженные анкеры системы РЗ.

На верхнем рисунке показан продольный разрез буровой скважины; на нижнем — различные поперечные разрезы.

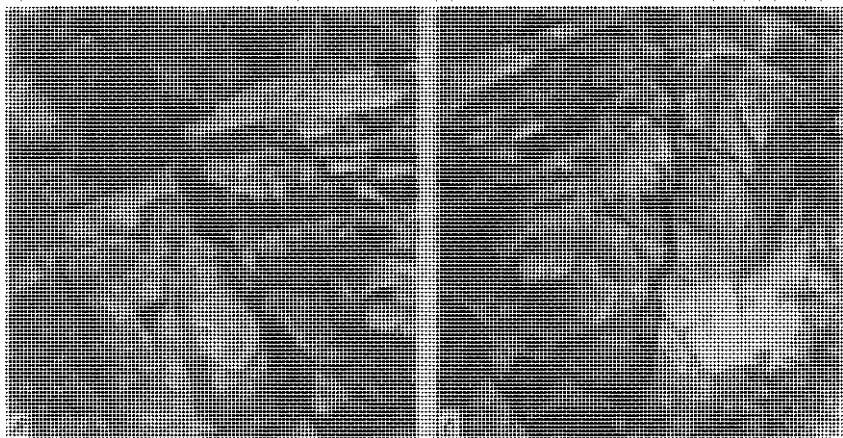
глубиной 250 м, теперь возник причудливый холмистый рельеф (фиг. 3, 4 и 28).

Водохранилище в момент оползня было наполнено на $\frac{2}{3}$ (около 115 млн. м³ при максимальном объеме 169 млн. м³), и вода из него была выдавлена за пределы ущелья с такой силой, что достигла деревни Кассо (фиг. 11) на северном склоне долины, поднявшись на 260 м выше НПГ (700 м) и на 235 м выше гребня плотины (725 м). Обрушившись с высоты более 400 м в нижний бьеф, вода вызвала паводок, почти уничтоживший селения Лонгерон, Фигаро, Виллинова, Риваята и Фае в долине реки Пьяве, в которую впадает река Вайонт. Около 1900 человек погибло. Столовая ЭНЭЛа, находившаяся в 60 м выше гребня плотины, здания управлений и обсерватория на левом берегу примыкания плотины (фиг. 2) были смыты водой; остались лишь фундаменты этих зданий (фиг. 22 и 23). Близ правого и левого береговых примыканий плотины твердые поро-

ды не только были раздроблены (фиг. 22, 23 и 26), но в слое в несколько дециметров постоянно выпадали обломки. С поверх-

ности склонов были снесены все растения и даже верхний слой выветрелых пород (фиг. 4 и 11).

Различие в оползневых движениях, которые происходили в течение 3 лет и в катастрофическую фазу, можно оценить, только если представить, что скорости глубинной ползучести и катастрофической подвижки различаются на много порядков величин. Даже в последний день перед катастрофой скорость

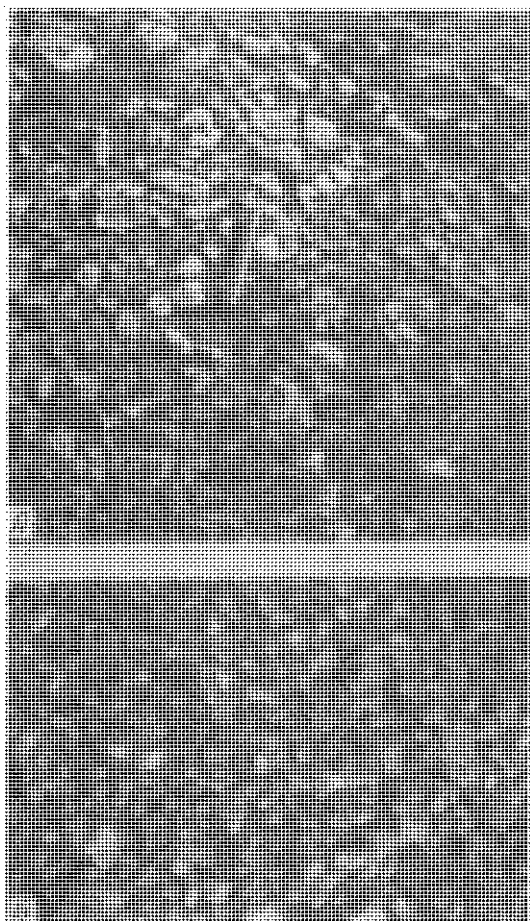


Фиг. 26. Новые трещины (Б), открывшиеся в верхней части левобережного примыкания после паводка.

оползневых подвижек была 20—30 см/день, что в несколько миллионов раз меньше скорости оползня 9 октября 1963 г. Изменение скорости и характера движения произошло без предварительных признаков. Это случилось так внезапно, что бригада, выделенная для наблюдения за движением и для производства текущих работ, не успела не только предупредить свои семьи, которые жили в Лонгероне, но сама погибла.

По-видимому, живых свидетелей катастрофического оползня не осталось; селения Эрто и Кассо были погружены в темноту, и жители не могли наблюдать происходившее. Были уничтожены все приборы, установленные на плотине, а также записи измерений, сделанных в последние дни, и все другие технические документы.

Развитие оползня можно представить только по данным, собранным после катастрофы, аэрофото- и наземным снимкам, сопоставляя детальные геологические карты, по положению большого количества реперов до и после оползня, знакам,



Фиг. 27. Типичная трещиноватость пород до (А) и после (Б) оползня.

оставленным выжатыми водами, и записям сейсмографов на соседних станциях.

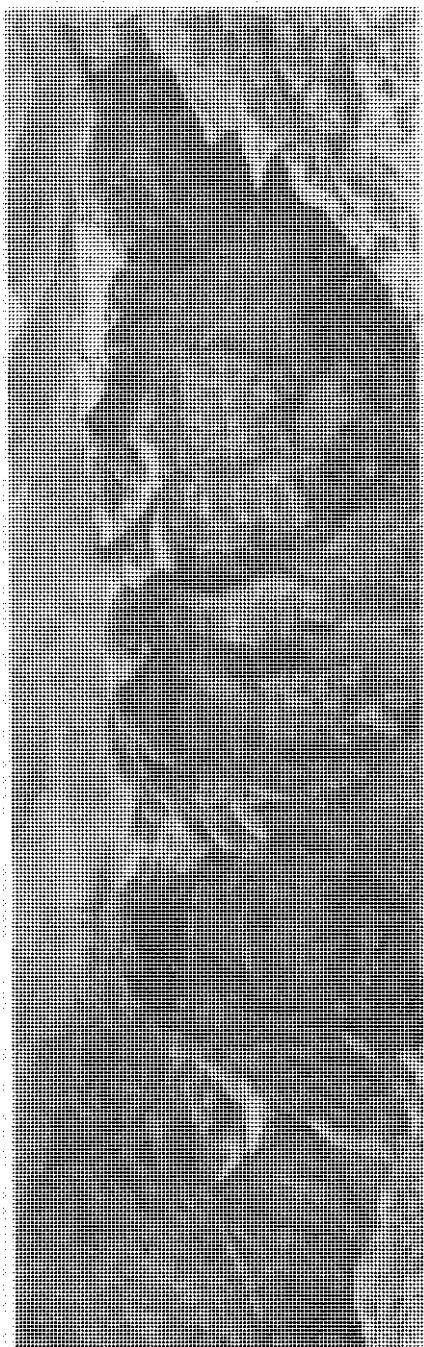
Рельеф долины после оползня. Первоначальный рельеф оказался полностью измененным, и невозможно было узнать обширной зоны, ограниченной с запада и юга трещиной, открывшейся в ноябре 1960 г., а с востока массивом пород Пинедо (фиг. 5 и 11). К западу, в районе левого берегового примыкания плотины, рельеф изменился не сильно вследствие того, что воды здесь перекатывались через плотину и низвергались в

Пьяве (фиг. 3), хотя на некоторых участках наблюдалось постоянное обрушение пород. Восточнее оползня не произошло никаких заметных изменений. Единственным признаком катастрофического оползня был подъем уровня воды (на 50 м). На обоих примыканиях плотины возникли новые трещины.

С севера оползневой массив был ограничен уступом высотой 50—100 м (фиг. 5, 11 и 28), протягивающимся почти параллельно правому склону долины на отметке 800—850 м. В целом этот уступ соответствовал прежнему южному борту ущелья, но был отодвинут на 400 м. Основание его находилось севернее, чем прежний правый борт ущелья.

Между этим уступом и правым бортом долины образовалась новая долина (фиг. 3, 11, 13 и 28), которая в настоящее время заполнена гравием и песком до отметки 820 м. Дно долины опущено частично в восточном направлении к оставшейся части водохранилища, а частично в западном в сторону плотины, за которой сохранилась только очень маленькая часть прежнего водохранилища (фиг. 5, 11, 13 и 22).

Выше северного уступа на протяжении примерно около 1 км наблюдалась территория с вновь образовавшимся хол-



Фиг. 28. Северный уступ в оползневом массиве.

мистым рельефом, абсолютные высоты которого колебались от 50 до 100 м. Южнее этой территории у нижнего конца крутопадающей оползневой поверхности образовалось третье небольшое озеро, из которого вода очень быстро ушла (фиг. 5 и 11). В некоторых местах можно было видеть остатки прежнего рельефа, но почти везде паводковая волна полностью изменила рельеф. На двух разрезах фиг. 7 показано это изменение.

Поверхность оползания обнажилась между южным окончанием квазиповерхности и прежней оконтуривающей трещиной. Наклон этой поверхности около 35° в восточной части и около 30° в западной; она сложена тонкослоистыми известняками (фиг. 5, 11 и 13).

Западная часть оползневого массива представлена главным образом рыхлым слоистым щебнистым материалом и наклонена в сторону остаточного западного озера. В северо-западном углу этих масс образовалось несколько западин (фиг. 11 и 13).

Расстояния между многими реперами почти не изменились после оползня (фиг. 5).

Геологическая съемка. Семенца и Росси после оползня провели детальную геологическую съемку, чему благоприятствовала почти полная обнаженность пород.

Выше глубокозалегающих известняков доггера и слоев мальма расположены породы нижнего мела. В восточной части оползневой территории породы верхнего мела и аллювий залегают на нижнемеловой формации. Часть стратиграфических горизонтов с большим количеством слоев стала хорошо видна в оползневых толщах и представлена кристаллическими известняками с твердыми включениями, мергелистыми известняками и мергелями; многие слои сильно смяты в складки, и в них видны признаки экзотектоники.

В оползневом блоке мощностью в несколько сот метров, который образовал северный уступ (фиг. 28), породы сохранили последовательность напластования, но возникло множество трещин и разрывов, указывающих на перемещение, увеличение общего объема масс (на 4—6%) и на уменьшение механической прочности пород.

Геологические исследования свидетельствовали о том, что известняки доггера и нижнего мальма не были затронуты движением, которое, по-видимому, проявилось только по напластованию в пределах формации мальма. Оползневая поверхность проходила с востока на запад, имела ступенчатую форму и пересекала основание 50-метровой пачки слоев. Оползневые разрывы образовались одновременно с главной поверхностью смещения, и они (фиг. 7 и 11) простираются почти параллельно долине. Последующие подвижки частично способствовали раз-

делению уже существующих разрывов и возникновению новых. В восточной части района можно было наблюдать, как вдоль вновь образовавшегося разрыва огромная масса пород надвинута с юга на север (фиг. 5 и 11).

Зона оползневых трещин разрыва, образовавшаяся западнее канавы Массалеза, сдвинулась на 400 м (фиг. 5, 10 и 24); вторая подобная зона наблюдалась менее ясно в западной части оползневой территории.

Действительные смещения. Тщательные исследования и аэрофотоснимки позволили определить положение 40 реперов до и после оползня (фиг. 5). Изучение смещения векторов движения показало, что более глубоко расположенные репера в западной половине сдвинулись на 370—400 м в направлении 5—15° СВ, тогда как репера, находящиеся на склоне у Позза, сдвинулись в том же направлении в горизонтальном проложении на 270—330 м, что соответствует 330—390 м при наклонном измерении. В нижней части восточной половины оползня горизонтальная составляющая смещения равна 330—390 м в направлении 2—15° СВ; в верхней части склона она равна 370—440 м (460—540 м при наклонном измерении).

Согласно гипотезе Семенца, западная половина оползня, которая в разрезе А—А (фиг. 6 и 7) первоначально имела общую длину 1340 м, была сжата до 1170 м, т. е. на 13%. Восточная половина, показанная на разрезе В—В (фиг. 7), имевшая первоначальную длину 1200 м, была сжата до 1010 м, т. е. на 16%. Полагали, что в результате сжатия должна была увеличиться мощность оползневых масс с 200 до 260 м, т. е. на 30%. Отделившийся язык оползневых масс был смещен в западной половине максимально на 530 м (при горизонтальном измерении), в восточной половине на 720 м; при наклонном измерении это смещение равно соответственно 620 и 890 м!

Примечательным с кинематической точки зрения было то, что вся западная половина оползня и нижняя часть восточной половины (фиг. 5, Б и 13) подверглись смещению типа «ep masse», а верхняя часть восточной половины оказалась надвинутой («shoved up») на нижнюю часть. Во время этого движения оползень пересек ущелье Вайонт на отметке по крайней мере на 50—100 м выше русла долины, причем оползающие породы не обрушились в ущелье, а надвинулись на противоположный склон на высоту около 140 м и на 400 м от своего первоначального положения.

Развитие движения. Южная наклонная часть поверхностей оползневого смещения, протягивающаяся с отметок 780 м в зоне Массалеза и с 880 м в отдалении от нее до 1200—1380 м, хо-

рошо видна, и ее площадь составляет 760 тыс. м^2 , т. е. более $\frac{1}{3}$ всей оползневой территории. В целом поверхность оползневого смещения довольно ровная, слабо волнистая и с падением к северо-востоку. Вверху склона она ограничена несколькими ступенчатыми оползневыми широтными трещинами и двумя другими системами трещин. Поскольку поверхность напластования довольно ровная, коэффициент трения по ней не должен быть большим ($\rho = 25-30^\circ$).

Автор придерживается той точки зрения, что оползание, вероятнее всего, происходит по ступенчатой оползневой поверхности в пределах пород мальма. Эта оползневая поверхность имеет наклон $40-45^\circ$ в верхней части и резко изменяет крутизну внизу, где становится почти горизонтальной (фиг. 7). Существовали другие мнения, которые предполагали наличие глубокозалегающей поверхности смещения, особенно вблизи борта ущелья, хотя фактически данных о возможности ее образования и распространении в слоях доггера нет.

Многие специалисты, обосновывая свои аргументы законами механики грунтов, высказали предположение, что поверхность смещения имеет круглоцилиндрическую или спиральноцилиндрическую форму [25]. Точные кинематические наблюдения и сжатие поверхности смещения до и после оползня показывают, что во фронтальной части оползневого массива происходило действительно перемещение и надвигание, а не выпирание языка оползня.

Объем оползневых масс. В 1960 г. предполагали, что объем оползающих масс составляет приблизительно 200 млн. м^3 . Если объем рассчитывать, принимая во внимание вышеупомянутое возможное положение поверхности оползневого смещения, то он окажется равным 270 млн. м^3 . Если же предположить более глубокое залегание поверхности смещения, то объем превысит 300 млн. м^3 . Это различие объясняется тем, что площадь распространения оползневых масс протягивается на юг и северо-восток дальше, чем это предполагалось, и что средняя мощность оползня больше, чем установили в 1961 г. В результате образования трещин и разрыхления пород при подвижках объем движущихся масс увеличивается приблизительно на 4—6%.

Длительность оползания. «Длительность оползания» определяется временем между моментом, когда движение от состояния глубинной ползучести перешло в катастрофический оползень, и моментом, когда оползневые массы прекратили двигаться на противоположном склоне долины. Для расчета этой длительности требуются определенные сведения, которые еще точно не

установлены. Инженер Пашер попытался сделать расчет, допуская некоторое упрощение, так как невозможно учесть все силы, действующие в оползневом массиве, а именно

сдвигающие силы: изменения объемного веса; положение и градиент уровня подземных вод; атмосферные осадки; боковое давление воды в трещинах;

силы сопротивления: сопротивление сдвигу, например по еще ненарушенным поверхностям внутри оползневых масс; кинематическая вязкость и ее изменение (как следствие рыхлости материала); статическое и динамическое сопротивление воды водохранилища при надвигании оползня; давление оползневых масс на противоположный склон и развивающееся здесь трение торможения; переход кинетической энергии в потенциальную в результате торможения на противоположном склоне.

Несмотря на трудности, можно достичь надежных математических результатов, основываясь на определенных, хотя и недоказанных, но вполне правдоподобных предположениях. Так была подсчитана длительность оползания, равная 30—45 сек, которая соответствует максимальной скорости около 25—30 м/сек. Она значительно меньше, чем если ее рассчитать по литературным данным. По расчетам автора длительность оползания равна приблизительно 2 мин. Широко изучались литературные данные по глубинной ползучести, оползанию и обрушению пород, чтобы проверить скорость и длительность оползания, которые существовали в действительности (табл. 2). Скорости движения оползней, описанные в литературе, колебались между 0,8 и 10—20 м/сек, а длительность оползания составляла от 1 до 4 мин. В случае обрушения пород приводятся значения скоростей 40—70 м/сек, а общая длительность процесса 2—5 мин. Такие обрушения существенно отличаются от оползания пород, так как обвальные массы не оползают по какой-то поверхности, а обрушаются с образованием крутого уступа. Скорость глубинной ползучести (и медленного оползания) обычно изменяется от нескольких сантиметров в год до 400 м в день. Длительность этих процессов в большинстве случаев варьирует от нескольких до многих лет.

Табл. 2 показывает, что известен только один оползень, когда в движение пришли огромные массы горизонтально залегающих пород (Памир, 1911 г.). Однако это явление не было точно описано. Как можно было установить по литературным источникам, оползень Ток — самый крупный из известных в истории оползней.

До катастрофы движение пород в подножие Монте-Тока было пластическим (глубинная ползучесть), со скоростью, полостью соответствующей аналогичным оползням, описанным в

Таблица 2

ОБЗОР БОЛЬШИХ ОПОЛЗНЕЙ И ОБВАЛОВ ГОРНЫХ ПОРОД ПО ЛИТЕРАТУРНЫМ ДАННЫМ, СОБРАННЫМ Д-РОМ Л. БРОЙЛИ

Номер	Время	Район	Объем, м ³	Порода	Тип	Продолжительность оползания	Примечания	Литература
1	Межледниковое	Флимс, Швейцария	12 000 млн.	Доломит	Тип XIV, по Гейму ¹			[20, стр. 118]
2	»	Глэринш (Гларус), Швейцария	800 »		Тип XV, по Гейму ²			»
3	»	Глэриш—Глейтер, Швейцария	770 »		Тип XV, по Гейму ²			»
4	Доисторическое	Раутиспиц, оз. Оберзе (Гларус), Швейцария	120 »		Тип XIV, по Гейму ¹			»
5	Послеледниковое, доисторическое	Мотта-ди-Мишино, Италия	150 »		Тип XV, по Гейму ²		Поток обломков на склоне. Уклон 19°	[20, стр. 116]
6	То же	Физисток, Кандергаль (Берн), Швейцария	140 »		Тип XIV, по Гейму ¹		Поток обломков на склоне. Уклон 10—12°	»
7	Доисторическое, послеледниковое	Чима-ди-Дасде, долина Виола-Бернина, Швейцария	20 »		Тип XV, по Гейму ²		Поток обломков на склоне. Уклон 24°	»
8	То же	Чима-ди-Саосео (Граубюнден), Швейцария	80 »		Тип XV, по Гейму ²		Поток обломков на склоне. Уклон 15°	»
9	» »	Парпан (Граубюнден), Швейцария	100—200 »		Тип XV, по Гейму ²		То же	»
10	Доисторическое	Бормио (Итальянские Альпы), Италия	180 »		Тип XV, по Гейму ²		Поток обломков на склоне. Уклон 20°	»
11	»	Оз. Форальзе (Санкт-Галлен), Швейцария	30 »		Тип XV, по Гейму ²		Поток обломков на склоне. Уклон 15°	»
12	»	Река Колумбия, приток Дауни, Канада	1000 »				1600×3200×213 м	Гейм, личное сообщение
13	883 г.	Славини-ди-Мару, Трентино, Италия			Обвал			[19]
14	1368 г.	Филлах (г. Добрач) Австрия	30 »		»		Вызвано землетрясением	»

Продолжение

Номер	Время	Район	Объем, м ³	Порода	Тип	Продолжительность оползания	Примечания	Литература
15	1500 г.	Сотторогно, долина Зольдо, Италия			Блоковый оползень			[19]
16	1 октября 1648 г.	Трольхеттен, Швеция			Оползень в рыхлых породах			[17]
17	29 июня 1683 г.	Дисентис (Граубюнден), Швейцария	10—20 млн.	Древнекристаллические сланцы	Тип XV, по Гейму ²		Поток обломков. Уклон 21°. Погибло 22 человека	[20, стр. 114]
18	24 сентября 1714 г. и 1749 г.	Дьяблере (Валлис), Швейцария	50 »		Тип XV, по Гейму ²		Поток обломков. Уклон 19,5°	»
19	1781 г.	Река Кардеволе (Беллуно), Италия			Обвал			[19]
20	1800 г.	Боард (долина Аоста), Италия						»
21	12 сентября 1806 г.	Голдау (Россберг), Швейцария	30—40 »	Конгломераты, мергелистые песчаники, битуминозные мергели	Тип XIV, по Гейму ¹	1—2 мин	Падение слоев 20° на юг; длина 2000 м, ширина 300 м, максимальная скорость 70 м/сек; погибло 457 человек	[20, стр. 114]
22	Декабрь 1880 г.	Хербешталь (Ахей), ФРГ	40 тыс.	Меловые пески	Оползень в рыхлых породах			
23	11 сентября 1881 г.	Эльм (Гларус), Швейцария	10 млн.	Сланцы и песчаники	Тип XV, по Гейму ²	45—50 сек	1. Предварительные подвижки; через 17 мин основные подвижки. 2. Предварительные подвижки; через 4 мин основные подвижки. Скорость главного оползня 50 м/сек. Крутопадающие породы подрезаны карьером. Движение увеличилось с 1878 г. Погибло 115 человек	»

Продолжение

Номер	Время	Район	Объем, м ³	Порода	Тип	Продолжительность оползания	Примечания	Литература
24	9 января 1892 г.	Ланген-ам-Альберг, Австрия	50 тыс.	Кристаллические сланцы (гнейсы, амфиболиты)	Обвал	5 мин		[35 стр. 661]
25	28 декабря 1898 г.	Айроло (Тессин), Швейцария			Тип XV, по Гейму ²		Отделение пород параллельно склону. Крутизна поверхности оползания 44—45°. Фактическая площадь оползания 425 тыс. м ² , предсказанная 10 тыс. м ²	[20, стр. 114]
26	1898 г.	Побережье Черного моря (Одесса), СССР	30,5 млн.	Известняки и слабые мергели. Лессы	Тип XV, по Гейму ²	100 сек		[47, стр. 267]
27	29 апреля 1903 г.	Тёртл-Маунтин-Франк, Альберта, Канада		Палеозойские известняки			Трещина отклонения, протягивающаяся до самого верха. Падение слоев 50° в сторону гор. Радиус площади, покрытой обломками, 1650 м. Предсказан оползень скальных пород вдоль трещин и тектонических структур	[20, стр. 114]
28	1911 г.	Памир, река Бартанг	4800 млн				Вероятно, самый большой оползень	[47, стр. 288]
29	1911 г.	Розенгартен, южный Тироль, Италия	40 тыс.				Длина 2,5 км, глубина 24 м	»
30	1913 г.		60 тыс.					»
31	26 мая 1914 г.	Лермстангенберг	150 »	Суглинистый делювий			За 50 лет 1 млн. м ³	
32	1914 г.	Оз. Балатон, ж.-д. выемка, Венгрия	500 »	Суглинки			Длина 250 м	

Продолжение

Номер	Время	Район	Объем, м ³	Порода	Тип	Продолжительность оползания	Примечания	Литература
33	1915 г.	Фолкстон (Кент), Англия		Мергелистая глина	Оползень	Несколько секунд	Движения начались с 1844 и 1877 гг. Осадки; абразия моря; разуплотнение	[25а, стр. 427]
34	15 марта 1916 г.	Штигбергкай, Австрия			Оползень в рыхлых породах			[17]
35	1918 г.	Канал Гёта, Швеция		Ледниковые пески и глины	То же		Вызван сотрясением от движения поездов. Погибло 45 человек	»
36	Между 1910 и 1925 гг.	Между Орте и Нарни, Италия	1000			30 сек	Погибло 6 человек	[19]
37	1920 г.	Сендлингальм, Австрия	6—9 млн.	Известняки	Тип XIV, по Гейму ¹			[43, стр. 31]
38	23 января 1925 г.	Грос-Вентер, ж. д. Вайоминг, США	38 млн. (50 млн.)	Глинистые сланцы, песчаники, известняки	Оползень скальных пород	3—4 мин	Падение слоев 18—21° к долине	[47, стр. 278]
39	7 июня 1930 г.	Северный остров, Новая Зеландия, южнее Окленда	1400	Вулканический туф, брекчия	Движение пород			[25а, стр. 387]
40	19 сентября 1931 г.	Ланген—Арльберг, Австрия	2000	Известняки	Обвал			[41, стр. 148]
41	1937 г.	Чехословакия	120 тыс.	Флиш	Оползень в виде потока, длина 960 м			[47, стр. 243]
42	Ноябрь 1939 г.	Обрыв Вриог, Бармут (Уэльс), Англия	19 »	Темные слои, аспидные сланцы, несколько слоев известняков и вулканического пепла	Обвал	Несколько минут	Предвиденный и предсказанный	[25а, стр. 437]

Продолжение

Номер	Время	Район	Объем, м³	Порода	Тип	Продолжительность оползания	Примечания	Литература
43	1943 г.	Город Алжир	4 тыс.	Известняки, мергели	Оползень (отслаивания)			[47, стр. 269]
44	10 апреля 1945 г.	Эйде-фьорд, Норвегия	100 »		Оползень в рыхлых породах	1—2 мин	10—20 м/сек	Сообщение Норвежского геотехнического института
45	1947 г.	Сучани, Нижние Татры, Чехословакия	40 млн.	Мергели, конгломераты с пылеватым заполнителем	Оползень по ровной поверхности		8—10 см/год	[47, стр. 260]
46	29 сентября 1950 г.	Сурте, Швеция	3 »			2—4 мин	600×400, —12 м + 4 м	[3]
47	13 марта 1953 г.	Нисседаль, Норвегия	400		Оползень в глинах с вращением	3 мин	0,8 м/сек	Сообщение Норвежского геотехнического института
48	6 октября 1954 г.	Лодален (Осло), Норвегия	10 тыс.		Оползень в глинах		Ширина 50 м, длина 40 м	[40]
49	8 июля 1955 г.	Валле-дель-Медно, река Сарка (Трентино-Альто-Адидже), Италия	1800	Доломитовые известняки	Обвал	Несколько секунд	Погибло 4 человека	[13]
50	1955 г.	Гюнсерид, Зонтхофен, Альпийские Альпы, ФРГ		Оползни в мергелях и конгломератах, развивающиеся по скользящей поверхности			50 м/день; ширина 50 м, длина 800 м	[1]
51	7 июня 1956 г.	Ниагарские водопады, США	38 тыс.	Слоистые известняки и глинистые сланцы	Обвал	Несколько секунд	Одна жертва при обвале в примыкании плотины ГЭС Шулкофф на Ниагаре	[25, стр. 439]

Продолжение

Номер	Время	Район	Объем, м ³	Порода	Тип	Продолжительность оползания	Примечания	Литература
52	7 июля 1956 г.	Валле-Бельвисо, Италия	800	Глинистые сланцы	Обвал	Несколько секунд	6 человек погибло	[12]
53	17 августа 1959 г.	Река Мадисон, каньон Монтана, США	29 млн.	Гнейсы, сланцы, залегающие на доломите. Падение пород в сторону долины	Оползень скальных пород	2—3 мин	Породы ослаблены землетрясениями. Конечная скорость движения блоков пород 160 км/час; оползневые массы выдвинуты на 120 м вверх на противоположный склон долины	[48]
54	4 ноября 1960 г.	Бассейн реки Вайонт, Италия	700—800 тыс.	Катакластические породы маляма	Оползень катакластических пород	3—4 мин	Крутизна склона 40°	Сообщение САДЭ, Италия
55	1960 г.	Гандлова, Чехословакия	25 млн.		Оползень скальных пород		Скорость в первые 6 дней 8—10 м/день, в следующие 4 месяца 1 м/день	Заруба, личное сообщение
56	1961 г.	Карпаты, Чехословакия			Оползень в виде потока		400 м/день	То же
57		Фалькенау, Чехословакия	270 тыс.			9 мин		
58		Драйнох, Канада		Суглинок	Оползень в рыхлых породах		3,3 м/год; ширина 430 м, длина 2,5 км	[36]
59		Долина реки Влтава, Чехословакия	14 »	Диабазовые дайки		5 сек		Менцль В., личное сообщение
60		Горы Бескиды, Чехословакия	8 »	Конгломераты			Движение по напластованию, наклон 48°; скорость 22 см/мин	То же

Продолжение

Номер	Время	Район	Объем, м ³	Порода	Тип	Продолжительность оползания	Примечания	Литература
61		Горы Бескиды, Чехословакия	20 тыс.	Титонские известняки, внешняя зона уступа			Движение по старой поверхности оползания; скорость 10—20 см/день	Менцль В., личное сообщение
62		Карпаты, Чехословакия	2 млн	Тектонически нарушенные породы Веррукано			1—8 см/день	То же
63		Пойнт-Фермин, Калифорния, США	3 »				3 см/неделя	[15]
64		Понтесей, Италия		Моренные отложения с включением иловатого и глинистого матернала	Оползень скальных пород	Около 10 мин	Площадь 160 тыс. м ² , ширина фронтальной части 400 м. Вызван действием источников в верхней части склона и воды водохранилища	Сообщение САДЭ, Италия
65		Австрия		Гнейсы с прожилками кварца	Оползень скальных пород			[24]
66		Цугшпитце, граница Австрии и ФРГ	300	Известняки	Обвал			»
67		Австрия	1000	Главным образом гнейсы	Оползень скальных пород			»

¹ «Schliffsturz», по Гейму: ускоренное смещение больших масс пород по увлажненной поверхности, которое сопровождается обрушением и скатыванием обломков пород и быстро прекращается. [Подобный вид смещения на склонах Ф. Л. Саваренский в 1939 г. назвал «оползнем-обвалом». — Прим. ред.]

² «Fallsturz», по Гейму: обвал больших масс пород в «сухих условиях», сопровождающийся образованием трещин, дроблением и скатыванием обломков пород, который быстро прекращается.

литературе. В последние минуты перед катастрофой это движение превратилось в непредвиденный оползень. В соответствии с литературными данными, его размерами, наклоном оползневой поверхности и протяженностью следовало бы ожидать длительность процесса оползания от 2 до 4 мин при скорости около 2—8 м/сек. Более высокие скорости оползания, описанные в литературе, встречались в случаях более крутопадающих поверхностей с большей протяженностью, когда при том же самом ускорении достигается высокая скорость и движение пород превращается в лавину обломков. В 1961 г. «Сосиета Адриатика ди Элеттрисита» (САДЭ) провело модельные испытания с целью определить высоту волны в водохранилище, которая образуется при падении глыб пород в ущелье с фронтальной части оползневых масс в случае ускоренного движения оползня. Были проведены испытания при 22 различных видах кинематических условий и при различной длительности оползания, причем минимальное время было равно 1,5 мин. Опыты показали максимальную высоту волны около 25 м и подтвердили мнение автора о том, что при действительном оползне 9 октября 1963 г., когда высота волны была примерно в 10 раз больше, движение должно было быть значительно быстрее.

Неожиданно высокую скорость оползания следует рассмотреть в связи с тем, что вода (около 40 млн. м³) выжата из водохранилища не в виде расходящихся во все стороны волн, а была с силой выброшена из водохранилища к северной границе оползня так, что паводковая волна обрушилась на деревню Кассо, находящуюся на 230 м выше НПГ водохранилища. Отсюда волна откатилась к южному склону, но большая часть вод обрушилась в нижний бьеф плотины в ущелье, где образовала паводковую волну высотой 70—90 м, которая произвела никем не ожидаемое опустошение.

Внутренняя кинематика движущихся масс. Восстановление механизма движения оползневых масс, включая глубокие зоны, имеет значение для понимания самого важного вопроса оползания — перемещения, т. е. вопроса, как могла фронтальная часть оползневых масс пересечь ущелье Вайонт в полосе не менее 80 м без обрушения пород, при малой их прочности.

Приводимые ниже соображения относятся к явлениям, которые происходили там, где мощность оползневых масс наибольшая и где движение оползня сходно с ледниковым глетчером периода глубинной ползучести (см. фиг. 16). Это имеет большое значение для понимания развития всего оползня, так как именно здесь произошло изменение глубинной ползучести в катастрофический действительный сдвиг. Последнее явление объясняется внезапным и значительным, хотя неизвестным и не-

предвиденным, уменьшенном прочности оползневых масс, из-за которого изменился характер движения. Пластическое течение (глубинная ползучесть) превратилось в движение, которое грубо можно сравнить с течением жидкости.

Оползневые подвижки, которые до последней фазы были подобны движению глетчера с вращением блоков пород, внезапно переросли в смещение по наклонной поверхности, существенно отличное от предыдущего. При глетчероподобном движении зона смещения ограничена в основании не поверхностью оползания, а определяется кинематическими факторами. (Вдоль этой поверхности величина движения становится бесконечно малой и движение далее не распространяется.) После того как была достигнута большая величина смещения близ этой поверхности, произошло действительное, вероятно прогрессирующее, разрушение, и эта поверхность в последнюю фазу движения пород превратилась в оползневую поверхность.

В связи с прогрессивным разрушением немедленно уменьшилась сумма сил сопротивления, изменилось взаимодействие сил и резко увеличилась скорость. Однако вследствие инерционных сил увеличение скорости движения оползня вначале было постепенным, но через несколько секунд, когда скорость достигла критической величины, внутреннее трение в породах сразу уменьшилось и стало развиваться высокое ускорение. Вместе с значительным уменьшением внутреннего сопротивления сдвигу огромная потенциальная энергия перешла почти нацело в кинетическую, и породы уже не могли оказывать сопротивление внутреннему движению. То же самое происходит в случае обычного оползания пластичных или полупластичных масс. Согласно гипотезе автора [26, 32], такое поведение сильно трещиноватых пород можно сравнить с тиксотропным движением масс.

Явления тиксотропии в сильно трещиноватых породах можно понять на основе данных изучения так называемых «подвижных глин» [23]. Это явление иногда отмечалось и в породах, но в таком большом масштабе, как на оползне Ток, оно наблюдалось в первый и, будем надеяться, в последний раз.

Еще трудно понять, почему относительное равновесие оползневых масс до момента катастрофы было нарушено столь внезапно, что за несколько минут или даже секунд движение из глубинной ползучести превратилось в быстрое смещение по наклонной поверхности. Равновесие было нарушено не из-за увеличения сдвигающих сил, а в результате снижения прочности пород и их прогрессивного разрушения вдоль ложа в северной части оползня, двигавшегося ранее подобно глетчеру. Кроме

этого, сопротивление смещению оказывали крутопадающие крылья складок с почти горизонтальными осями, сопротивление которых было преодолено.

Заключение

Изучение грандиозного оползня Ток было затруднено потому, что для подобных явлений известны лишь конечные результаты тех процессов, которые произошли в геологическом прошлом. Еще никому не удавалось изучать такого явления во время его развития. Мало известно также об условиях, в которых происходили подобные оползни в геологическом прошлом. Наши ограниченные знания о меньших по масштабу явлениях такого рода, происходящих в историческое время, еще более ненадежны, поскольку они получены не из длительных наблюдений, а путем восстановления событий по оставшимся признакам. Следует заметить, что оползень Ток — первый грандиозный оползень, который произошел в скальных породах на берегах водохранилища.

Многое выяснилось лишь после катастрофы, и теперь должны быть получены все сведения, которые можно только извлечь из опыта изучения этого катастрофического оползня и использовать их в будущей практике. Первейшей задачей следует считать расширение наших теоретических знаний по геомеханике путем изучения основных причин подобных явлений и наблюдений в природе.

Было бы ошибкой утверждать, что плотина постоянно оказывает сопротивление высокому напряжению, возникающему при необычных высоких горизонтах водохранилища. Наш случай еще раз доказывает существование большого запаса прочности пород и эффективность оконтуривающей трещины. Арочная плотина оказывает сопротивление только в том случае, если надежны ее береговые примыкания. Береговые примыкания были укреплены анкерами (фиг. 24, 25), без которых плотина, вероятно, не выдержала бы дополнительных нагрузок. Это подтверждается практикой, так как в некоторых менее укрепленных частях береговых примыканий все же возникли трещины. До последнего момента перед катастрофическим оползнем смещение большей части пород массива было обусловлено глубинной ползучестью и существенно отличалось от движения в другой части оползневого массива, где оно было подобно глетчеру. Интенсивность смещения определялась избытком сдвигающих сил, которые возникали из-за бокового давления воды в трещинах, уменьшения прочности пород в результате взвешивания, размягчения глинистого материала и при повышении уровня водохранилища. После сме-

щения в несколько метров в основании движущихся масс стало наблюдаться раздробление пород, сопровождающееся уменьшением величин сопротивления сдвигу до тех пор, пока не произошел внезапный оползень, когда в течение нескольких секунд глубинная ползучесть превратилась в быстрый сдвиг.

В эту последнюю фазу огромная часть оползневого массива, по-видимому, сместилась вниз за короткое время — около 30—45 сек, а затем оползень во всем объеме начал двигаться в северо-восточном направлении с небольшим вращением блоков и местными отклонениями. Во время этого процесса большая часть массива на востоке, вначале отставшая, была затем надвинута на ранее продвинувшуюся основную часть оползня.

Действительный оползень по своему характеру, скорости и объему полностью отличался от возможных прогнозов, которые могли быть сделаны по многочисленным исследованиям, проводимым с начала строительства плотины. Ожидалось, что подвижки будут происходить с умеренной скоростью и от фронтальной части оползня один за другим будут отделяться блоки пород. В случае более медленного оползания возникли бы огромные внутренние деформации и частичные смещения, которые обычно наблюдаются при крупных оползнях; это должно было бы привести к заполнению ущелья постепенно обрушающимися породами и к новому равновесию склона, так как большая часть кинетической энергии поглотилась бы внутренней деформацией. При оползне 9 октября 1963 г. только небольшая часть кинетической энергии была поглощена внутренним трением и деформацией, и оползневые массы были выдвинуты на противоположный склон. Такое поведение пород, плохо изученное, было неожиданным и в известной мере может рассматриваться как проявление свойств тиксотропии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Backofen K., Klassifikation der Rutschungen, Geol. u. Bauw., Jg. 23, H. 3, 1957.
2. Bjerrum L., Stability of natural slopes in quick clay, Norwegian Geot. Inst., 1955.
3. Caldenius C., Lundström R., The landslide at Surte on the river Göta Älv, Stockholm 1956.
4. Caloi P., Spadea M. C., Serie di esperienze geosismiche eseguite in sponda sinistra a monte della diga del Vajont (Dicembre 1959), 4.2. 1960.
5. Caloi P., Spadea M. C., Indagini geosismiche eseguite presso la stretta del Vajont durante la campagne estiva 1959, 3.5. 1960.
6. Caloi P., Spadea M. C., Indagine geosismica condotta nel mese di Dicembre 1960 a monte della diga del Vajont in sponda sinistra, 10.2. 1961.

- 7 Caloi P, Spadea M C, Relazione III, L'attività sismica nella valle del Vajont e zone limitrofe dal Maggio 1962 al Settembre 1963, 510 1963
- 8 Commissione di Inchiesta sulla sciagura del Vajont, Relazione al Ministro dei Lavori Pubblici, 1963/1964
- 9 Dal Piaz G, Sulla struttura geologica della valle del Vajont agli effetti degli smottamenti dei fianchi che possono derivare dal progettato invaso e dalle escollazioni del livello del lago, 21 12 1948, with appendix of 18 11. 1953, geol map and 9 photos.
- 10 Dal Piaz G, Relazione geologica sul tracciato della strada perimetrale sulla sinistra del serbatoio del Vajont 29 10 1958.
- 11 Dal Piaz G, Esame delle condizioni geologiche del bacino del Vajont e della zona d'imposta della diga di sbarramento quali risultano allo stato attuale dei lavori, 9 7 1960
- 12 Dal Piaz G, Vanzo G, Osservazione geologiche sulla frana in roccia staccatasi il 1956 dal fianco sinistro della valle Belviso, Geotecnica, Nr 5, 1960
- 13 Dal Piaz G, Vanzo G, Sulla frana caduta l'8 luglio 1955 al km 35.010 della nuova variante «alla Scaletta», Trentino 1960
- 14 Desio A, Geologia applicata alla ingegneria, Editore Hoepli, Milano 1959
- 15 Eckel E B, Landslides and engineering practice, Wash D C Highway Research Board, Spec report 1958
- 16 Ente Nazionale per l'Energia Elettrica, Relazione sulle cause che hanno determinato la frana nel serbatoio del Vajont, Roma, 16 gennaio, 1964
- 17 Fröhlich O K, Erdstatistische Berechnung von Rutschungen, 1952
- 18 Giudici F, Semenza E, Studio Geologico sul serbatoio del Vajont, June 1960
- 19 Gortani M, Compendio di Geologia, Del Bianco Editore, Udine.
- 20 Heim A, Bergsturz und Menschenleben, Vierteljahrsschr. d. Naturf Ges., Jg 77, Zurich 1932.
- 21 Holmsen P, On clay slips in Norway and importance of quick clays, Stat Vegv Veglab, Medd Nr 4, Oslo 1946
- 22 Ingenieurbüro für Geologie und Bauwesen, Salzburg, 17, Geologischer Bericht, Die Felsgleitung im Bereich Toc 5 5 1961
- 23 Jelinek R, Jessberger H L, Korner H, Die bautechnische Bedeutung von Tonschlammen Die Bautechnik, Jg 35, H 6 und 9, 1958
- 24 Kaim J, Sanierung von Felslehnen, Österr Bauzeitg, Nr 2, 1963.
- 25 Kiersch G A, Vajont Reservoir Disaster, Civil Eng, March, 1964
- 25a Leggett R F, Geology and Engineering, McGraw-Hill, London, 1962
- 26 Müller L, Lawinschnee ist thixotrop, Geol. und Bauw, Jg 20, H 3, 1953
- 27 Müller L, Talsperre Vajont 2, Geotechnischer Bericht vom 16 8 1957 (unv)
- 28 Müller L., Talsperre Vajont 3 Geotechnischer Bericht vom 18 11. 1957 (unv).

29. Müller L., Der Einfluß des Bergwassers auf die Standfestigkeit der Felswiderlager von Talsperren, Österr. Wasserw., Jg. 12, H. 8/9, 1960.
30. Müller L., Talsperre Vajont. 15. Baugeologischer Bericht, Die Felsgleitung im Bereich Toc. 3. 2. 1961 (unv.).
31. Müller L., Safety of Rock Abutments on Concrete Dams, 7. Int. Talsperrenkongreß, Rom, 1961.
32. Müller L., Der Felsbau, Ferd.-Enke-Verlag, Stuttgart, 1963.
33. Müller L., Pacher F., Diga del Vajont. 6. Baugeologischer Bericht vom 7. 10. 1959 (unv.).
34. Penta F., Frane e movimenti franosi, Editrice Siderea, Roma, 1963.
35. Pollack V., Der Bergsturz im «Großen Tobel», Jb. GRA XLII, 1892.
36. Redlich K. A., Terzaghi K., Kampe R., Ingenieurgeologie, Springer-Verlag, Wien, 1929.
37. Rosenqvist Th., Consideration on the sensitivity of Norwegian quick clays, Norg. Geot. Inst., Blindern, Oslo, 1953.
38. Rossi D., Semenza E., Note illustrative della carta geologica, a scala 1:5000, del versante settentrionale del Monte Toc, comprese la zone limitrofe, quale si presenta ai primi di Dicembre del 1963, 16. 12. 1963.
39. Schnitter G., Weber E., Die Katastrophe von Vajont in Oberitalien, Wasser- und Energiewirtsch., Jg. 56, H. 2/3, 1964.
40. Sevaldson R. A., Norwegian Geotechnical Institute internal reports, Nr. 24, 1957.
41. Stini J., Ein nicht gewöhnlicher Felssturz bei Langen am Arlberg, Geol. u. Bauw., H. 3, 1931.
42. Stini J., Unsere Täler wachsen zu, Geol. u. Bauw., Jg. 13, H. 3, 1941.
43. Stini J., Neuere Ansichten über Bodenbewegungen, Geol. u. Bauw., Jg. 19, H. 1, 1952.
44. Stini J., Talaußwärts fallende Schichten und Talsperrenbau, Geol. u. Bauw., Jg. 20, H. 2, 1953.
45. Stini J., Felsgrundbrüche im Baugelände von Wasserkraftanlagen, Geol. u. Bauw., Jg. 22, H. 3/4, 1956.
46. Stini J., Petzny H., Wassersprengung und Sprengwasser, Geol. u. Bauw., Jg. 22, H. 2, 1956.
47. Zaruba Q., Mencl V., Ingenieurgeologie, Akad.-Verlag, Berlin, 1961.
48. U. S. Department of Agriculture, Forest Service-Miscellaneous, Publications, № 907, August, 1962.

ДЛИТЕЛЬНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ГЛИНИСТЫХ СКЛОНОВ¹

Введение

Величина порового давления в любой точке грунтового массива после проходки выемки в глинах зависит от положения уровня грунтовых вод, а также в значительно большей степени от способности глин реагировать на изменение напряженного состояния. Однако со временем поровое давление в толще глин постепенно выравнивается, пока не достигнет во всех точках массива гидростатического равновесия с грунтовой водой. Такое состояние известно как состояние «длительного равновесия» в противоположность «временному равновесию», или «периоду конца строительства».

Все природные склоны находятся в условиях длительного равновесия, тогда как в искусственных откосах такое состояние достигается спустя несколько месяцев или лет после проходки выемки. Время, необходимое для достижения длительного равновесия, зависит главным образом от проницаемости глин.

Мы будем рассматривать только состояние длительного равновесия. Во всех проанализированных оползнях откосов и склонов величина порового давления u в любой точке потенциальной или действительной поверхности скольжения может быть определена по гидродинамической сетке потока грунтовых вод (фиг. 1). Исходя из условий статики, можно рассчитать с достаточной точностью нормальное σ и касательное τ напряжения для любой точки поверхности скольжения.

Определим сопротивление глин сдвигу вдоль поверхности оползания. Известно, что сопротивление сдвигу глин может быть выражено уравнением Кулона — Терцаги

$$s = \bar{c}' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \bar{\varphi}',$$

где \bar{c}' — сцепление; $\bar{\varphi}'$ — угол внутреннего трения; оба параметра выражены через эффективное напряжение $\sigma' = (\sigma - u)$, действующее перпендикулярно поверхности оползания.

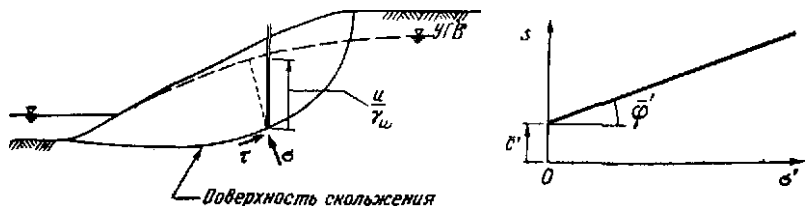
В устойчивом склоне только часть общего сопротивления сдвигу вдоль потенциальной поверхности оползания мобилизо-

¹ Skempton A. W., Long-term Stability of Clay Slopes, Géotechnique, XIV, № 2, 1964.

выдается для уравнивания суммарной сдвигающей силы. Поэтому в общем мы можем записать

$$\sum \tau = \sum \frac{\bar{c}'}{F} + \sum (\sigma - u) \operatorname{tg} \bar{\varphi}' / F,$$

где F — коэффициент устойчивости. Для устойчивых склонов F больше 1,0. В момент разрушения сумма всех касательных



Фиг. 1. Длительная устойчивость глинистых склонов.

УГВ — уровень грунтовых вод; τ — касательное напряжение; σ — полное напряжение; u — поровое давление; $\sigma' = \sigma - u$ — эффективное напряжение; $s = \bar{c}' + \sigma' \operatorname{tg} \bar{\varphi}'$ — сопротивление сдвигу глины.

В случае устойчивого склона

$$\sum \tau = \sum \frac{\bar{c}'}{F} + \sum (\sigma - u) \frac{\operatorname{tg} \bar{\varphi}'}{F},$$

F — коэффициент устойчивости.

В случае оползня $F = 1,0$ и $\sum \tau = \sum s$.

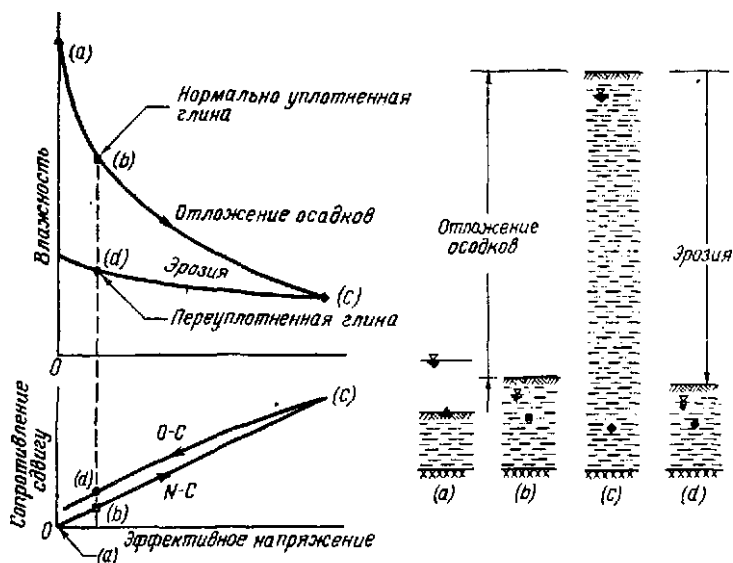
напряжений вдоль поверхности оползания равна сопротивлению сдвигу глины и $F = 1,0$.

Существуют вполне надежные методы расчета¹ F для склонов, если известна величина порового давления, а \bar{c}' и $\bar{\varphi}'$ определены экспериментально. Проведение испытаний на сдвиг с образцами глины ненарушенной структуры не представляет трудности. Но анализ оползней в глинах показывает, что значения параметров сопротивления сдвигу, определенные по принятой методике, не обязательно соответствуют сопротивлению сдвигу в момент разрушения. Этот вывод не вызывает в настоящее время ни малейшего сомнения и, очевидно, имеет важное практическое значение. Следовательно, надо попытаться понять, в каких случаях и почему наблюдается значительное расхождение между результатами лабораторных испытаний и фактическими значениями сопротивления сдвигу. Для таких случаев необходимо разработать усовершенствованные лабораторные методики, которые дадут достаточно надежные результаты для использования их в инженерных расчетах.

¹ В настоящем сообщении анализируются оползни с круглоцилиндрической поверхностью оползания, расчет которых производился по методике Бишопа [2].

Максимальная и остаточная прочность

Термин «переуплотненная глина» часто упоминается, и поэтому следует пояснить его значение. На фиг. 2 точка (а) характеризует влажность глинистого осадка непосредственно после



Фиг. 2. Нормально уплотненная и переуплотненная глины.

отложения, например на дне эстуария. Накопление последующих слоев приведет к увеличению эффективного напряжения и уменьшению влажности глины. На стадии, соответствующей точке (b), глина «нормально уплотненная», т. е. она не подвергалась действию давлений, больших, чем существующее природное. Сопротивление сдвигу нормально уплотненной глины пропорционально эффективному давлению, и поэтому график, выражающий зависимость между сопротивлением сдвигу и давлением, изображается прямой линией, проходящей через начало координат.

Многие постгляциальные глины нормально уплотнены; они отлагались в период эвстатического поднятия уровня моря, связанного с таянием ледников в позднелейстоценовое время. Однако подавляющее большинство глин более древние и в течение геологической истории подвергались действию весьма значительных давлений, соответствующих мощностям перекрывающих их отложений в несколько сот или даже тысяч футов, впоследствии удаленных эрозией. Такие глины оказываются

переуплотненными [фиг. 2, точка (d)]. Уменьшение давления на глинистые породы вызывает увеличение их влажности, которое, однако, не компенсирует потерю влажности, происшедшую при уплотнении. Поэтому, несмотря на то что глина в точке (d) находится под тем же эффективным напряжением, что и глина в точке (b), ее влажность оказывается значительно ниже. Следовательно, частицы в переуплотненной глине более плотно упакованы и сопротивление сдвигу оказывается выше, чем у нормально уплотненной глины¹.

Примерами переуплотненных глин являются глины лейаса, гольтского яруса и лондонские глины. Эти и многие другие подобные им глины трещиноваты и разбиты на отдельные. Иногда в них наблюдаются поверхности скольжения, которые, вероятно, появились в результате тектонических смещений или неравномерного расширения в течение эрозийного цикла.

Моренные валунные глины также переуплотнены, но не за счет веса вышележащих пород, а в результате давления льда. Это плотные нетрещиноватые глинистые породы часто без разрывов или поверхностей скольжения. Большинство нормально уплотненных глин обладает этими же особенностями, хотя иногда в них могут наблюдаться трещины.

В этом докладе будут описаны главным образом переуплотненные глины, которые представляют значительно более сложную проблему, чем нормально уплотненные глины, и более широко распространены².

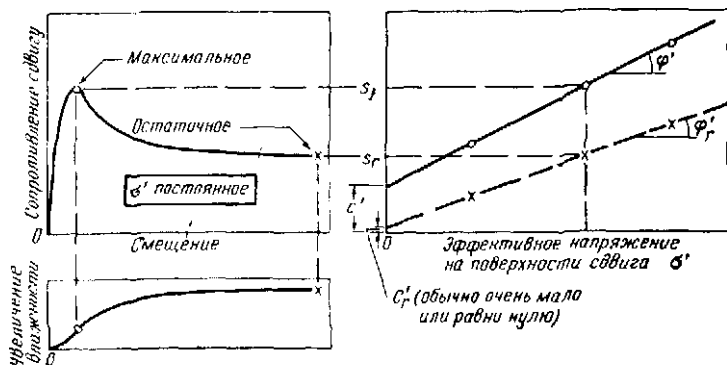
Рассмотрим характеристики сопротивления сдвигу переуплотненных глин, приведенные на фиг. 3. На графике показаны типичные результаты, полученные при медленных дренированных испытаниях в сдвиговом приборе, в котором глина подвергалась смещению на несколько дюймов.

По мере возрастания давления глина оказывает все большее сопротивление. Но существует предел сопротивления глины для данного значения эффективного давления, и этот предел представляет максимальную, «пиковую» прочность s_f . В обычной практике испытания прекращаются после того, как достигнута максимальная прочность, и тогда s_f считают сопротивлением сдвигу глины (для данной величины эффективного напряжения) без дальнейших уточнений, за исключением указания, что эти испытания проведены в условиях дренирования,

¹ При объяснении высокой прочности древних глин автор не указывает на процессы литификации, которые имеют немаловажное значение. — *Прим. ред.*

² Переуплотненные глины с высокой чувствительностью, такие, как глины Леда в восточной Канаде, обладают особыми свойствами, которые могут значительно отличаться от свойства переуплотненных глин, рассматриваемых здесь.

т. е. без развития порового давления. Однако если продолжать испытание, то можно установить, что при увеличении смещения величина сопротивления сдвигу, или прочность, глины уменьшается. Этот процесс, который может быть назван «разупрочнением при сдвиге», не продолжается беспрестанно; достигается определенная минимальная, или «остаточная», прочность s_r , сохраняющаяся в глинe даже при значительных смещениях.



Ф и г. 3. Сопротивление сдвигу переуплотненной глины.

Для сравнительно небольшого числа исследованных с этой точки зрения глин прочность уменьшалась до минимального значения при смещении на 1—2 дюйма после прохождения максимума прочности. Имеются данные полевых исследований глин, прочность которых была не меньше полученной лабораторным путем (или только незначительно меньше) даже при смещении на много футов.

Второе испытание на сдвиг должно быть проведено на образце этой же глины при ином эффективном напряжении. Результат будет аналогичен описанному. Если максимальные и минимальные значения прочности, полученные при трех таких испытаниях, выразить графически, то получим зависимость, примерно соответствующую закону Кулона — Терцаги.

Следовательно, максимальная прочность может быть выражена уравнением

$$s'_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi',$$

а минимальная — уравнением

$$s'_r = c'_r + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_r.$$

Имеющиеся в настоящее время результаты опытов показывают, что величина c'_r очень мала и, вероятно, незначительно

отличается от нуля. Поэтому в дальнейшем будем считать, что для остаточной прочности справедливо выражение

$$s_r = \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_r.$$

Другими словами, при переходе от максимальной прочности к минимальной сцепление c'_r становится равным нулю. При этом угол внутреннего трения также уменьшается: в некоторых глинах на $1-2^\circ$, в других до 10° . Примечательно, что при сдвиге переуплотненные глины стремятся увеличиться в объеме, особенно после прохождения максимума прочности. Поэтому уменьшение прочности частично связано с увеличением влажности. Не менее важным является образование тонких зон, в которых хлопьевидные глинистые частицы ориентированы в направлении сдвига. Сопротивление сдвигу массы, состоящей из таких частиц, в случае их беспорядочной ориентации должно быть выше, чем при упорядоченном их расположении. Вероятно, что образование структурных блоков начинается при сравнительно малых смещениях [6]. Имеются убедительные доказательства наличия зон, сложенных почти полностью ориентированными частицами, в глинах, претерпевших большие деформации; данные получены как в лабораторных опытах [1], так и при полевых исследованиях оползней.

Независимо от физического объяснения уменьшения прочности после прохождения максимума (особенно в переуплотненных глинах) такое уменьшение прочности следует считать достоверно установленным фактом. Если по какой-либо причине глина в данной точке массива перейдет за максимальное значение, ее прочность в этой точке будет уменьшаться. Это вызовет появление добавочного напряжения в другой точке массива, в результате здесь также будет пройден максимум прочности. Таким путем может развиваться прогрессирующее разрушение глин, и в пределе прочность по всей поверхности оползания уменьшается до минимального значения. Очевидно, оползень может произойти раньше, чем будет достигнуто минимальное значение прочности по всей поверхности смещения в глине, но при прогрессирующем разрушении средняя прочность глины будет непрерывно уменьшаться до предельного минимального значения.

В настоящее время хорошо известно, что прочность твердых тел значительно снижается при наличии микроскопических трещин, пор и других пустот. Иными словами, эти текстурные особенности действуют как точки концентрации напряжений и являются причиной разрушения породы при средних напряжениях, значительно меньших ее типичной прочности. По-видимому, нет оснований отрицать, что и макроскопические трещины,

разрывы и поверхности скольжения, имеющиеся во многих глинах, выступают как зоны концентрации напряжений. Кроме того, они действуют как плоскости ослабления, так как маловероятно, чтобы прочность по трещине или разрыву могла быть существенно выше величины остаточной (минимальной) прочности.

Следовательно, трещиноватая глина не будет обладать максимальной прочностью по всей поверхности скольжения. Трещины и разрывы не только уменьшают среднюю прочность глинистого массива, но могут привести к прогрессивному уменьшению прочности в результате местного перенапряжения.

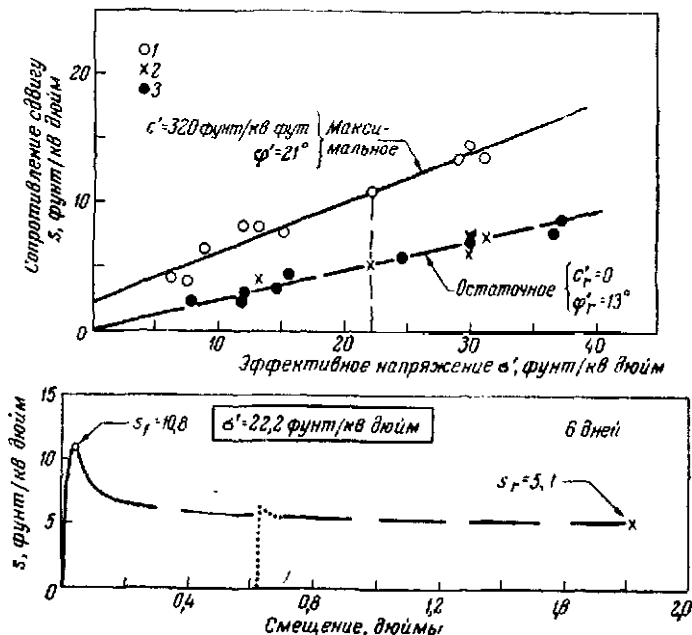
Трещины и другие нарушения не являются единственной причиной оползней в глинах, которые происходят при значениях прочности, значительно меньших стандартной максимальной величины. Максимальная прочность, определенная в лабораторных опытах продолжительностью самое большее несколько недель, может быть заметно выше прочности, присущей некоторым природным глинам при действии на них давлений в течение нескольких лет, десятилетий или столетий. Иными словами, речь идет об эффектах ползучести, но в настоящее время имеется очень мало количественных данных, чтобы оценить их влияние на максимальную прочность.

Сезонные колебания влажности и температуры также уменьшают прочность глины, но это влияние ограничивается сравнительно небольшой глубиной. Поэтому, хотя сезонные колебания играют немалую роль в геоморфологических процессах, они, по видимому, не могут оказывать заметного влияния на сравнительно глубокие сдвиговые разрушения, подобные тем, которые рассматриваются в этом сообщении. Исключением является случай, когда оползень обычно происходит в период исключительно высокого уровня грунтовых вод; поровое давление при этом также будет наиболее высоким, а эффективное давление (а следовательно, и прочность) — соответственно низким. Тем не менее оползание связано с параметрами рассматриваемой нами сдвиговой прочности глины, а не с влиянием таких факторов, как поровое давление, землетрясения, проявление бокового давления и т. д.

После этих общих замечаний рассмотрим некоторые фактические данные опытов. На фиг. 4 показаны результаты опытов, выполненных в лаборатории механики грунтов, а также в Имперском колледже на образцах глины, слагающих оползень в Уолтон-Вуде, Стаффодшир. Глины сформировались в зоне выветривания мощностью до 35 футов на архилитах каменноугольного возраста и залегают в бортах долины, эродированной во время отступления последнего ледника.

На фиг. 4 показана типичная кривая сопротивления сдвигу — смещение для образца глины ненарушенной структуры. В этом

опыте эффективное давление было постоянным и равнялось 22,2 фунт/кв. дюйм¹. Было найдено, что максимальная прочность равна 10,8 фунт/кв. дюйм, а остаточная — 5,1 фунт/кв. дюйм. Эти данные показаны на верхнем рисунке соответственно светлыми кружками и крестиками. Подобные опыты на других



Фиг. 4. Сопротивление сдвигу глин Уолтон-Вуд.

1 — значения максимальной прочности; 2 — остаточная прочность, опыты с большими смещениями; 3 — остаточная прочность, сдвиг по поверхности оползня.

образцах, выполненные при различных эффективных напряжениях, показывают, что максимальная прочность может быть выражена параметрами $s' = 320$ фунт/кв. фут² и $\phi' = 21^\circ$, тогда как остаточная прочность характеризуется $s'_r = 0$ и $\phi'_r = 13^\circ$.

Все опыты выполнялись в сдвиговых приборах Казагранде на образцах площадью 2,36 кв. дюйм и высотой 1 дюйм. После первого сдвига со смещением около 0,3 дюйма сдвиговая каретка возвращалась в первоначальное положение и затем вновь сдвигалась. Этот процесс повторялся до тех пор, пока прочность глины не достигала постоянного (минимального) значения.

¹ 1 фунт/кв. дюйм = 0,07 кг/см².

² 100 фунт/кв. фут = 0,049 кг/см².

Сдвиг в обоих направлениях производился медленно, поэтому, вероятно, избыточное поровое давление не возникало и на завершение всего опыта потребовалось 6 дней. Примененную методику нельзя считать совершенной, ибо при каждом повторном сдвиге часто наблюдался небольшой пик (показанный точечной линией на фиг. 4), а также существовала некоторая опасность размягчения глины на поверхности сдвига. Наиболее совершенным должно быть испытание, при котором смещение происходило бы в одном направлении. Таким совершенным прибором можно считать сдвиговой прибор Бишопа с длиной сдвиговой каретки 7 дюймов. Тем не менее методика повторного сдвига, по-видимому, является достаточно простой и дает удовлетворительные результаты по определению остаточной прочности глин на образцах с ненарушенной структурой. Кроме того, используется обычное лабораторное оборудование¹.

На оползне Уолтон-Вуд было отобрано несколько образцов глины из фактической зоны смещения. Лабораторные образцы для трехосных испытаний вырезались таким образом, чтобы плоскость сдвига была наклонена к горизонтальной поверхности под углом около 50°. Испытание проводилось по схеме медленного дренированного сдвига. Как и следовало ожидать, сдвиг произошел по существовавшей поверхности смещения; эти результаты показаны на фиг. 4 черными кружками². Можно видеть, что значения прочности при сдвиге по поверхности скольжения согласуются с величинами остаточной прочности, полученными в опытах при больших смещениях на образцах глин ненарушенной структуры.

Одновременно с уменьшением прочности образцов до минимального значения образовывались исключительно отчетливые поверхности скольжения (фиг. 5).

¹ Вероятно, остаточную прочность можно определить и путем трехосного испытания образца глины, в котором тонкой проволокой срезана поверхность, наклоненная к горизонту под углом примерно $45^\circ + \varphi'_r/2$. Предварительные опыты с очень малыми скоростями деформаций показали, что эта методика является удовлетворительной и заслуживает дальнейшего изучения.

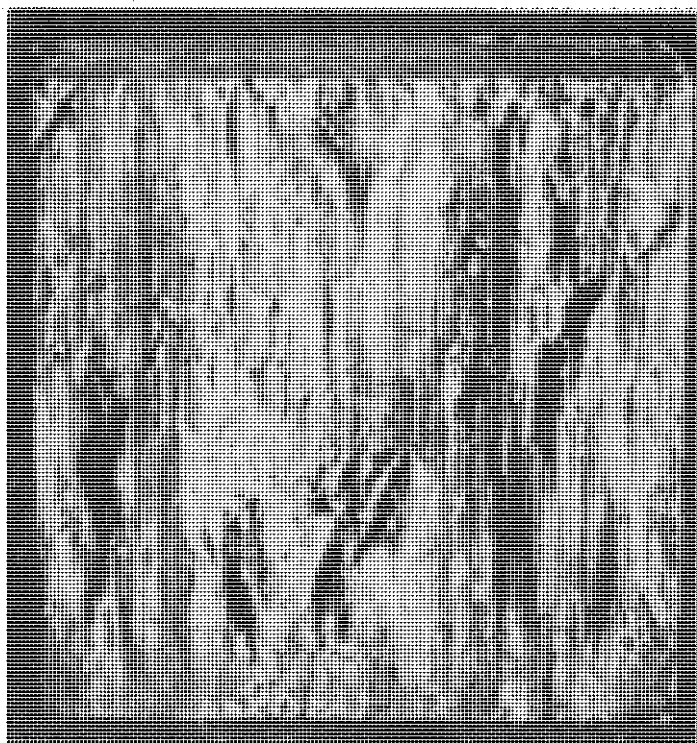
² Если вертикальные и горизонтальные эффективные напряжения, действующие на образце при трехосных испытаниях при разрушении, равны σ'_1 и σ'_3 и если α — угол наклона поверхности смещения к горизонту, то

$$\tau_r = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos (2\alpha - 90^\circ),$$

$$\sigma'_r = \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) - \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \sin (2\alpha - 90^\circ).$$

Четыре из десяти точек, нанесенных на фиг. 4 черными кружками, представляют результаты опытов, выполненных на образцах в сдвиговом приборе, в котором поверхность смещения совпадала с плоскостью, разделяющей верхнюю и нижнюю части сдвиговой каретки.

Ирли и Неннингс из лаборатории механики грунтов, используя методику пропитки глины смолой и воском, успешно изготовили несколько тонких шлифов из образцов глины Уолтон-Вуд, имеющих естественную поверхность сдвига. Последняя фактически представляет собой непрерывную зону, в пределах которой

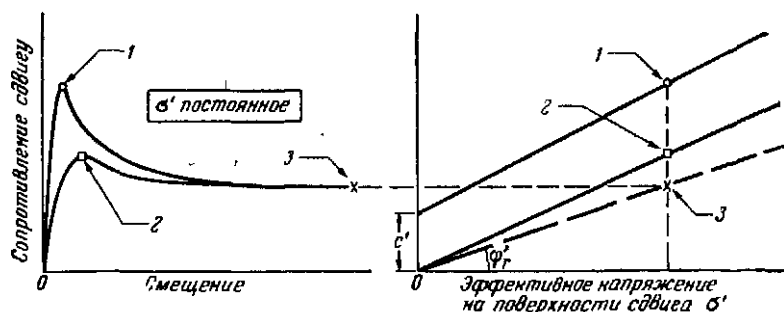


Фиг. 5 Поверхность скольжения в образце глины ненарушенной структуры из Уолтон-Вуда после опыта с большими сдвигами.

все частицы глины сильно ориентированы в направлении сдвига, что обнаруживается по резкому погасанию в поле скрещенных николей. Структурная зона включает главную часть «поверхности сдвига», имеет толщину порядка 20 мк, и с ней связано несколько вторичных зон скольжения, располагающихся в пределах основной части глины толщиной до 2,5 см с умеренной ориентированностью частиц, не обязательно параллельной поверхности сдвига. Эта зона размягчения часто находится в непосредственной близости от поверхности сдвига. По обе

стороны от нее в глине почти не обнаруживалось никакой ориентации частиц.

Структурная зона с ориентированными частицами наблюдалась также в том случае, когда совершенно мягкая глина нарушенной структуры подвергалась действию значительных напряжений [1]. Более того, опыты Ретлей, выполненные в Имперском колледже, показали, что угол внутреннего трения, полученный при испытании образцов, которые были приготовлены из пасты глины Уолтон-Вуд в состоянии, близком к пределу текучести,



Фиг. 6. Сопротивление сдвигу нормально уплотненной и переуплотненной глины.

1 — максимальное значение для переуплотненной глины; 2 — максимальное значение для нормально уплотненной глины; 3 — остаточное значение сопротивления сдвигу.

при нормальном уплотнении, был сопоставим со значением $\phi'_r = 13^\circ$; этот угол был получен при испытаниях ненарушенных переуплотненных образцов глины при больших деформациях, а также в опытах при сдвиге по естественной поверхности оползания¹.

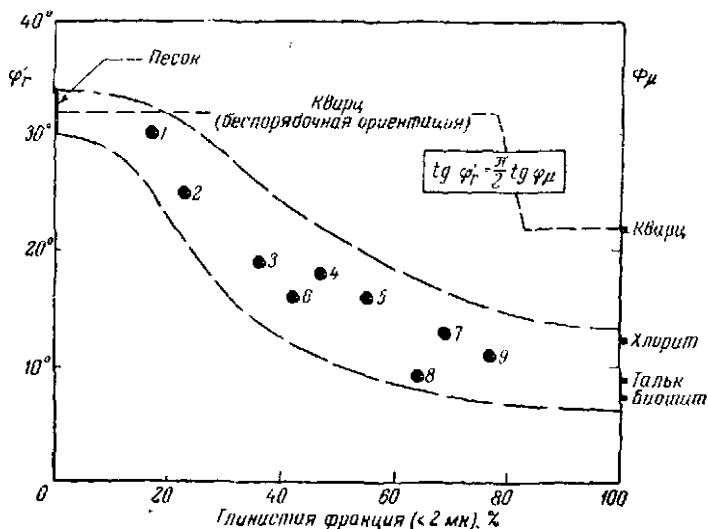
Следовательно, можно предположить с небольшой долей приближения, что остаточная прочность глины при любом данном эффективном напряжении оказывается одинаковой как для нормально уплотненной, так и переуплотненной глины (фиг. 6)². Если это предположение верно, то угол ϕ'_r должен быть посто-

¹ Подобный результат приведен в работе Тидемана [18], в которой отмечается, что остаточная прочность образцов глины из Весер-Эльбе, приготовленных из пасты этой глины при нормальном уплотнении, мало отличалась от остаточной прочности ненарушенных (переуплотненных) образцов.

² Хотя можно сказать, что переуплотненная глина при больших деформациях практически ведет себя как нормально уплотненный материал с нулевым сцеплением, в общем такое утверждение верно только в том случае, если проводится сравнение с нормально уплотненной глиной, которая находится в условиях остаточной прочности.

янным для любой данной глины независимо от истории уплотнения, и он будет зависеть только от характера частиц.

Данные фиг. 7 подтверждают эту точку зрения. На фигуре показаны значения углов внутреннего трения остаточной прочности для ряда нормально уплотненных и переуплотненных глин



Фиг. 7. Уменьшение значений φ'_r при увеличении содержания глинистой фракции.

1 — Селсет; 2 — Винер-Тегел; 3 — Джэкфилд; 4 — Джери; 5 — лондонская глина; 6 — оксфордская глина; 7 — Уолтон-Вуд; 8 — Весер-Эльбе; 9 — Литл-Белл.

в зависимости от содержания глинистых частиц размером меньше 2 мк. Не обнаружено какого-либо заметного различия для этих двух состояний глин, и расположение всех точек указывает на определенную тенденцию φ'_r уменьшаться с возрастанием содержания глинистых частиц. Действительно, эти результаты подтверждают, что если грунт состоит целиком из глинистых частиц, то угол остаточного сопротивления сдвигу можно сравнивать с углом трения φ_μ , измеренным Хорном и Дире [11] для различных минералов со слоистой кристаллической решеткой, включая биотит, тальк и хлорит, физические свойства которых, возможно, не очень отличны от свойств таких глинистых минералов, как иллит и каолинит. С другой стороны, кварцевые зерна в песке или иле, имея примерно сферическую форму, не могут быть ориентированы. Поэтому величина угла φ'_r для песков и илов остается примерно равной значению, полученному

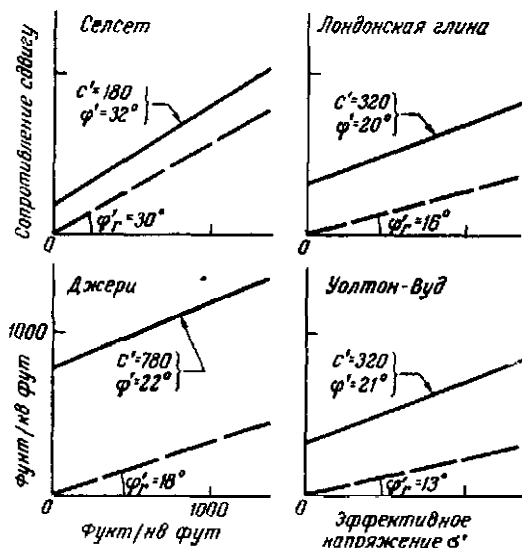
по зависимости, которая была предложена для грунта, состоящего из хаотично расположенных частиц и срезаемого при постоянном объеме [4], т. е.

$$\operatorname{tg} \varphi_r' = \frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \varphi_\mu.$$

В общем случае в грунте, состоящем из глинистой и пылеватой (и песчаной) фракции, пылеватые частицы будут стремиться увеличить φ_r' до значения выше, чем φ_μ для глинистых частиц, из-за неполной ориентации глинистых частиц, а также в случае значительного содержания пылеватых частиц, в результате повышения значения φ_r' за счет собственного более высокого значения угла внутреннего трения.

Фактор остаточной прочности

Решая вопрос, какое значение прочности — максимальное или остаточное — должно быть использовано при расчете устойчивости откоса в переуплотненной глине, инженер сталкивается с



Фиг. 8. Максимальная и остаточная прочность переуплотненных глин.

наиболее важной задачей. Чтобы проиллюстрировать это положение, на фиг. 8 приведены результаты испытаний четырех ха-

рактерных переуплотненных глин, свойства которых сведены в табл. 1.

Таблица 1

СВОЙСТВА ГЛИН (СРЕДНИЕ ЗНАЧЕНИЯ)			
Глины	Предел текучности <i>LL</i>	Предел пластичности <i>PL</i>	Содержание глинистой фракции, %
Селсет	26	13	17
Джери	70	27	47
Лондонская	82	29	55
Уолтон-Вуд	53	28	69

Валушная глина Селсет уплотнялась под давлением льда средней мощности; она песчаниста и содержит только 17% глинистых частиц. Вследствие этого сцепление при максимальной прочности невелико, а угол внутреннего трения уменьшается от максимального до остаточного всего на 2°. Но даже такая разница, как мы увидим, при расчете устойчивости откосов приводит к различию более чем в 30% для величины коэффициента устойчивости, рассчитанного по максимальной или остаточной прочности.

Глина из Джери у подножия Гималаев относится к верхнесваликской серии; она уплотнялась под давлением от веса пород мощностью по меньшей мере 2000 футов. Эта глина изучалась в связи с проектированием плотины, составляющей часть проекта Большой Манглы в Западном Пакистане. Образцы не обнаруживали заметных признаков выветривания и, как будет показано, обладали высоким пиковым сцеплением. Действительно, глина имеет высокую прочность в нецарушенном состоянии. Однако при остаточной прочности глина не имела сцепления, а угол внутреннего трения равнялся 18°. Например, при эффективном давлении в 1000 фунт/кв. фут максимальная прочность в 3,6 раза превышала остаточную, и, следовательно, практическое значение решения вопроса, какую величину прочности использовать при расчете, не требует разъяснений.

Эоценовая лондонская глина уплотнялась под давлением от веса пород мощностью от 500 футов в восточной части Эссекса до 1000 футов в районе западнее Лондона, впоследствии удаленных эрозией. Результаты испытаний, показанные на фиг. 8, относятся к выветрелой глине, залегающей в среднем до глубины 40 футов. Несколько примеров оползней этого района приведены ниже; коэффициент устойчивости для этих оползней, рассчитанный по максимальной прочности, примерно в 2,7 раза выше значения, рассчитанного по остаточной прочности.

шего оползня коэффициент устойчивости должен быть равен 1,0, а фактическое среднее сопротивление сдвигу глины \bar{s} в момент оползня должно быть равно среднему касательному напряжению $\bar{\tau}$. Сравнивая значение \bar{s} со значениями s_f и s_r , можно установить, будет ли прочность оползающей глины равна максимальному, остаточному или какому-то промежуточному значению. В действительности если концепция прогрессирующего разрушения справедлива для трещиноватых глин, то можно ожидать, что средняя их прочность уменьшается во времени. Оползень происходит тогда, когда средняя прочность на сдвиг равна среднему касательному напряжению, которое действует постоянно с момента формирования склона.

Для количественного выражения оценки уменьшения величины средней прочности введено понятие о «факторе остаточной прочности», который определяется соотношением

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r}, \quad \text{или} \quad \bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f.$$

Таким образом, в физическом смысле R представляет часть общей поверхности сдвига в глинах, вдоль которой их прочность уменьшается до остаточного значения. Если не происходит уменьшения прочности и в целом глины имеют максимальную прочность, то $R=0$; наоборот, если средняя прочность равна остаточному значению, то $R=1,0$. Для точки, показанной на фиг. 9 черным кружком, средняя прочность уменьшилась более чем наполовину по сравнению с величиной между двумя предельными значениями прочности и R равно 0,6. Иными словами, около 60% поверхности сдвига проходит через глину, имеющую прочность, равную остаточной.

Следовательно, сущность рассматриваемых случаев заключается в определении величины R и установлении зависимости этой величины от типа глин.

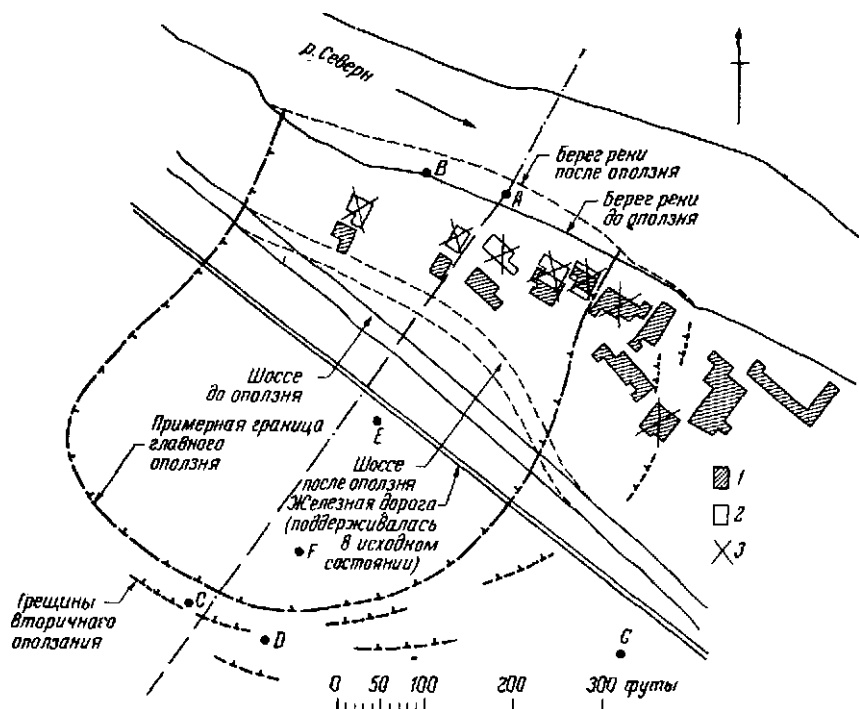
Примеры оползней

Джэкфилд¹. В 1952 г. произошел оползень склона реки Северн в районе Джэкфилд, Шропшир; породы сдвинулись на $1\frac{1}{4}$ мили вниз по течению от Айронбриджа. Оползень разрушил несколько домов и вызвал смещение железной и шоссейной дорог (фиг. 10). В этой местности река Северн течет в V-образной долине (так называемое «ущелье» Айронбридж), образованной в значительной степени после отступления главного ледника

¹ Оползень Джэкфилд описан ранее Хенкелем и Скемптоном [10], но в настоящей статье автором представлены критически переработанные данные, которые отличаются от результатов, опубликованных 10 лет назад.

последнего оледенения. Эрозия продолжается до настоящего времени, и в склонах долины развиты оползни различного возраста.

Возможно, что предыдущие оползни частично происходили по ранее существовавшей поверхности нарушения. Склон, по-видимому, находился в более или менее устойчивом состоянии в течение длительного времени до 1950 г., когда первые подвижки



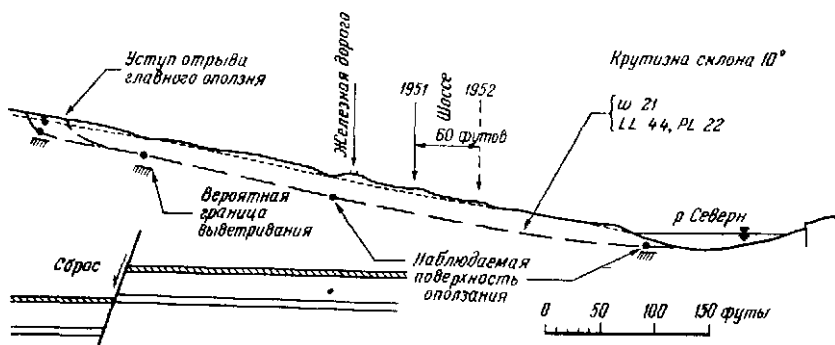
Фиг. 10. Оползень Джэкфилд 1952 г.

1 — положение домов до оползня; 2 — положение домов после оползня; 3 — разрушенные дома. Латинскими буквами обозначены скважины.

отмечались по нарушению водопроводной магистрали, снабжающей водой дома на берегу реки. Дальнейшие подвижки наблюдались в конце 1951 г., а в феврале 1952 г. оказалась в опасности шоссейная дорога. В течение следующих одного или двух месяцев оползень угрожающе развивался. Шесть домов было полностью разрушено, газовую магистраль пришлось проложить по поверхности земли, движение по железной дороге поддерживалось только при ежедневном исправлении пути, а проселочная дорога вдоль реки была закрыта для движения. К этому

времени наибольшее смещение вниз по склону составило 60 футов.

Осенью 1952 г. Хенкель и автор провели обследование. Смещения, которые почти прекратились летом, вновь начались, и нужно было установить глубину поверхности скольжения оползня по четырем буровым скважинам (фиг. 11).



Фиг. 11. Оползень Джэкфилд 1952 г.

w — влажность, LL — предела текучести; PL — предела пластичности.

Пачка пластов, состоящая из твердых глин и аргиллитов, чередующихся с брекчией мергелей и иногда с угольными слоями, имеет слабое падение на юго-восток с простираением, примерно параллельным разрезу оползня¹. Оползень возник в выветрелых, трещиноватых глинах, залегающих до глубины 20—25 футов ниже поверхности².

Поверхность смещения проходит параллельно склону с крутизной 10° на глубине 18 футов. Длина оползня 550 футов. Уровень грунтовых вод зимой 1952/53 г. совпадал с поверхностью в ряде точек, хотя в среднем располагался на глубине 2 футов.

При расчете сил, действующих по поверхности смещения, установлено $\bar{\sigma}' = 1300$ фунт/кв. фут и $\bar{\tau} = 400$ фунт/кв. фут. Дренированные испытания образцов, отобранных с глубины 15—19 футов вне зоны сдвига, показали для максимальной прочности

¹ Эта пачка пластов включает угольные слои верхнего карбона.

² Выветрелая глина, даже будучи совершенно плотной и сохраняя характеристики переуплотненной глины, значительно уступает в прочности твердой, подобной скальной породе, невыветрелой глине. Этим объясняется, почему оползень не сравнительно неглубоким, а не простирался на значительные глубины, что можно было ожидать для однородного связного грунта.

значения $c' = 220$ фунт/кв. фут и $\phi' = 25^\circ$ (фиг. 12)¹. При выполнении опытов еще не было ясного представления о значении остаточной прочности. Но наблюдения продолжались в течение всего процесса сдвига, и из полученных данных можно было определить примерную величину угла внутреннего трения для остаточной прочности. Как видно на фиг. 12, этот расчет даст величину $\phi'_r = 19^\circ$. Вполне вероятно, что более точное значение должно быть намного меньше 19° .

Данные фиг. 13 показывают, что величины максимального и остаточного сопротивления сдвигу для среднего эффективного давления 1300 фунт/кв. фут равны соответственно 825 и 425 фунт/кв. фут. Как отмечалось, среднее значение касательного напряжения (а следовательно, и средняя величина сопротивления сдвигу) вдоль поверхности смещения во время оползня равнялось 400 фунт/кв. фут. Таким образом, в момент, когда происходил оползень, сопротивление сдвигу глины соответствовало остаточному значению. Взяв величину $\phi'_r = 19^\circ$, получаем фактор остаточной прочности $R = 1,12$,

Фиг. 12. Опыты на сдвиг.
Оползень Джэкфилд

но, поскольку величина ϕ'_r приближительная, сомнительно, чтобы R значительно отличался от 1,0.

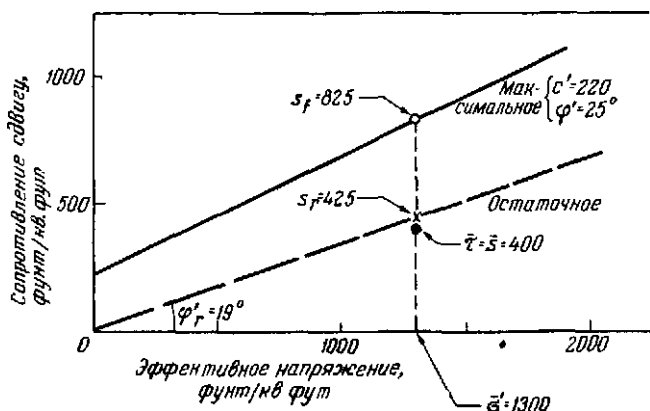
Эти результаты можно выразить иначе. Взяв для расчета устойчивости склона Джэкфилд максимальную величину сопротивления сдвигу, получим коэффициент устойчивости 2,06, т. е. с ошибкой более чем 100%, так как истинное значение коэффициента устойчивости равно 1,0. С другой стороны, при использовании даже такого весьма грубого значения, как $\phi'_r = 19^\circ$, коэффициент устойчивости, рассчитанный по величине остаточной прочности, будет отличаться всего лишь на 11% от истинного значения.

Можно добавить, что значения $\bar{\sigma}$ и $\bar{\tau}$, рассчитанные для фактической поверхности смещения, соответствуют среднему углу

¹ Как и в случае большинства оползней в переуплотненных глинах, в Джэкфилде была обнаружена зона размягченной глины толщиной около 2 дюймов, которая находилась в плоскости смещения. Опыты на сдвиг, проведенные на образцах, взятых из наружного края этой зоны, дали значения $c' = 150$ фунт/кв. фут и $\phi' = 21^\circ$. Значение ϕ'_r для поверхности смещения экспериментально не определялось.

внутреннего трения 17° ($c'=0$). Эта цифра, полученная в результате приблизительного расчета, была подтверждена Моргенштерном, использовавшим более точный метод расчета.

Селсет. Во время первого посещения района плотины Селсет на севере Йоркшира, около Мидлтон-ин-Тисдейл, Бишоп и Скемптон обнаружили интересный оползень, происшедший на



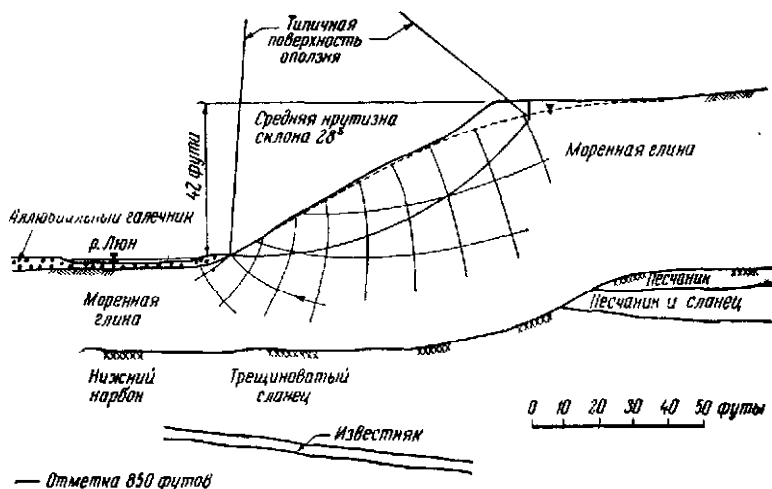
Фиг. 13. Обобщенные данные. Оползень Джэкфилд.

При значениях $c'=0$ и $\phi'=17^\circ$ величина $R=1,12$. Значение коэффициента устойчивости, рассчитанное по максимальной прочности, $P=2,06$, по остаточной $P=1,11$. Влажность 21%, предел текучести 44, предел пластичности 22, частиц < 2 мк 36%.

сложенном моренной глиной склоне долины реки Люн. В период 1955—1960 гг., когда еще продолжались работы на плотине, недалеко от нее вверх по течению предпринимались различные попытки исследования оползня и испытания образцов глины. Результаты были опубликованы [16]. Нам остается лишь немного добавить к их данным, чтобы рассмотреть этот случай с точки зрения основных положений настоящего доклада. Река Люн во время паводков размывает склоны долины, расширяя ее (фиг. 14). Этот процесс протекает очень медленно (в историческом, но не в геологическом масштабе); на карте 1856 г. показано положение реки примерно там, где она течет в настоящее время. Здесь, несомненно, имеют место условия длительного равновесия.

Моренные глины характеризуются исключительной однородностью, в них не наблюдается трещин или разрывов и почти нет следов выветривания, за исключением узкой зоны сезонных изменений.

Точное положение поверхности скольжения не было установлено, хотя трещина разрыва около бровки склона была отчетливо видна и можно было проанализировать различные круглоцилиндрические поверхности смещения. Характерные значения среднего эффективного напряжения $\bar{\sigma}'$ и среднего касательного

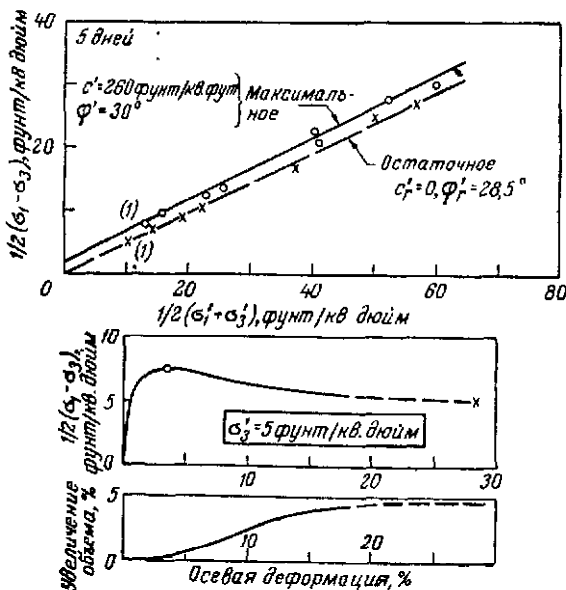


Фиг. 14. Оползень Селсет.

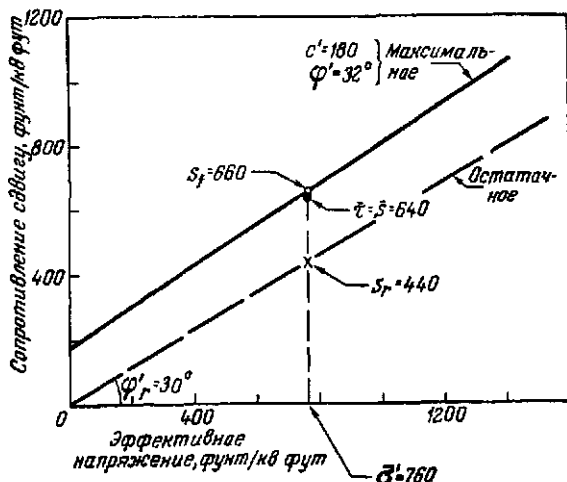
Характеристика моренной глины: влажность 12%, предел текучести 26, предел пластичности 13.

напряжения $\bar{\tau}$, определенные с точностью, достаточной для наших целей, равны соответственно 760 и 640 фунт/кв. фут.

На основании трехосных и сдвиговых опытов на восьми образцах моренной глины максимальная величина сопротивления сдвигу может оцениваться значениями параметров $c' = 180$ фунт/кв. фут и $\phi' = 32^\circ$. Испытания не доводились до деформаций, которые необходимы для точного определения величины остаточного сопротивления сдвигу. Даже при этих условиях можно предполагать с приемлемой точностью (фиг. 15), что $c'_r = 0$ и $\phi'_r = 30^\circ$. Максимальное и остаточное сопротивление сдвигу для среднего эффективного напряжения $\bar{\sigma}' = 760$ фунт/кв. фут равняется соответственно $s_f = 660$ фунт/кв. фут и $s_r = 440$ фунт/кв. фут (фиг. 16). Средняя величина касательного напряжения (а следовательно, и среднее значение сопротивления сдвигу) во время смещения равнялась 640 фунт/кв. фут. Эта величина почти соответствует максимальному сопротивлению сдвигу, а коэффициент остаточной прочности $R = 0,08$.



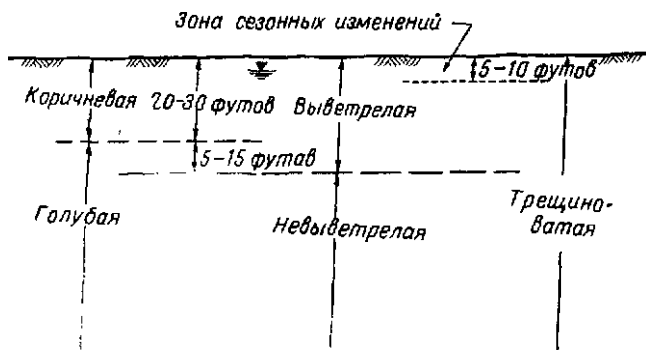
Фиг. 15. Опыты на сдвиг. Оползень Селсет.
Средние значения сопротивления сдвигу: максимальное $c' = 180$ фунт/кв. фут, $\varphi' = 32^\circ$; остаточное $c'_r = 0$, $\varphi'_r = 30^\circ$.



Фиг. 16. Обобщенные данные. Оползень Селсет.
Расчет устойчивости при значениях $c' = 160$, $\bar{\varphi}' = 32^\circ$ дает величину $R = 0,08$. Расчет коэффициента устойчивости: по максимальной прочности $F = 1,03$; по остаточной $F = 0,69$. Характеристика свойств: влажность 12%, предел текучести 26, предел пластичности 13, содержание частиц < 2 мк 17%.

Таким образом, если расчет этого оползня провести при значениях $c' = 180$ фунт/кв. фут и $\phi' = 32^\circ$, то коэффициент устойчивости окажется очень близким к истинному значению, равному 1,0. Напротив, при величинах $c'_r = 0$ и $\phi'_r = 30^\circ$ коэффициент устойчивости получим равным 0,69, т. е. с ошибкой около 30%.

Примечательно, что максимальное сопротивление сдвигу оказалось почти полностью мобилизованным одновременно по всей



Фиг. 17. Типичный разрез лондонской глины.

Начиная с эоценового времени эрозией удален слой мощностью от 500 до 1000 футов.

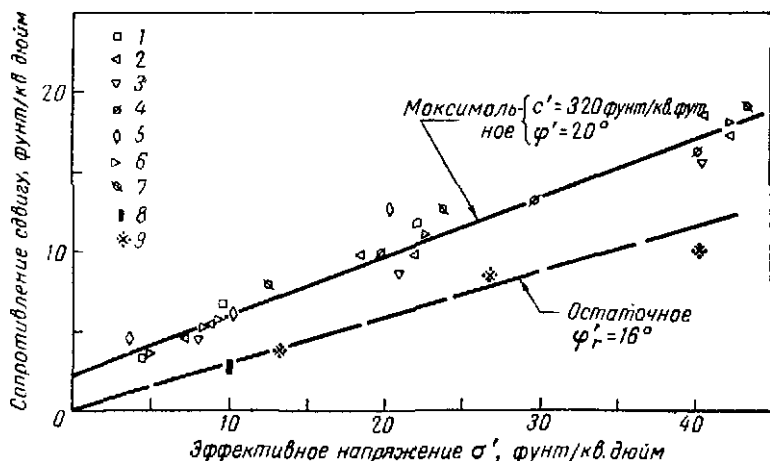
поверхности смещения. Даже в этой уплотненной нетрещиноватой моренной глине можно было найти более убедительные свидетельства прогрессирующего разрушения, чем соответствующие величине коэффициента остаточной прочности, равной всего 8%. Тем не менее расчет, основанный на величине максимального сопротивления сдвигу, дает вполне удовлетворительные для практических целей результаты¹.

Лондонская глина. Имеются данные для нескольких оползней, происшедших в лондонских глинах зоны выветривания. Трещины и разрывы сплошности, а иногда и поверхности скольжения наблюдаются по всему разрезу лондонской глины, но эти особенности строения значительно более заметны в зоне выветривания, мощность которой 30—40 футов (фиг. 17). Явный признак выветривания — коричневая окраска глины в отличие от

¹ Подобное заключение получено из данных исследования оползня, происшедшего 6 октября 1954 г. в глубокой выемке в Лодалене, близ Осло [14]. Морская глина слегка переуплотнена и нетрещиновата, $c' = 210$ фунт/кв. фут, $\phi' = 27^\circ$, влажность 29%, предел текучести 35, предел пластичности 19, содержание глинистых частиц 16%.

Оползни в Селсете и Лодалене могут быть объяснены тем, что сдвиговая ползучесть оказывает малое влияние на максимальную прочность этих глин.

голубого и темно-серого цвета невыветрелой глины. Однако более ярким свидетельством выветривания являются тонкие пленки из таких минералов, как гётит и лимонит, на стенках трещин. Эти продукты выветривания часто встречаются значительно глубже подошвы «коричневой» глины. Параметры максимального сопротивления сдвигу выветрелой глины изменяются



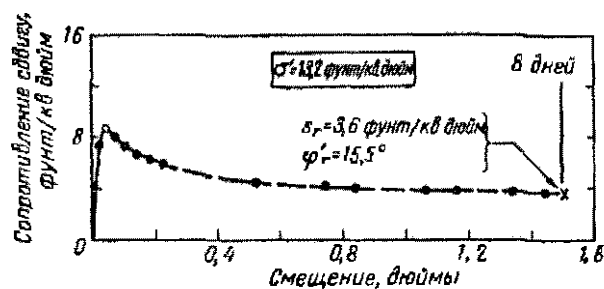
Фиг. 18. Результаты опытов на сдвиг в выветрелой лондонской глине.

1 — Садбери-Хилл (6 футов); 2 — Аксбридж (7 футов); 3 — Сиденем (11 футов); 4 — Брэввелл (11 футов); 5 — Нортхолт (12 футов); 6 — Аксбридж (22 футов); 7 — Брэввелл (22 футов); 8 — Дедем (11 футов); 9 — Хендон (17 футов).

от места к месту, но в качестве характерных можно взять $s' = 320$ фунт/кв. фут и $\phi' = 20^\circ$ (фиг. 18)¹. Для характеристики остаточной прочности Уотсон (лаборатория механики грунтов) провел опыт прямого сдвига на образце, имевшем плоскость смещения, отобранном из оползья в Дедем, Эссекс. Петлей из Имперского колледжа измерил остаточную прочность трех

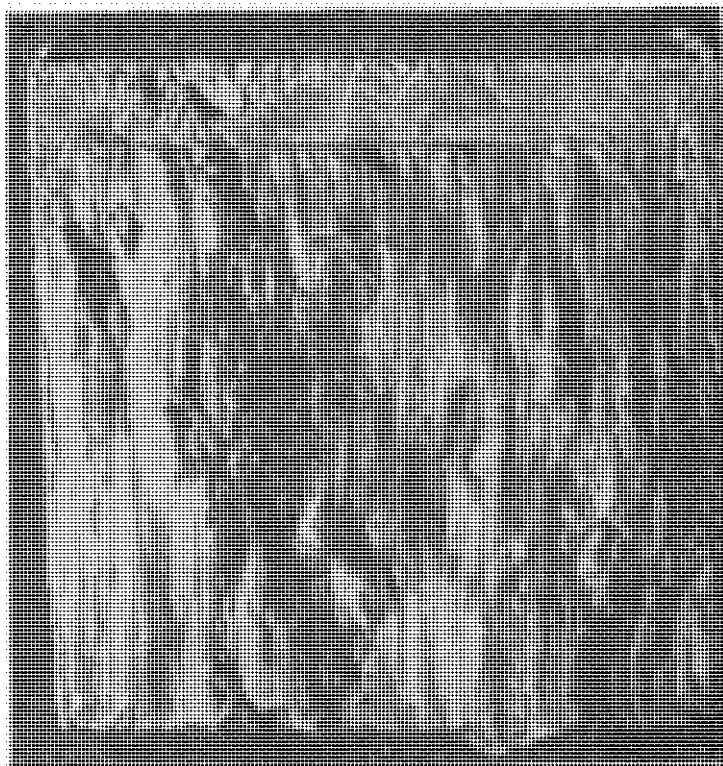
¹ Опыты, выполненные на образцах, отобранных из глубокого шурфа в Ашфорд-Коммон, близ Стейнса, показали, что значения s' и ϕ' для невыветрелой лондонской глины значительно больше, чем для выветрелой. Опыты были выполнены в Имперском колледже и на Строительной исследовательской станции; они должны быть опубликованы в «Géotechnique» Бишопом, Узббом и Левином.

Параметры максимальной прочности, приведенные для лондонской глины и других трещиноватых глин (выветрелых и невыветрелых), измерялись на сравнительно маленьких образцах и относятся главным образом к ненарушенному грунту. Опыты на больших образцах показали более низкую прочность вследствие наличия трещин. Однако остаточная прочность не должна зависеть от размера образца.



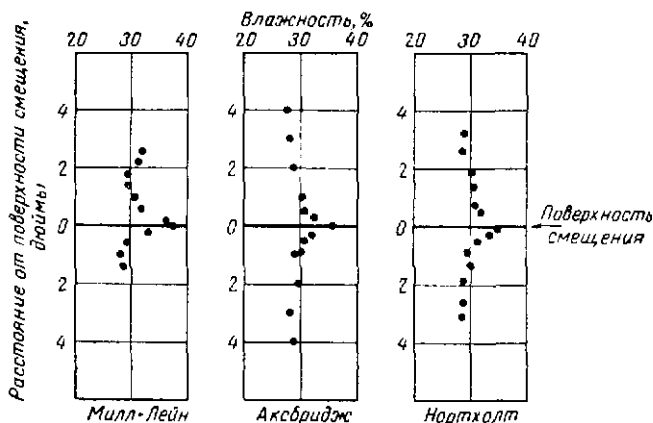
Фиг 19 Результаты опытов на сдвиг с большими смещениями в глинах из района Хендон.

Предел текучести 78, предел пластичности 29.



Фиг 20 Поверхность скольжения в образце лондонской глины из Хендона после опыта с большими смещениями.

образцов глины ненарушенной структуры, используя методику повторного сдвига. Эти результаты показывают, что ϕ'_r равно 16° (фиг. 18). Результаты одного из опытов на повторный сдвиг показаны на фиг. 19. На фиг. 20 видна поверхность скольжения в одном из образцов после завершения опыта. Изучение под микроскопом шлифа, приготовленного Ирли из образца глины,



Фиг. 21. Распределение влажности вблизи плоскости смещения в лондонской глине.

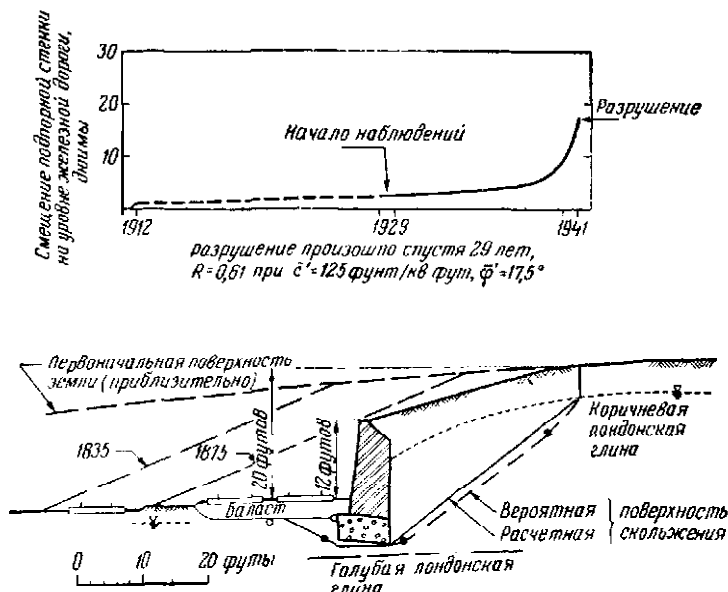
отобранного из зоны смещения оползня Дедем, показало наличие структурного слоя толщиной примерно 10 мк, который состоял из отчетливо ориентированных частиц, что наблюдалось и в глине Уолтон-Вуд.

Зона размягчения глины, располагающаяся примерно на 1 дюйм по обе стороны от поверхности смещения, является характерной для лондонской глины; три типичных примера показаны на фиг. 21. Влажность в зоне сдвига около 35%, тогда как влажность неразмягченной глины 30%.

Рассмотрим теперь оползни в лондонской глине, и прежде всего разрушение подпорной стенки в Кензал-Грин, которое произошло в 1941 г. (фиг. 22)¹. Стенка имеет значительную длину. Она была построена в 1912 г. В 1929 г. в ее наиболее высокой части произошло обрушение на расстоянии примерно 250 футов от места разрушения в 1941 г. После восстановления

¹ Выемка в Кензал-Грин была пройдена в 1835 г. для железной дороги Лондон — Бирмингем. Выемка расширялась в 1875 г. и вновь в 1912 г., когда была построена существующая подпорная стенка. Представляется маловероятным, чтобы выемка в 1875 г. имела какое-либо заметное влияние на оползание глины в 1941 г.

стенки в различных точках были установлены наблюдательные реперы, один из которых был расположен всего в нескольких футах от места наибольшего смещения в 1941 г. Наблюдения за смещениями производились в течение 12 лет до разрушения



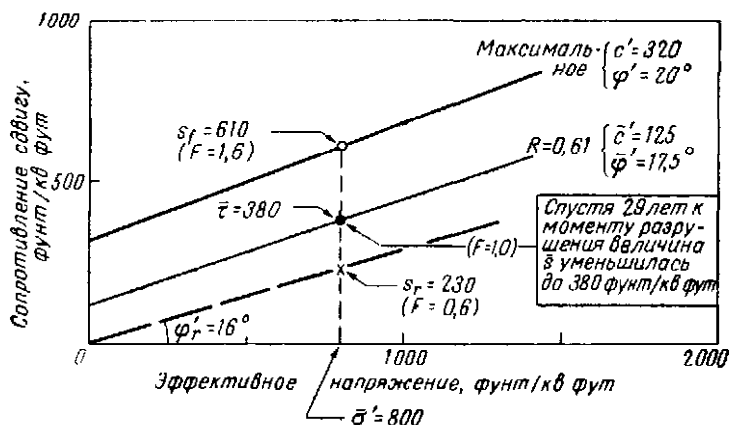
Фиг. 22. Разрушение подпорной стенки. Кензал-Грин, 1941 г.
Характеристика коричневой лондонской глины: влажность 33%, предел текучести 83, предел пластичности 30.

(фиг. 22). Они показали, что в течение нескольких лет (когда стенка уже просуществовала 17 лет) скорость движения была небольшой (около $\frac{1}{4}$ дюйма в год), но постепенно возрастала и в конце смещения достигла 18 дюймов. Трудно найти пример лучшей иллюстрации прогрессирующего разрушения. Кривая смещения во времени (фиг. 22) свидетельствует о том, что средняя прочность глины уменьшалась и приближалась к существующему касательному напряжению, при этом соответственно увеличивалось смещение по мере приближения прочности глины к ее остаточному значению. Расчет сил, действующих на поверхности сдвига, показал $\bar{\sigma}' = 800$ фунт/кв. фут. Следовательно, величины максимального и остаточного сопротивления сдвигу равны соответственно 610 и 230 фунт/кв. фут (фиг. 23). Среднее сопротивление сдвигу по поверхности смещения равно 380 фунт/кв. фут, и такое же сопротивление сдвигу было в момент разрушения. Та-

ким образом, можно рассчитать коэффициент остаточной прочности

$$R = \frac{610 - 380}{610 - 230} = 0,61.$$

Следовательно, за 29 лет средняя прочность уменьшилась и составляла примерно 60% максимального значения, или, иначе говоря, эта прочность достигла минимального значения для 60%



Фиг. 23. Обобщенные данные. Кензал-Грин.

Влажность 33%, предел текучести 83, предел пластичности 30.

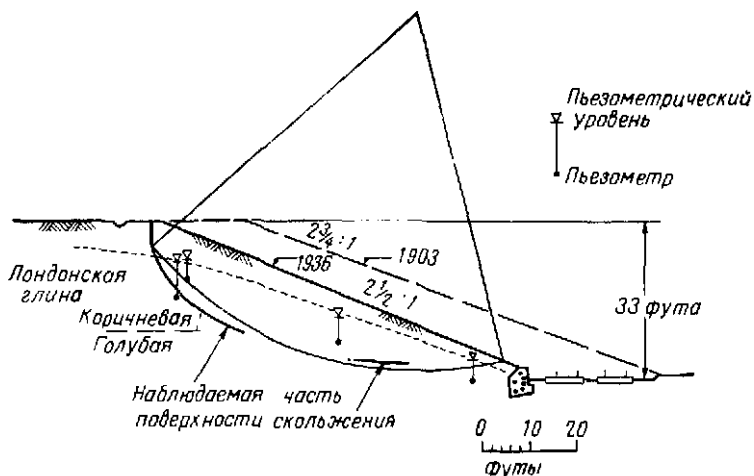
площади смещения, тогда как оставшиеся 40% площади имели максимальную прочность.

Рассмотрим эту проблему с другой стороны. Если принять для расчета коэффициента устойчивости максимальную прочность по всей поверхности скольжения, получим величину 1,6, а при использовании остаточного (минимального) значения прочности — 0,6. Истинная величина коэффициента устойчивости равна 1,0; при расчете устойчивости для получения этого значения взяты величины параметров прочности $\bar{c}' = 125$ фунт/кв. фут и $\bar{\varphi}' = 17,5^\circ$, что соответствовало $R = 0,61$.

Весьма сходные результаты были получены из анализа второго оползня в бортах выемки в Нортхолте (фиг. 24). Выемка была пройдена в 1936 г., а разрушение произошло через 19 лет, в 1955 г. Вскоре после оползня были проведены полевые исследования, которые включали установку пьезометров, отбор образцов и осмотр значительной части поверхности смещения в траншеях, прорытых позднее в откосе для контрфорсных дрен.

Расчет по дуге круга, приближающейся к наблюдаемой поверхности оползня, дал $\bar{\sigma}' = 750$ фунт/кв. фут. Соответствующие

этому напряжению значения максимального и минимального сопротивления сдвигу равны 595 и 215 фунт/кв. фут. Средняя величина касательного напряжения и, следовательно, среднее значение сопротивления сдвигу, действующего по поверхности



Фиг. 24. Оползень в выемке Нортхолт, 1955 г.

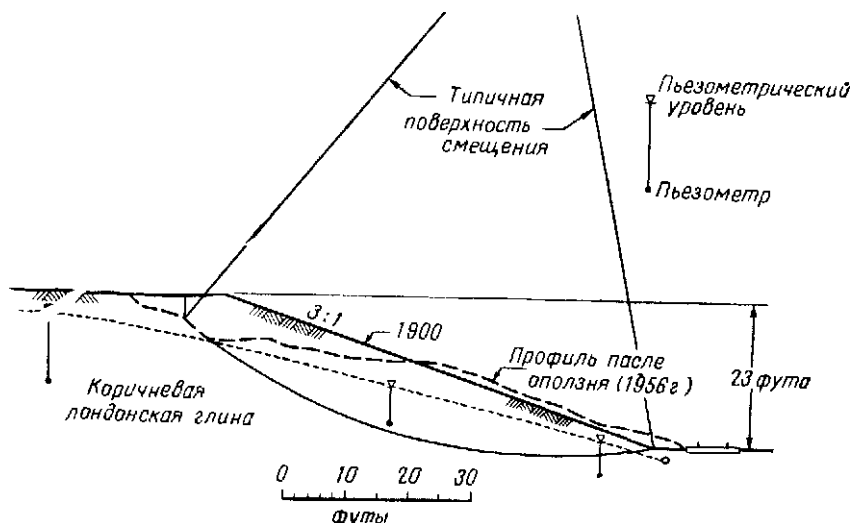
Оползень произошел через 19 лет после проходки выемки. Расчет по круглоцилиндрической поверхности показал $R=0,56$ в момент оползня при $\bar{c}'=140$ фунт/кв. фут, $\bar{\phi}'=18^\circ$. Влажность 30%, предел текучести 79, предел пластичности 28.

смещения в момент разрушения, равно 380 фунт/кв. фут. Соответственно $R=0,56$; параметры прочности при коэффициенте устойчивости 1,0 равны $\bar{c}'=140$ фунт/кв. фут и $\bar{\phi}'=18^\circ$.

Третий оползень в выветрелых лондонских глинах произошел в 1949 г. в выемке, отрытой в Садбери-Хилл в 1900 г. (фиг. 25). За исключением подрезки подошвы оползня в том месте, где он сместил железную дорогу, не было предпринято никаких мер. Профиль откоса после оползня показан пунктирной линией на фиг. 25; можно видеть, что произошло смещение в несколько футов вдоль поверхности оползня. С 1949 по 1956 г. в период исследования оползня периодически происходили незначительные смещения, и откос выемки находился в условиях предельного равновесия, что позволило определить величину минимальной прочности глин.

Были установлены три пьезометра; зарегистрированные уровни грунтовых вод, показанные на фиг. 25, являются наивысшими за 20 месяцев. По данным пьезометров было найдено, что среднее эффективное напряжение $\bar{\sigma}'=650$ фунт/кв. фут и соответ-

ствующее касательное напряжение $\bar{\tau} = 170$ фунт/кв. фут. Поэтому если $c' = 0$, то угол внутреннего трения для остаточного сопро-



Фиг. 25. Оползень в выемке Садбери-Хилл, 1949 г.

Оползень произошел через 49 лет после проходки выемки. Расчет по круглоцилиндрической поверхности показал $R=0,80$ в момент оползня при $\bar{c}' = 60$ фунт/кв. фут, $\bar{\phi}' = 17^\circ$. Расчет после оползня для $\bar{c}' = 0$, $\bar{\phi}' = 15^\circ$.

Характеристика коричневой лондонской глины: влажность 31%, предел текучести 82, предел пластичности 28.

тивления сдвигу можно рассчитать по формуле

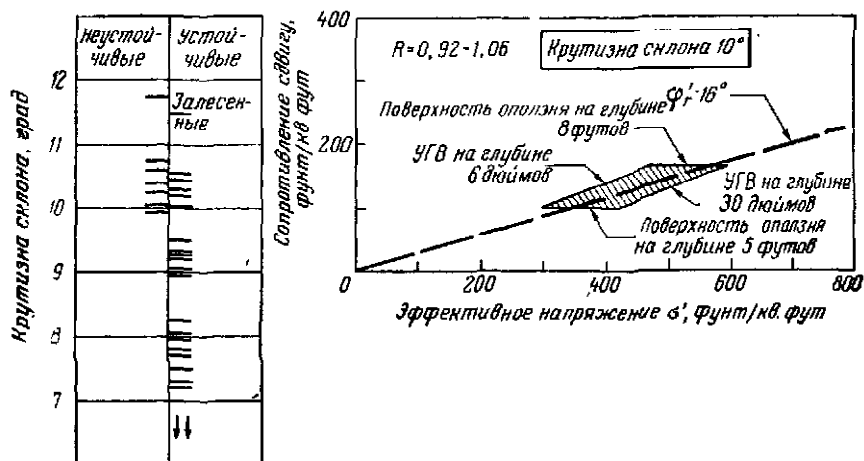
$$\operatorname{tg} \phi'_r = \bar{\tau} / \bar{\sigma}'.$$

откуда $\phi'_r = 15^\circ$. Это значение соответствует результатам ранее упомянутого опыта¹.

Можно рассмотреть также данные, полученные незадолго до начала оползня, принимая, что уровни пьезометров, наблюдавшиеся в 1956—1957 гг., характерны для 1949 г. Результаты этого анализа в общем показывают $R=0,80$, $\bar{c}' = 60$ фунт/кв. фут и $\bar{\phi}' = 17^\circ$. Эти цифры следует считать приблизительными, так

¹ Близкое совпадение лабораторных и полевых значений ϕ'_r , как для Садбери-Хилла, так и для Джэкфилда (а также для выполненных исследований в Уолтон-Вуде) подтверждает, что остаточная прочность глин действительно не зависит от времени разрушения, которое изменяется примерно от одной недели (в лабораторных опытах) до нескольких лет. Следует отметить, что в некоторых оползнях кинетическая энергия смещения после начала подвижек может быть достаточной, чтобы вызвать значительное сдвижение масс. В таких случаях оползание масс прекратится только тогда, когда прочности глины будет меньше истинного остаточного значения.

как они получены на основании недостаточно точных сведений о пьезометрических уровнях. Тем не менее, если они рассматриваются в связи с данными из Кензал-Грина и Нортхолта, обнаруживается явная тенденция к уменьшению прочности во времени; возможно, это относится к глинам, подверженным прогрессирующему разрушению¹.



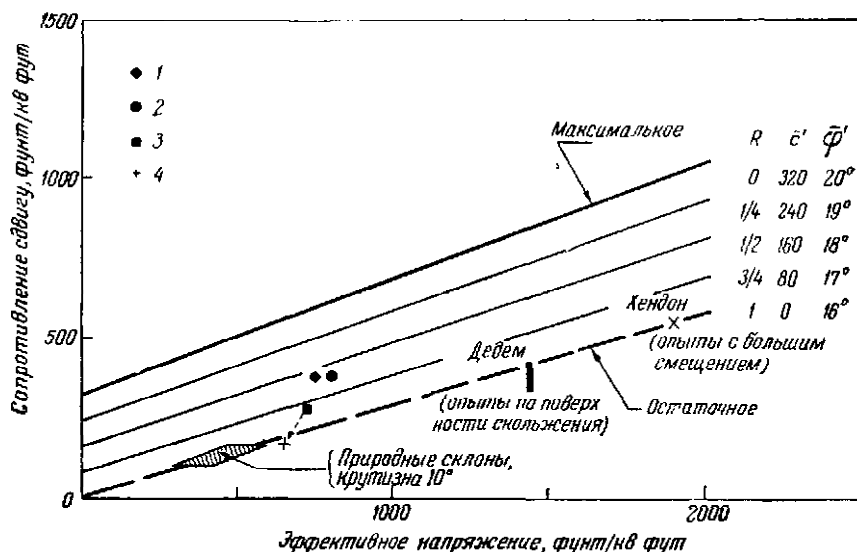
Фиг. 26. Природные склоны в лондонской глине.

Оползни естественных склонов происходят в течение длительного времени, поэтому можно предполагать, что прочность трещиноватой глины постепенно уменьшается до минимального значения. Наблюдения за естественными склонами в лондонской глине, в которых уровень грунтовых вод близок к поверхности, показали, что границей между устойчивыми и неустойчивыми склонами (фиг. 26) является крутизна 10° . Значения σ' и τ были рассчитаны для поверхности смещения на глубинах от 5 до 8 футов и при уровнях грунтовых вод от 6 до 30 дюймов ниже поверхности². Результаты показаны на фиг. 26, где видно, что

¹ Как было отмечено ранее, при наличии трещин средняя прочность всегда меньше, чем пиковая, даже если не происходит прогрессирующего разрушения. Например, лондонская глина может иметь значение R порядка 0,25 тотчас после проходки выемки благодаря трещинам и разрывам. Со временем вследствие прогрессирующего разрушения значения R будут выше, как найдено в Кензал-Грине, Нортхолте и Садбери-Хилле, а также для естественных склонов.

² Подробности полевых исследований и метод расчета устойчивости можно найти в статье Скемптона и Делори [17]. В этой статье принято, что уровень грунтовых вод совпадает с поверхностью, но это является значительным упрощением.

предельная крутизна склона 10° сравнима с углом внутреннего трения для минимального значения сопротивления сдвигу, равным примерно 16° .



Фиг. 27. Обобщенные данные для выветрелой лондонской глины.

1 — оползень Нортхолтс через 19 лет, 2 — оползень Кензал-Грин через 29 лет, 3 — оползень Садберн-Хилл через 49 лет, 4 — прочность после оползня Садберн-Хилл. Влажность 31%, предел текучести 82, предел пластичности 29.

Все данные, характеризующие лондонскую глину, сведены на фиг. 27; выявляющаяся закономерность постоянна, в связи с чем можно полагать, что путь к решению этой проблемы правильный.

Заключение

Факторы остаточной прочности глин для различных рассмотренных оползней приведены в табл. 2. Нетрещиноватая моренная глина из Селсета оказывала максимальное сопротивление сдвигу почти по всей поверхности смещения. В сильно трещиноватой и разбитой на отдельные выветрелой лондонской глинне наблюдалось некоторое уменьшение сопротивления сдвигу по сравнению с максимальным значением даже в течение строительства выемки. Это доказано результатами исследований в Нортхолтсе и Кензал-Грине, где произошли оползни через 20—

30 лет после устройства выемки, и средняя прочность этой глины уменьшилась примерно на 60% по сравнению с максимальной. В Садбери-Хилле, где оползень произошел спустя почти 50 лет после проходки выемки, коэффициент остаточной прочности уменьшился на 80%, тогда как для естественных склонов, сложенных лондонскими глинами, прочность, по-видимому, близка к минимальной. Оползень естественного склона в Джэкфилде, возникший в выветрелых трещиноватых глинах, показывает прочность, примерно равную минимальному значению.

Следовательно, наличие трещин и разрывов может привести к прогрессирующему разрушению глинистого склона, и в пределе этот процесс продолжается до достижения минимальной прочности. В глинах, не имеющих трещин, уменьшение прочности мало и даже ничтожно. Уплотненные глинистые грунты, используемые в насыпах и земляных плотинах, можно отнести к последней категории.

Наконец, если разрушение произошло, то последующие подвижки по существующей поверхности смещения будут контролироваться минимальной прочностью независимо от типа

Таблица 2

ЗНАЧЕНИЯ R

Характеристика глин	Возраст	Местоположение	Естественный склон (N) или выемка (C) до оползня	Фактор остаточной прочности R
Невыветрелая, без трещин и разрывов	Моренная глина	Селсет	N	0,08
Выветрелая, с трещинами и разрывами	Лондонская глина	Нортхолт	C (19 лет)	0,56
		Кензал-Грин	C (29 лет)	0,61
		Садбери-Хилл	C (49 лет)	0,80
		Садбери-Хилл, крутизна склона 10°	C (после оползня) N	1,04 0,92—1,06
	Угольные слои	Джэкфилд	N	1,12
Подвижки по существующей поверхности смещения в глинах любого типа				1,0

оползшей глины. Вероятно, это является главной причиной чрезвычайно низких значений углов внутреннего трения (по сравне-

нию со стандартным максимальным значением), определенных обратным расчетом на оползнях, подобных оползням в Бирпау в глинистом сланце, на юге Саскачевана [13]. Расчет устойчивости склона в Садбери-Хилле после первоначального оползня доказывает эту точку зрения. Вероятно, в зонах сдвига, обусловленных тектоническими движениями, прочность может быть равна минимальному значению.

ЛИТЕРАТУРА

1. Astbury N. F., Science in the ceramic industry, Proc. Roy. Soc. A., **258**, 27—46, 1960.
2. Bishop A. W., The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Proc. European Conf. Stability of Earth Slopes, **1**, 13, Stockholm; reprinted in *Géotechnique*, **5**, 1, 7—17, 1954.
3. Borowicka H., Der Wiener Routine-Scherversuch, Mitt. Inst. Grundbau u. Bodenmech. Vienna, **5**, 7—13, 1963.
4. Caquot A., Equilibre des massifs à frottement interne, Gauthier-Villars, Paris, 1934.
5. Cottrell A. H., Fracture, Proc. Roy. Soc. A, **276**, 1—18, 1963.
6. Goldstein M. N., Misumsky V. A., Lapidus L. S., The theory of probability and statistics in relation to the rheology of soils, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., Paris, **1**, 123—126, 1961.
7. Haefeli R., Mechanische Eigenschaften von Lockergesteinen, Schweiz. Bauzeitung, **111**, 321—325, 1938.
8. Haefeli R., Investigation and measurements of the shear strengths of saturated cohesive soils, *Géotechnique*, **2**, 3, 186—208, 1950.
9. Henkel D. J., Investigations of two long-term failures in London Clay slopes at Wood Green and Northolt, Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech., London, **2**, 315—320, 1957.
10. Henkel D. J., Skempton A. W., A landslide at Jackfield, Shropshire, in an over-consolidated clay, Proc. European Conf. Stability of Earth Slopes, Stockholm, **1**, 90—101; *Géotechnique*, **5**, 2, 131—137, 1954. См. русский перевод этой работы в сб. «Проблемы инженерной геологии», вып. 1, М., ИЛ, 1958.
11. Horn H. M., Deere D. U., Frictional characteristics of minerals, *Géotechnique* **12**, 4, 319—335, 1962.
12. Hvorslev M. J., Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden, Ingenjör. Skrifter A, Copenhagen, No. 45, 1937.
13. Ringheim A. S., Experiences with the Bearpaw shale at the South Saskatchewan River dam, Trans. 8th Int. Cong. Large Dams, Edinburgh, **1**, 529—550, 1964.
14. Sevaldson R. A., The slide in Lodalen, Oct 6th, 1954, *Géotechnique*, **6**, 4, 167—182, 1956.

15. Skempton A. W., Discussion on Section 6 (Earth Dams, Slopes and Open Excavations), Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., Paris, 3, 349—350, 1961.
16. Skempton A. W., Brown J. D., A landslide in boulder clay at Selset, Yorkshire, Géotechnique, 11, 4, 280—293, 1961.
17. Skempton A. W., DeLory F. A., Stability of natural slopes in London Clay, Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech., London, 2, 378—381, 1957.
18. Tiedemann B., Über die Schubfestigkeit bindiger Böden, Bautechnik, 15, 433—435, 1937.
19. Turnbull J. McN., Shearing resistance of soils, Proc. 1st. Aust.-N. Z. Conf. Soil Mech., Melbourne, 48—81, 1952.

ОПОЛЗЕНЬ В БРЭДВЕЛЛЕ. БЫСТРОЕ РАЗРУШЕНИЕ ОТКОСОВ КОТЛОВАНА В ЛОНДОНСКИХ ГЛИНАХ¹

Исследования оползня откоса глубокого котлована в Брэдвелле, происшедшего спустя 5 дней после завершения проходки котлована, показали, что мобилизованное сопротивление сдвигу вдоль поверхности смещения составило около 55% прочности, определенной по обычной методике недренированных трехосных испытаний. Этот результат резко противоречит результатам анализа нескольких быстро развивающихся оползней в нормально уплотненных глинах, для которых недренированная прочность хорошо согласовывалась с величиной прочности, рассчитанной по оползню. Различие результатов в Брэдвелле может быть вызвано главным образом миграцией поровой воды и трещиноватостью

Введение

Экспериментально было показано, что прочность водонасыщенной глины в недренированных условиях не зависит от изменений полных напряжений, действующих на глину, у которой влажность остается постоянной и не наблюдается существенных изменений микроструктуры вследствие изменения напряжений или механического нарушения при отборе образцов [15]. Следовательно, в этих условиях глина ведет себя как материал с $\phi=0$ в отношении изменений полных напряжений, и расчет по методу $\phi=0$ должен привести к надежной оценке устойчивости откосов выемок, где возникают быстро развивающиеся оползни или оползни конца строительного периода, когда влажность глины не успевает измениться.

Это справедливо для большинства нормально уплотненных глин, так как расчеты сопротивления сдвигу по методу $\phi=0$ в оползнях, происшедших в процессе или вскоре после проходки выемки, показали, что величина прочности глин отличается не больше чем на 15% от аналогичных показателей, определенных при недренированных трехосных испытаниях или при испытаниях поворотной крыльчаткой. Сообщения были получены из Англии [12], Швеции [4], Чикаго [7], а также из

¹ Skempton A. W., La Rochelle P., The Bradwell Slip: A short-term Failure in London Clay, *Géotechnique*, XV, № 3, London, September, 1965

других мест. Эти расчеты не признаются точными¹. Однако можно сделать вывод, что величины прочности водонасыщенных нормально уплотненных глин в недренированных условиях, определенные путем обратного расчета после оползня, в большинстве случаев оказывались весьма близкими к величинам, полученным в опытах на малых образцах, независимо от того, проведены ли эти испытания на ненарушенных образцах в лаборатории или в поле при помощи поворотной крыльчатки.

Для переуплотненных трещиноватых глин можно ожидать, что после проходки выемки прочность глин в массиве (если даже не произойдет существенного изменения влажности) окажется значительно меньше, чем недренированная прочность, определенная на малых образцах, вырезанных из ненарушенного монолита. Главная причина этого различия заключается в том, что при общепринятой методике испытания образцы вырезаются из ненарушенной глины и сопротивление сдвигу определяется без учета влияния трещин, тогда как прочность глины в массиве зависит от наличия трещин, которые действуют в ней как плоскости ослабления.

Различие между двумя типами глин может быть выражено более подробно: 1) нормально уплотненные глины часто не имеют трещин; 2) если эти глины трещиноваты, то прочность вдоль закрытых трещин несомненно ниже прочности ненарушенной глины; 3) переуплотненные осадочные глины обычно трещиноваты; 4) в таких глинах прочность вдоль закрытых трещин значительно меньше, чем у ненарушенной глины; 5) нарушения и уменьшение напряжений, возникшие вследствие создания выемки, могут привести к раскрытию некоторых трещин в твердых переуплотненных глинах даже на больших глубинах; 6) подобное явление невозможно в трещиноватых нормально уплотненных глинах, так как их упругость слишком мала, чтобы привести к раскрытию трещин².

Таким образом, в твердых трещиноватых глинах трещины не только снижают прочность глинистого массива до состояния ниже прочности ненарушенной породы, но приводят к тому, что после проходки выемки прочность уменьшается до нуля в тех точках, в которых трещины раскрылись. Очевидно, что ослаб-

¹ Некоторые второстепенные факторы, которыми пренебрегают в расчетах, частично компенсируются. Например, обычные испытания проводятся сравнительно быстро, но результирующее завышение прочности может быть компенсировано потерей прочности вследствие нарушения структуры при отборе образца. Аналогично влияние анизотропии может быть противопоставлено пространственной природе оползня. Изменение же прочности с глубиной полностью принято во внимание.

² На последние два пункта впервые обратил внимание Терцаги в своей классической работе [16] по устойчивости откосов в глинах. В настоящей статье термин «трещины» включает и небольшие нарушения.

ление глин, вызванное совместным действием обоих факторов, имеет большое значение, но оценить величину их влияния можно только путем обратных расчетов после оползня.

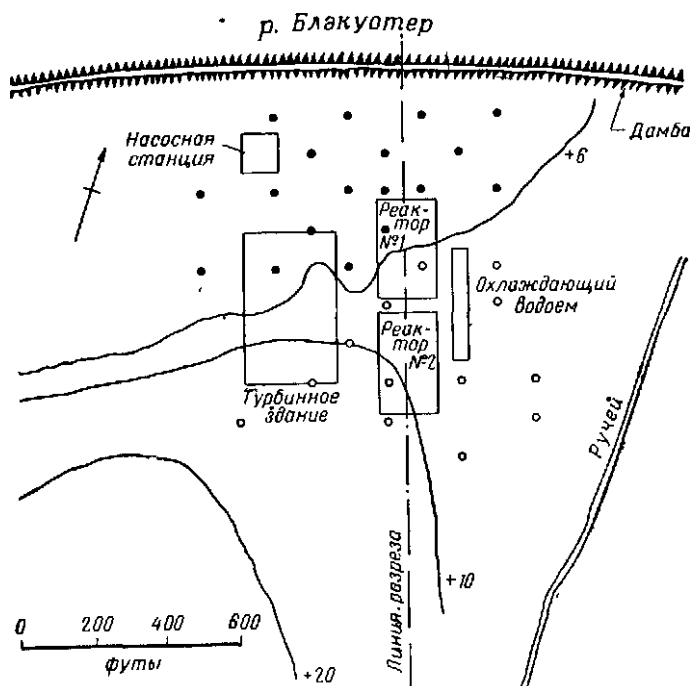
Возможность изучить это явление представилась в 1957 г., когда произошел оползень откоса глубокой выемки в твердой трещиноватой лондонской глин в Брэдвелле. Оползень возник вскоре после проходки котлована и представляет пример быстрого разрушения, когда теоретически допустим расчет по методу $\varphi=0$. Фактическая величина сопротивления сдвигу глинистого массива, как было определено впоследствии, составляла примерно 55% средней величины недренированной прочности, равной 2000 *фунт/кв.фут*, которая была рассчитана по обычной методике трехосных испытаний на малых образцах. Этот результат можно сравнить с цифрой 75%, приведенной Базеттом и др. [1] для двух почти идентичных оползней в опытной траншее, прорытой в глинах Леда около Массины, штат Нью-Йорк. Здесь глины были трещиноваты и незначительно переуплотнены; прочность для ненарушенного образца 740 *фунт/кв.фут* измерена при помощи поворотной крыльчатки¹. В таком грунте влияние трещин должно быть менее выраженным, чем в твердой лондонской глин.

Инженерно-геологические условия

В течение 1957 г. проводилась проходка котлованов для фундаментов атомной электростанции около Брэдвелла, Эссекс. Строительная площадка расположена на южном берегу эстуария реки Блэкуотер (фиг. 1). На расстоянии около 500 футов от ограждающей дамбы верхние слои сложены мягкой мелководной глиной постгляциального возраста максимальной мощностью 12 футов. Мелководные глины залегают и ниже дна эстуария, где они подстилаются песками (фиг. 2). Эти осадки отложились на размытую в позднем плейстоцене поверхность лондонских глин, которые слагают всю территорию до глубины 165 футов ниже поверхности земли. Наиболее глубокая скважина в Брэдвелле вскрыла ниже лондонских глин пески и плотные пестроцветные глины горизонтов Вулвич и Ридинг. По отметкам кровли мела [18] оказалось возможным построить геологический разрез (фиг. 2), включающий пески Танет небольшой мощности. Лондонские глины представляют собой морские

¹ Трехосные опыты дали величину прочности всего лишь 450 *фунт/кв.фут*, которая меньше фактической прочности 560 *фунт/кв.фут*, рассчитанной по оползнию. Таким образом, имеется некоторая противоречивость в описании оползня в Массине; но испытание при помощи поворотной крыльчатки, весьма вероятно, показало более правильную величину прочности этой глины со значительной чувствительностью.

отложения эоценового возраста. На территории Брэдвелла начиная со среднетретичного времени было размыто около 500 футов вышележащих пород [10]. Это свидетельствует о том, что глины были перуплотнены под действием эффективного давления примерно 15 т/кв.фут. Уменьшение природного давления



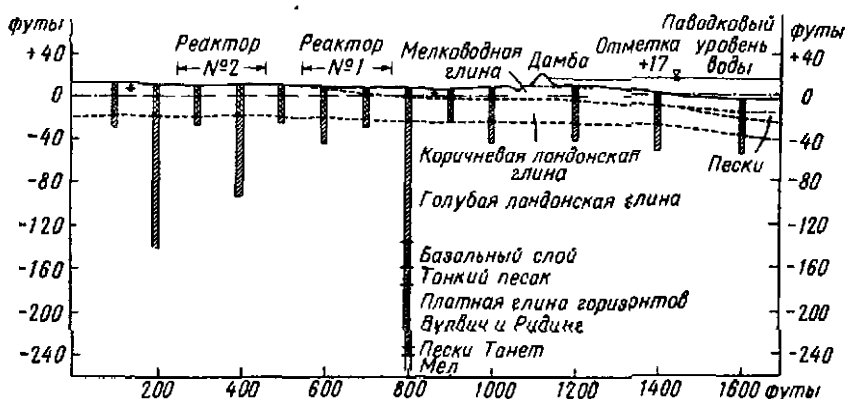
Фиг. 1. План местности, Брэдвелл, Эссекс.

Кружками показаны скважины: черный кружок — мелководная глина на поверхности; светлый кружок — лондонская глина на поверхности; +6, +10 и +20 — отметки.

в результате денудации привело к значительному увеличению влажности, вызвавшему набухание глины от 5% на глубине 50 футов до 10% близ поверхности [17]. Несмотря на эти изменения, глины обладают большой прочностью. Удаление вертикальной нагрузки привело к сохранению значительных горизонтальных давлений в глинах, и на любой заданной глубине горизонтальное давление оказывается выше действующего вертикального давления по меньшей мере вдвое [10]. Верхние 20—30 футов лондонской глины окислены и обладают коричневой окраской, тогда как более глубокие слои имеют характерный серо-голубой цвет. Граница между коричневой и голу-

бой глинами постепенная, ее можно проследить на расстоянии нескольких футов, и она не указывает на резкое изменение механических свойств. Наблюдается следующая закономерность для всей толщи глин снизу вверх: прочность уменьшается, влажность и трещиноватость увеличиваются.

Уровень грунтовых вод на участке котлованов был отмечен на глубине 3—4 футов. В начале строительных работ грунтовые



Фиг. 2. Геологический разрез

воды находились в состоянии гидростатического равновесия [10]. Скорость поднятия воды в пьезометре Казагранде, установленном на глубине 19 футов в лондонской глине, согласовывалась с теоретической кривой [6], соответствующей проницаемости *in situ* $3,7 \cdot 10^{-9}$ см/сек, тогда как средняя проницаемость, измеренная в лаборатории (опыты на водопроницаемость и консолидацию), равнялась $2,2 \cdot 10^{-9}$ см/сек [14]. Таким образом, учитывая разброс данных лабораторных определений, можно заключить, что нет значительной разницы между результатами определения *in situ* и значениями, полученными при испытании малых образцов, и что поэтому большая часть трещин в ненарушенных глинах, по-видимому, была закрытой на этой глубине.

В зоне сезонных колебаний многие трещины были открытыми и в результате инфильтрации гуминовой кислоты образовались тонкие голубые пленки на их стенках на глубине 5—10 футов от поверхности земли. На большей глубине изменение окраски по трещинам наблюдается редко и их поверхности гладкие или слабоволнистые, подобно перистой структуре отдельных скальных породах [5]. Большой монолит такой глины легко распадается по трещинам на поли-

гональные обломки размером от нескольких сантиметров до нескольких дюймов. Ориентация трещин в глине, как показали наблюдения, беспорядочная¹.

Проходка котлованов

Глубокие котлованы в Брэдвелле были закончены: под турбинное здание — в апреле 1957 г., под реактор № 1 — в апреле 1957 г., под насосную станцию — в августе 1957 г. Расположение котлованов показано на фиг. 1.

Работы по вскрытию котлована для турбинного здания начались в марте. Разработка производилась с заложением откосов 0,5 : 1, и 8 апреля котлован был доведен до максимальной глубины 23 фута в южной части, где грунт целиком состоял из лондонской глины (фиг. 14). Южный откос все еще находился в устойчивом состоянии 21 августа 1957 г., когда была уложена бетонная плита толщиной 10 футов. Перед бетонированием котлован был углублен еще на 8 футов. Таким образом, общая высота откоса составляла всего 21 фут. В этом состоянии откос находился до октября 1957 г., когда в котловане началось возведение здания.

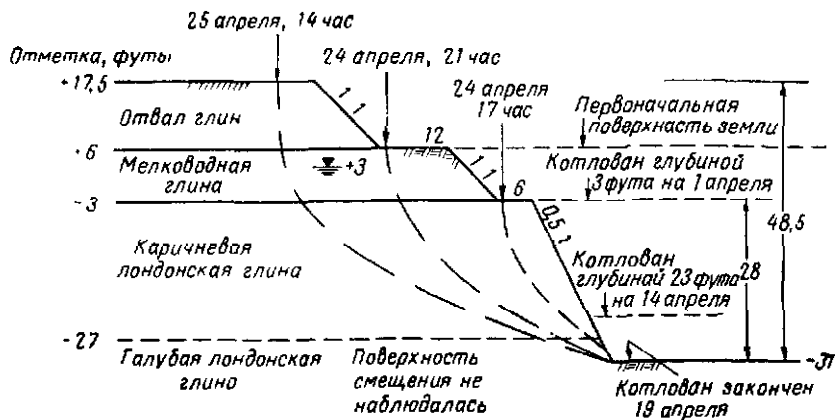
В котловане под реактор № 1 грунт был выбран 1 апреля 1957 г. и затем была устроена берма шириной 6 футов. Дальнейшее углубление производилось в лондонской глине с заложением откосов 0,5 : 1. К 14 апреля котлован был доведен до отметки —23 и достиг глубины 29 футов. Подошва отвала глины находилась на расстоянии 12 футов от бровки откоса котлована (фиг. 3). Выборка последних 8 футов (до отметки —31) началась в северной части котлована и производилась полосами примерно по 15 футов ширины (фиг. 4). После отрывки каждой полосы глина основания защищалась тонкой бетонной плитой до тех пор пока можно было уложить блоки из предварительно напряженного железобетона. Грунт из первых трех полос на северной стороне котлована был выбран между 16 и 23 апреля.

Утром 24 апреля было обнаружено, что на восточной стороне котлована произошло выпирание глины и образование трещины на откосе на высоте от 2 до 4 футов от его подошвы, после удаления трех полос глины. В 17 часов сполз большой пакет глин, а через 4 часа сместился еще больший массив. После полудня 25 апреля произошел главный оползень, захватив-

¹ Следует добавить, что при отборе монолитов в некоторых случаях была отмечена тенденция глин раскалываться вдоль субгоризонтальных трещин большого размера, а не по типичным трещинам. Это, несомненно, естественные поверхности отдельностей в глине, но не трещины, появившиеся при отборе образца.

ший часть отвалов (фиг. 3). Этот оползень в дальнейшем будем называть оползень I. Общая мощность сползших глин составляла 48,5 фута (15 м).

Выборка грунта у языка оползня I была закончена за 5 дней до начала смещения. Во время разработки из толщи мелководных глин высачивались грунтовые воды, хотя погода все время была сухой. После удаления оползших масс грунта



Фиг. 3. Котлован под реактор № 1. Оползень I (восточная сторона), 1957 г.

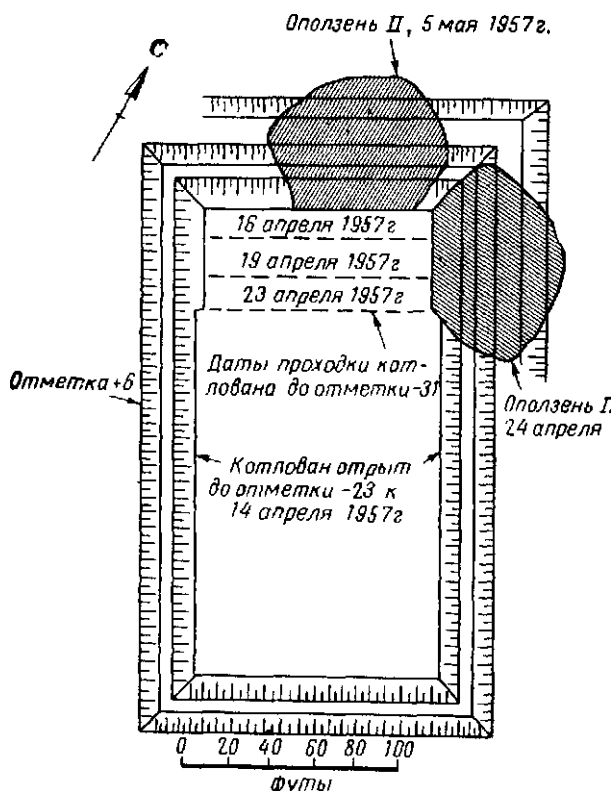
Оползень через 5 дней после завершения проходки котлована.

откос крутизной 40° находился в устойчивом состоянии в течение нескольких недель, пока не были проведены более точные замеры.

Пятого мая произошел второй оползень (оползень II) в северной части котлована, через 19 дней после достижения отметки -31 перед откосом. Условия аналогичны оползнию I, за исключением того, что отвалы имели мощность не 11,5, а всего 8 футов. Оползанию предшествовало выпирание глины и образование в ней трещин, но в этом случае основная подвижка произошла без промежуточных смещений, наблюдавшихся в оползнии I. В период проходки котлована дожди не выпадали.

Было решено построить бетонную подпорную стенку высотой 9 футов и устроить откос над ней с заложением 1:1. Решение оказалось правильным. Затем этот способ был применен также в котловане под реактор № 2. Устройство откосов этого котлована закончено в июле, но они были устойчивы еще и в октябре 1957 г., когда начались строительные работы в котловане. Одновременно должны были начаться работы по

закладке котлована под насосную станцию глубиной 39 футов со вскрытием 9 футов мелководной глины и горизонта грунтовых вод на глубине 3—4 футов. На основании предварительных



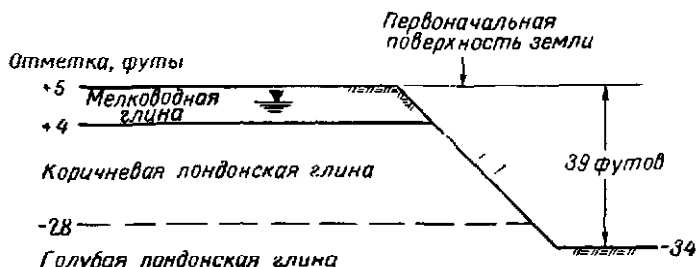
Фиг. 4. План котлована под реактор № 1.

расчетов по оползням I и II, выполненных в июне 1957 г., пришли к выводу, что для безопасного проектирования откосов следует использовать расчетный показатель прочности лондонской глины в массиве не свыше 45% от определенного в лаборатории¹.

Часть котлована под насосную станцию, разработанная по этой рекомендации, показана на фиг. 5. Откосы находились в устойчивом состоянии с момента окончания проходки котло-

¹ Предварительные расчеты кратко описаны Мейем (A. C. Meigh, in Proc. 4th Intern. Conf. on Soil Mech., 3, 255—256, London, 1957).

вана (август 1957 г.) до декабря 1957 г., когда котлован был засыпан после завершения строительства.

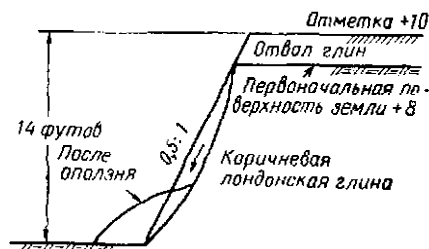


Фиг. 5. Котлован под насосную станцию.

Северная сторона откоса была устойчива по меньшей мере в течение 4 месяцев. Котлован закончен в августе 1957 г., засыпан в декабре 1957 г.

Таким образом, в четырех глубоких котлованах в Брэдвелле два оползня произошли через 5 и 19 дней после завершения работ, а в двух случаях откосы были устойчивы в течение 4 и 4,5 месяца.

Кроме этого, небольшие оползни происходили в различных местах, но это были скорее обрушения глыб глин, отколовшихся вдоль малых поверхностей ослабления (фиг. 6). Обрушения произошли 9 мая 1957 г. в котловане под паропровод, законченном 9 дней назад. Следует отметить, что оползень не захватил отвалы глин, и смещение, вероятно, произошло по трещинам в лондонской глине, ослабленной до некоторой степени развившимися трещинами разуплотнения.

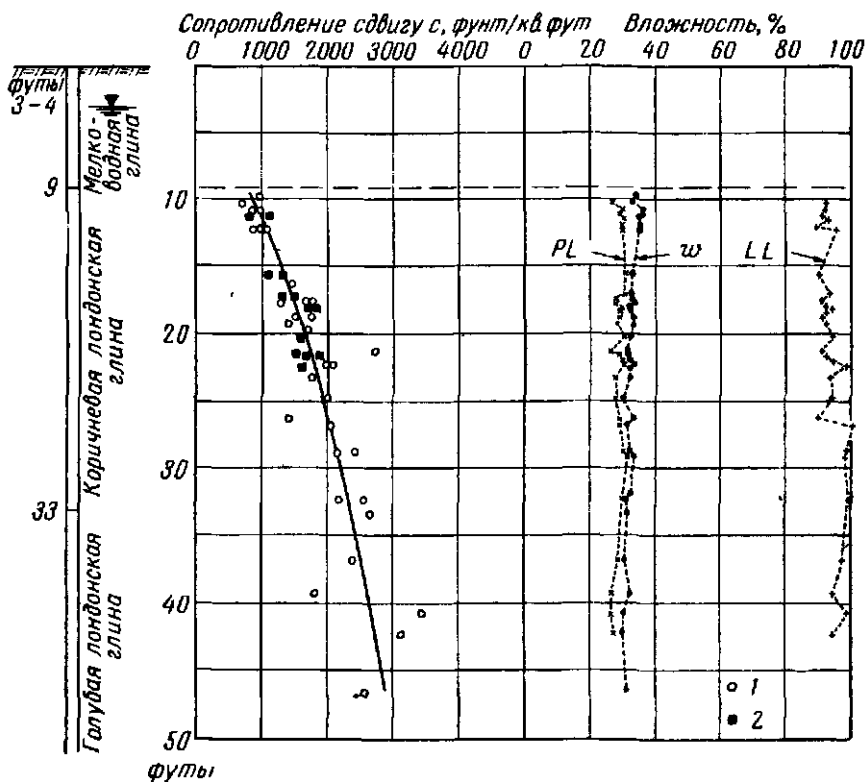


Фиг. 6. Малый оползень (оплывина) в котловане под паропровод. Котлован закончен 30 апреля 1957 г. Оползень произошел 9 мая 1957 г.

Испытания лондонской глины

Отбор образцов. В связи с проектированием оснований производился отбор образцов в течение зимы 1955/56 г. из скважин, расположение которых показано на плане (фиг. 1). Образцы отбирались при помощи грунтоноса диаметром 4 дюйма, применимого до глубин 140 футов. Проводились опыты по определению недренированного сопротивления сдвигу, консолида-

ционных характеристик и обычных индексационных показателей. После того как произошел оползень, было решено провести контрольные исследования. С этой целью осенью 1957 г. отобрали несколько больших монолитов, вырезанных из расчисток, сделанных в откосах котлована под насосную станцию.

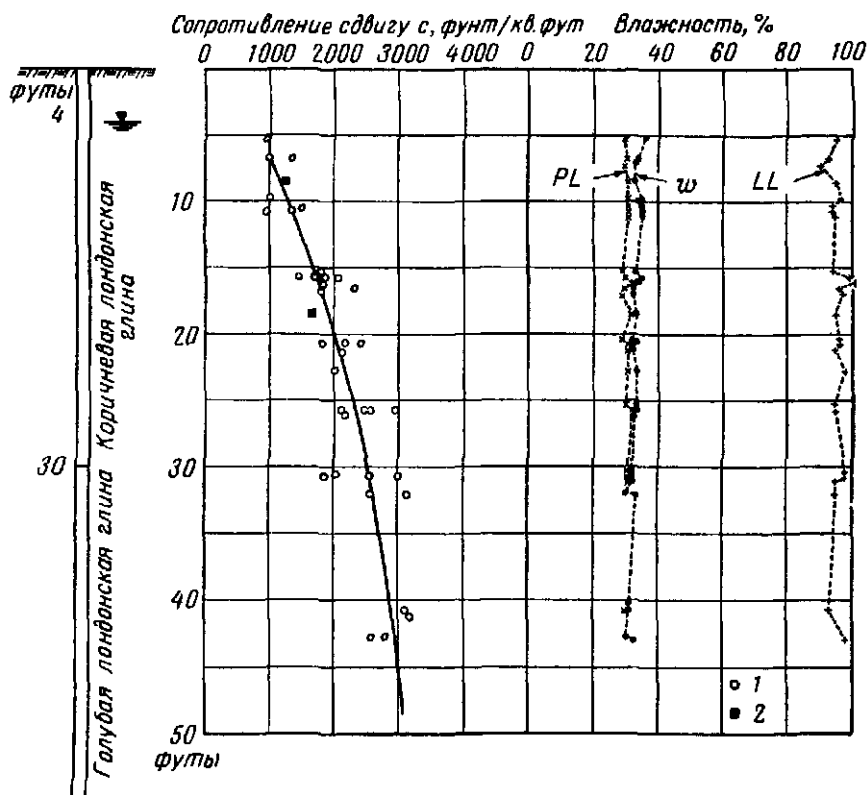


Фиг. 7. Свойства лондонской глины, залегающей на участке реактора № 1 и насосной станции.

1 — образцы из скважин; 2 — большие монолиты из котлована. Размер образцов для испытаний $1,5 \times 3$ дюйма.

Были взяты пробы для определения влажности, затем монолиты запарафинировали и доставили в лабораторию. Большая часть образцов для трехосных и других испытаний вырезалась из блоков вручную. В начале 1957 г. получили следующую партию образцов, отобранных подобным образом из котлована под охлаждающий водоем. Монолиты глины из этих двух мест были отобраны в интервале глубин от 8 до 25 футов ниже поверхности земли.

Индексационные показатели. Данные фиг. 7 и 8 показывают, что пределы Аттерберга незначительно изменяются с глубиной, тогда как влажность уменьшается от 35% в верхней



Фиг. 8. Свойства лондонской глины, залегающей на участке турбинного здания.

1 — образцы из скважин; 2 — большие монолиты. Размер образцов для испытаний 1,5х3 дюйма.

части разреза до 31% на глубине 40 футов. Анализы 12 образцов обнаружили, что содержание глинистой фракции (< 2 мк) изменяется незначительно, а удельный вес одинаков для всех образцов.

Определение объемного веса на 42 образцах показало, что глины были полностью водонасыщены. Средние значения индексационных показателей лондонской глины для глубин, затронутых оползнями, следующие:

влажность w 33%,
предел текучести LL 95,

предел пластичности PL 30,
число пластичности PI 65,
объемный вес 120 фунт/куб.фут,
удельный вес 2,75,
содержание глинистой фракции 52%,
активность 1,25.

Предел текучести глин из Брэдвелла несколько выше, чем для типичной лондонской глины, залегающей западнее Лондона, хотя содержание глинистой фракции в ней такое же.

Сопротивление сдвигу. На образцах, вырезанных из больших монолитов, были проведены медленные дренированные опыты на сдвиг, длившиеся несколько дней до достижения максимальной прочности. Образцы для трехосного испытания имели диаметр 1,5 дюйма и высоту 3 дюйма, а образцы для прямого сдвига имели длину и ширину по 2,36 дюйма, а толщину 1 дюйм. Некоторые результаты этих испытаний приведены в табл. 1,

Таблица 1

ДРЕНИРОВАННЫЕ ИСПЫТАНИЯ КОРИЧНЕВОЙ ЛОНДОНСКОЙ ГЛИНЫ

Продолжительность опытов до момента достижения максимальной прочности при трехосных испытаниях была от 3 до 5 дней, при сдвиговых испытаниях — от 1/2 до 3 дней

Монолит	Глубина ниже поверхности земли, футы	Влажность w , %	Предел текучести LL	Предел пластичности PL	Число пластичности PI	Максимальное значение		Испытания	
						c' , фунт/кв. фут	φ' , град	тип	количество
5 и 6	8,5 ¹	32	95	31	64	365 375	19,5 19,0	Трехосные ²	7
7	18,5 ¹	32	95	33	62	480	20,7	Прямой сдвиг	10
1	23 ²	32	93	30	63	340	21,3	Трехосные	4
Средние значения		32	94	31	63	380	20	Общее количество опытов 28	7

¹ Образцы из котлована под охлаждаемый водоем у кровли лондонской глины.

² Образцы из котлована под насосную станцию на глубине 10 футов в глине, залегающей выше лондонской.

³ В одном опыте (с уменьшенным значением деформации) время до достижения максимального значения прочности было равно 11 дням, и это значение точно соответствует прочности в других шести опытах.

в которой показано, что максимальные значения параметров сопротивления сдвигу в среднем равны

$$c' = 380 \text{ фунт/кв. фут}; \varphi' = 20^\circ.$$

Эти параметры выражены с учетом эффективного напряжения в соответствии с уравнением Кулона — Терцаги

$$s = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi',$$

где s — сопротивление сдвигу по плоскости, σ — полное напряжение перпендикулярно плоскости, u — поровое давление.

Эффективное напряжение, перпендикулярное плоскости, следовательно, будет равно $\sigma' = \sigma - u$.

Деформация сдвига при опытах не была достаточно большой, чтобы определить остаточную прочность, но соответствующие исследования [11] показали, что параметры остаточной прочности для лондонской глины равны

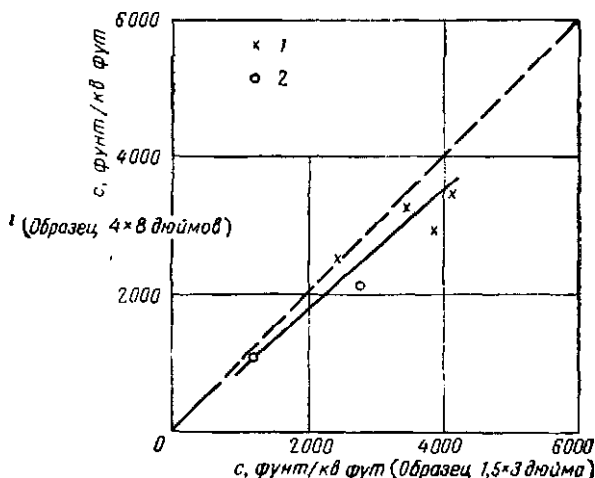
$$c' = 0 \text{ и } \varphi' = 15^\circ.$$

Эти значения, будучи подставлены в уравнение Кулона — Терцаги, дают прочность глины, которая претерпела деформации сдвига, значительно большие тех, при которых мобилизуется максимальная прочность.

Информация относительно прочности вдоль трещин очень скудна. Трещины представляют плоскости раздела, подобные расколам в скальных породах, но меньшего масштаба. Поэтому трудно полагать, что сцепление c' может быть значительно больше нуля. Если обнаруживалось, что в малом образце для трехосного испытания имеется трещина, он не испытывался. Однако Бишоп и др. [3] опубликовали результаты одного дренированного испытания на образце лондонской глины, в котором разрушение произошло вдоль трещины; если принять $c' = 0$, то результат этого испытания дает значение $\varphi' = 15^\circ$, т. е. величину, равную остаточному углу внутреннего трения. Такое совпадение может быть случайным. Но более достоверных данных не имеется, и для характеристики прочности вдоль трещин и остаточной прочности надо использовать параметры $c' = 0$ и $\varphi' = 15^\circ$.

Недренированное сопротивление сдвигу. Изменение прочности глины в недренированных условиях с глубиной показано на фиг. 7 и 8. Каждая точка представляет среднее по меньшей мере из трех опытов на образцах диаметром 1,5 дюйма и высотой 3 дюйма или результат одного опыта на образце диаметром 4 дюйма и высотой 8 дюймов, пересчитанный на эквивалентную прочность образца размером 1,5 дюйма по графику фиг. 9. Большие образцы имеют меньшую прочность, так как они обычно содержат трещины. Все опыты были проведены в трехосном приборе (время до разрушения около 15 мин) в соответствии с обычной методикой. Как видно из данных фиг. 7, не существует значительного различия в величинах прочности образцов, вырезанных из монолитов, извлеченных при бурении скважин, или из блочных монолитов.

Почти во всех опытах давление в камере трехосного прибора было равно полному природному давлению. В нескольких специально поставленных опытах найдено, что боковое давление до 4 фунт/кв.дюйм не вызывает уменьшения недренированной прочности даже в образцах, отобранных на глубине 24 фута. Кривые напряжение — деформация, полученные в опытах при



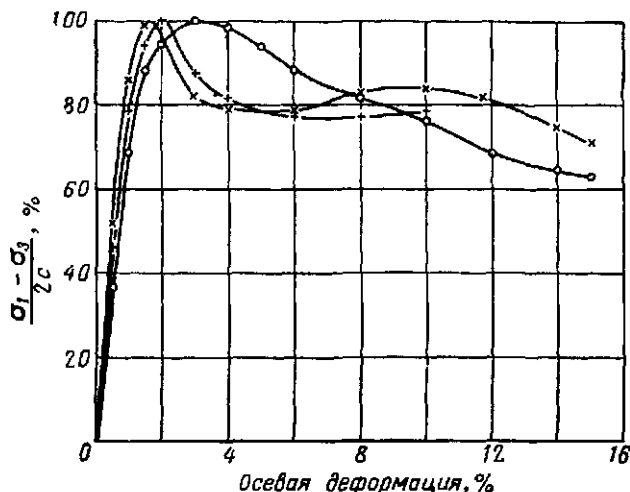
Фиг. 9. Зависимость между недренированной прочностью, измеренной на образцах коричневой лондонской глины размером 4×8 дюймов и на образцах 1,5×3 дюйма.

1 — Кензэл-Гри; 2 — Брэввелл. Каждая точка представляет среднее по крайней мере из двух образцов размером 4×8 дюймов и трех образцов размером 1,5×3 дюйма.

таком значении бокового давления, показаны на фиг. 10. Они существенно не отличаются от кривых, полученных в опытах при более высоких значениях давления в камере. Однако при очень малых значениях всестороннего давления разрушение было «хрупким», образец стремился разрушиться на отдельные куски после достижения «пиковой» (максимальной) прочности.

Длительность испытания 15 мин удобна в том случае, когда требуется выполнить много опытов, но, очевидно, она соответствует скорости деформации, значительно более высокой, чем та, которой подвергается глина во время проходки котлована. Для того чтобы изучить этот эффект, были проведены опыты в недренированных условиях, во время которых длительность испытания до разрушения изменялась от 15 мин до 8 дней. Опыты выполнялись на образцах, вырезанных из одного мо-

нолита и предварительно уплотненных под одним и тем же эффективным давлением. Результаты показаны на фиг. 11, где видна безусловная тенденция к уменьшению прочности с увеличением времени испытания до момента разрушения. Не было двух образцов ненарушенной глины в точности одинаковых, поэтому потребуется выполнить значительно больше испытаний



Фиг. 10. Недренированные трехосные испытания на образцах коричневой лондонской глины.

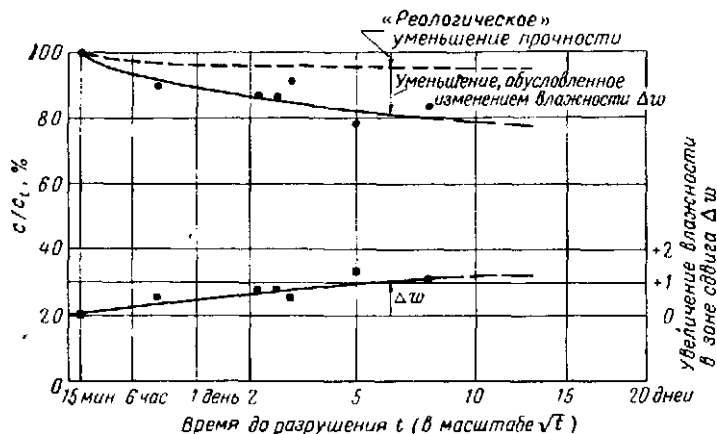
Показаны кривые напряжение — деформация для трех образцов, вырезанных из монолита 3, взятого на участке насосной станции с глубины 13,5 фута ниже кровли лондонской глины и 24 фута ниже поверхности земли; $w = 33\%$; $\sigma_3 = 4$ фунт/кв. дюйм, $c = 1600$ фунт/кв. фут.

для того, чтобы точно установить уменьшение прочности. Данные фиг. 11 определенно показывают, что если время до разрушения составляет около 1 недели, то недренированная прочность лондонской глины примерно на 20% ниже, чем прочность, измеренная в 15-минутном опыте.

Обычно в переуплотненных глинах разрушение происходит вдоль одной плоскости сдвига. В конце опыта производилось определение влажности в непосредственной близости от плоскости сдвига, а также и в остальных частях образца. Было найдено, что влажность в зоне сдвига повышается с увеличением времени до разрушения и асимптотически приближается к постоянному значению в опытах, длящихся несколько дней (фиг. 11). В других частях образца влажность не изменялась, и поэтому увеличение влажности в зоне сдвига можно объяснить миграцией поровой воды из менее деформированных

участков образца в зону сдвига. Миграции воды не происходило в 15-минутном опыте, но в опыте продолжительностью 12 час влажность в зоне сдвига увеличивается на $\Delta\omega=0,5$ (от $\omega=31$ до $\omega=31,5\%$), а в опыте продолжительностью 1 неделя $\Delta\omega=1,0$!

Если нанести все результаты обычных недренированных испытаний, выполненных в Брэдвелле, на график, выражающий



Фиг. 11 Влияние длительности испытания до момента разрушения на уплотнению в недренированных условиях на образцах коричневой лондонской глины.

Давление уплотнения 30 фунт/кв. дюйм; c — сопротивление сдвигу, время до разрушения 15 мин; c_t — сопротивление сдвигу, время до разрушения t .
Монолит 6, $\omega=31\%$

взаимозависимость прочности и влажности, то можно установить, что для данной скорости деформации увеличение влажности $\Delta\omega=1$ соответствует уменьшению прочности примерно на 16%. Это значение можно сравнить с общим уменьшением прочности на 20% в опытах длительностью 1 неделя. Таким образом, можно считать, что миграция поровой воды в зону сдвига вызывает в значительной степени снижение прочности при увеличении времени до разрушения.

Миграция влаги внутри глины происходит в результате наличия градиента порового давления. В описанных опытах образцы первоначально были уплотнены при всестороннем дав-

¹ Миграция поровой воды в недренированных трехосных опытах была изучена Олсоном [8] на однородных образцах глины ($LL=85$, $PL=37$), тщательно приготовленных в лаборатории. Время до разрушения образца в опыте было равно 1 дню. Олсон нашел, что в течение этого времени $\Delta\omega$ для сильно переуплотненных глин может достигать 2,0.

лении p . Недренированная прочность c связана с параметрами эффективного сдвига c' и φ' выражением

$$c = \frac{c' \cos \varphi' + p \sin \varphi'}{1 + (2A_f - 1) \sin \varphi'}$$

где $A_f = u/2c$ и u — поровое давление в зоне сдвига во время разрушения [13, стр. 459]. Зная значения c' и φ' из дренированных опытов (табл. 1), можно рассчитать поровое давление для любого данного значения c . Значения порового давления в зоне сдвига, рассчитанные таким образом для 15-минутных и однонедельных опытов, приведены на фиг. 12. На этой фигуре показаны также значения порового давления, замеренные в торцах образцов. Очевидно, в опыте продолжительностью 1 неделя¹ было достаточно времени для того, чтобы поровое давление равномерно распространилось по всему образцу, но в 15-минутном опыте поровое давление в зоне сдвига было значительно меньше, чем в торце образца, а также, по-видимому, и чем в других частях образца. Следовательно, при быстрых испытаниях в образце существует градиент порового давления, но при медленном опыте величина порового давления выравнивается, и этот процесс сопровождается перераспределением влаги, как было отмечено ранее.

Наконец, следует отметить, что параметры сдвига c' и φ' , вероятно, до некоторой степени зависят от времени. На фиг. 11 видно, что вследствие такого «реологического» эффекта прочность уменьшается примерно на 4%, когда время до разрушения увеличивается с 15 мин до 1 недели. Это эквивалентно уменьшению прочности примерно на 1,5% для десятикратного увеличения времени до разрушения². При расчете порового давления в зоне сдвига в 15-минутном опыте (фиг. 12) была введена поправка на соответствующее увеличение параметров сдвига по сравнению с значениями (табл. 1), полученными при медленных дренированных опытах.

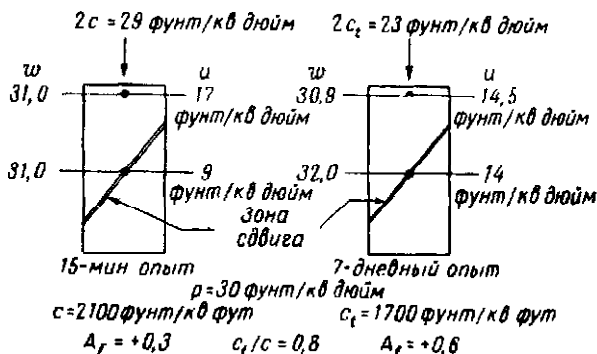
Мелководная глина (marsh clay). Свойства мелководной глины следующие:

объемный вес 105 фунт/куб. фут,
недренированное сопротивление сдвигу 300 фунт/кв. фут.

¹ Семидневный опыт на фиг. 12 представляет средние результаты двух опытов продолжительностью от 5 до 8 дней.

² Этот результат сравним с результатами дренированных испытаний уплотненной глины, полученными Бишопом и Хенкелем [2, фиг. 126, стр. 177].

Грунты отвалов. За исключением нескольких определений объемного веса, других испытаний с глинистыми грунтами отвалов не производилось; их объемный вес равен 110 фунт/куб. фут.



Фиг. 12. Недренарованные опыты по уплотнению глины на образцах коричневой лондонской глины.

Моноклит 6. Размер образцов 1,5 × 3 дюйма.

Уложенные в сухую погоду грунты отвалов были вполне плотными.

Расчеты устойчивости

Расчеты устойчивости были выполнены для откосов котлованов под реактор № 1 (оползни I и II), насосную станцию и турбинное здание. Расчеты производились для плоской (двумерной) задачи в предположении, что у глин $\phi = 0$ при изменении полного напряжения. Поверхности смещения рассматривались как дуги круга или как плоскости; во всех случаях принималось, что они ограничены вертикальными трещинами, в которых ниже уровня грунтовых вод действует поровое давление. Ни одна из трещин в лондонской глине не достигает $1,5c/\gamma$, где c — сопротивление сдвигу глины в конце трещины, а γ — плотность глины.

Суммарное сопротивление сдвигу S , которое должно быть мобилизовано вдоль поверхности скольжения в условиях предельного равновесия (при коэффициенте устойчивости $F = 1,0$), можно определить при помощи уравнения моментов относительно центра круга или, если поверхность скольжения представляет плоскость, путем построения многоугольника сил. Если поверхность смещения проходит целиком в лондонской глине и имеет длину L , то среднее сопротивление сдвигу глины \bar{c} , соответствующее $F = 1,0$, определяется выражением

$$\bar{c}L = S.$$

Если часть поверхности скольжения L_M сечет мелководную глину, а часть L проходит через лондонскую глину, тогда

$$\bar{c}L + c_M L_M = S,$$

где c_M — сопротивление сдвигу мелководной глины, которое может быть принято за полную прочность, измеренную в лабораторных опытах, а именно 300 фунт/кв. фут.

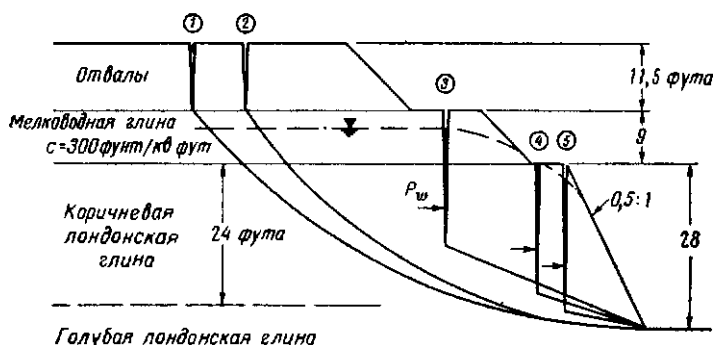
Значение \bar{c} вдоль любой данной поверхности скольжения будем рассматривать как «требуемое», или «мобилизованное», сопротивление сдвигу на этой поверхности. В то же время это будет и среднее касательное напряжение, действующее вдоль поверхности скольжения. По данным фиг. 7 и 8 можно определить среднее значение прочности c лондонской глины вдоль поверхности скольжения, полученной по обычной методике недренированных испытаний. Это значение будем называть «измеренное» сопротивление сдвигу; оно значительно больше \bar{c} . Иными словами, действительная прочность, мобилизуемая в толще грунта, представляет часть прочности, измеренной в обычных трехосных опытах на малых образцах.

Реактор № 1, оползень I. Оползень I произошел через 5 дней после проходки котлована и через 23 дня после того, как началась выборка лондонской глины. Общая высота откоса была 48,5 фута. Изменение прочности по глубине приведено на фиг. 7. Было рассчитано 12 поверхностей скольжения; пять характерных из них показаны на фиг. 13. За исключением случая 3, во всех остальных мобилизованная прочность составляла 55% измеренной прочности, или, выражаясь иначе, измеренная прочность на 80% больше прочности грунта при оползне. Таким образом, коэффициент устойчивости, рассчитанный по измеренной прочности, должен быть равен 1,8 вместо истинного значения 1,0. Эта разница на 80%, конечно, значительно превышает ошибки, возникающие в расчетах устойчивости и при испытаниях, а также значительно больше, чем разница (обычно не более 15%) между измеренной и мобилизованной прочностями, определенными при расчете быстрых оползней в нормально уплотненных глинах.

Возвращаясь к фиг. 13, отметим, что случай 4 отражает начальное движение, а случай 2 — главный оползень. Обобщенные результаты последующих расчетов приведены в табл. 2.

Реактор № 1, оползень II. Оползень произошел через 19 дней после завершения проходки котлована и через 34 дня после того, как началась выборка лондонской глины. Общая высота откоса составляла 45 футов. При расчете по круглоцилиндрической поверхности скольжения для оползня II получено значение мобилизованной прочности, составляющей 52% замеренной. Оно несколько меньше, чем аналогичное отношение для оползня I,

и соответствует меньшей высоте отвалов глины и большему времени до разрушения. Случаи 3 и 4 на фиг. 13, вероятно, применимы к оползю II без изменения, но в случае 5 уровень



Случай		1	2	3	4	5
Лондон- ская глина	Прочность для $F=1,0$ с	1100	1120	1060	1240	1430
	Измеренная прочность c	2000	2000	2200	2400	2500
\bar{c}/c		0,55	0,56	0,48	0,52	0,57

Фиг. 13. Котлован под реактор № 1. Расчет оползня I.

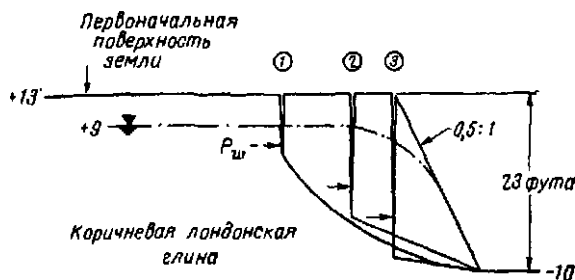
грунтовых вод мог понизиться на 2 фута. Если это так, то c будет равно 1250 фунт/кв. фут (вместо 1430 фунт/кв. фут), а $\bar{c}/c=0,50$.

Таблица 2

ОБОБЩЕННЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ КОТЛОВАНОВ В БРЭДВЕЛЛЕ

Котлован	Общая глубина, футы	Время до оползня, дни		Продолжительность устойчивого состояния, месяцев	Прочность лондонской глины, фунт/кв. фут		\bar{c}/c
		в начале проходки котлована	после завершения проходки котлована		требуемая c	измеренная c	
Реактор № 1, оползень I	48,5	23	5	—	1120	2000	0,56
Реактор № 1, оползень II	45	34	19	—	1040	2000	0,52
Насосная станция	39	—	—	4	> 840	2100	> 0,40
Турбинное здание	23	—	—	4,5	> 690	1800	> 0,38

Насосная станция. Откосы этой выемки (фиг. 5) высотой 39 футов оставались устойчивыми по меньшей мере в течение 4 месяцев. Измеренные значения прочности приведены на фиг. 7. Были рассчитаны различные поверхности скольжения в мелководной глине с небольшими вертикальными трещинами с целью найти максимальное значение отношения \bar{c}/s . Вдоль критической



Случай	1	2	3
Требуемая прочность \bar{c}	> 690	> 730	> 810
Измеренная прочность s	1800	1850	2100
\bar{c}/s	> 0,38	> 0,37	> 0,39

Фиг. 14. Котлован под турбинное здание. Южная сторона.

Откос был устойчив более 4,5 месяца. Котлован закончен 8 апреля 1957 г.; бетонные плиты уложены 21 августа 1957 г.

поверхности прочность, соответствующая $F = 1,0$, равна 840 фунт/кв. фут. Это значение, несомненно, является средним касательным напряжением, действующим в глине; но так как откос был устойчив, то сопротивление сдвигу должно быть больше. В связи с этим можно предположить, что действительная прочность в массиве грунта спустя 4 месяца после выборки была больше 840 фунт/кв. фут, составляющих 40% измеренного значения.

Турбинное здание. Откос котлована оставался устойчивым по крайней мере 4,5 месяца. Наибольшая его глубина достигала 23 футов в южной части котлована, где лондонские глины выходили на поверхность. Измеренные значения прочности показаны на фиг. 8. Было рассчитано десять поверхностей скольжения, три из которых приведены на фиг. 14. Случай 1 наиболее достоверный, а расчеты случаев 2 и 3 весьма неопределенны в связи с тем, что уровень грунтовых вод точно не известен. Так как откос

оставался стабильным, то коэффициент устойчивости превышал единицу, и действительная прочность глины должна быть выше касательного напряжения или требуемой прочности 690 *фунт/кв. фут*, полученной по расчетам для условий предельного равновесия. Здесь можно сделать единственное заключение, что прочность в массиве была выше, чем определенный процент измеренной прочности, в данном случае больше 38% (фиг. 14 и табл. 2).

Выводы. 1. В оползне I, который произошел спустя 5 дней после завершения проходки котлована, среднее касательное напряжение, а следовательно, и среднее сопротивление сдвигу лондонской глины при разрушении составляли 56% прочности, измеренной по обычной методике недренированных трехосных опытов на малых образцах в течение 15 *мин.*

2. В оползне II, который произошел спустя 19 дней после завершения проходки котлована, сопротивление сдвигу лондонской глины в массиве составляло 52% измеренной прочности.

3. Откосы котлованов под насосную станцию и турбинное здание оставались в устойчивом состоянии по меньшей мере в течение 4 и 4,5 месяца. В обоих случаях средние касательные напряжения в лондонской глине составляли примерно 40% измеренной прочности.

4. Основываясь на исследованиях в Брэдвелле, следует заключить, что неразумно проектировать откосы на строительный период (кратковременная устойчивость) в коричневой лондонской глине, прочность которой превышает 50% значения, измеренного в обычных недренированных опытах. Однако значения прочности, равные 40% измеренной, по-видимому, гарантируют устойчивость откосов в течение нескольких месяцев.

5. Можно добавить, что в других местах, где происходили оползни в коричневой лондонской глине, спустя 5—30 лет прочность уменьшалась до 25—35% недренированной прочности, определенной перед началом земляных работ [9]. В этих случаях имело место размягчение и прогрессирующее разрушение глин.

Заключение

Массив глин, слагающих оползень I, по-видимому, был близок к разрушению примерно за неделю до окончательного смещения. Данные фиг. 11 показывают, что, если бы недренированные опыты проводились с такой же продолжительностью до разрушения, прочности составляли бы 80% значений, найденных в обычных (15-минутных) опытах. Следовательно, взяв случай 2 оползня I в качестве примера, найдем, что измеренная прочность 2000 *фунт/кв. фут* (см. фиг. 13) будет равна $2000 \times 0,8 = 1600$

фунт/кв. фут после введения поправки на миграцию поровой воды и реологические эффекты. Эта прочность относится к ненарушенной глине. В данном случае средняя прочность лондонской глины в массиве равнялась только 1120 *фунт/кв. фут* в момент оползня, что составляет 70% уточненной прочности 1600 *фунт/кв. фут*. Таким образом, должно быть принято в расчет дальнейшее уменьшение прочности на 30%. Это уменьшение может быть обусловлено различным влиянием трещин в глинах. Подобное влияние трещин можно принять и в количественном расчете оползня в Брэдвелле. Интересно рассмотреть более подробно ослабляющую роль трещин в глинах, в частности установить величину поверхности скольжения, проходящей через трещины. Существуют по крайней мере пять факторов.

1. *Разгрузка глин.* На глубине около 35 футов ниже поверхности земли до создания котлована горизонтальные напряжения равнялись по меньшей мере 6000 *фунт/кв. фут*¹. После завершения проходки котлована горизонтальные напряжения упали до нуля на поверхности откоса и одновременно возникли сравнительно большие касательные напряжения. Поэтому у подошвы откоса в лондонских глинах, для которых характерны трещиноватая текстура и «хрупкое» поведение при низких всесторонних давлениях, наблюдались выпирание и образование трещин незадолго до оползня. Явление «выпора»² было также замечено в соседних секциях, в которых оползень не развился. Наблюдения в этих секциях показали, что образование трещин и разуплотнение глин распространились от поверхности откоса на 2—3 фута вглубь. Таким образом, можно принять, что сопротивление сдвигу равно нулю в зоне мощностью примерно 3 фута для любой поверхности оползня вблизи подошвы. Для случая 2 это эквивалентно отсутствию сопротивления сдвигу для 5% поверхности скольжения.

2. *Раскрытие трещин.* Совместное действие разгрузки и касательного напряжения будет также проявляться в глубине массива глин, хотя в меньшей степени, чем около поверхности. Весьма вероятно, что результирующая деформация будет выражаться в раскрытии трещин. Как отметил Терцагн [16], прочность плотных глин достаточна, чтобы трещины оставались открытыми на значительных глубинах. Это справедливо и для лондонских глин.

К сожалению, еще нет способа установить, какая часть трещин, через которые проходит поверхность смещения, раскроется

¹ Горизонтальное напряжение в 6000 *фунт/кв. фут* соответствует коэффициенту бокового давления $K_0=2$. Возможны более высокие значения [10].

² Явление, до некоторой степени аналогичное «стрелянию» горных пород при проходке шахт и туннелей.

при этих деформациях. Однако можно предположить, что максимальное раскрытие трещин будет равно 50%, тогда как за среднее следует принять 25%. Прочность глины вдоль раскрытой трещины значительно снизится.

3. *Прочность вдоль закрытых трещин.* В случае 2 прочность ненарушенной глины в недренированных условиях имеет значение $c=1600$ фунт/кв. фут при продолжительности опыта (время до разрушения) около 1 недели. Пока не происходит общего изменения влажности, эта прочность остается постоянной, несмотря на изменение полного напряжения. Поровое давление изменяется таким образом, что эффективное давление при разрушении также остается постоянным [15]. Нам известно, что параметры сопротивления сдвигу ненарушенной глины, определенные в медленных дренированных опытах, равны

$$c' = 380 \text{ фунт/кв. фут}; \quad \phi' = 20^\circ.$$

Следовательно, можно рассчитать эффективное нормальное давление σ' , соответствующее недренированной прочности c , так как

$$c = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'.$$

Подставив соответствующие значения c , c' и ϕ' в это уравнение, найдем

$$\sigma' = 3350 \text{ фунт/кв. фут.}$$

Параметры сопротивления сдвигу, выражающие прочность вдоль закрытой трещины, можно принять равными

$$c' = 0, \quad \phi' = 15^\circ.$$

Тогда при том же самом эффективном давлении средняя недренированная прочность вдоль закрытых трещин (случай 2. оползень I) будет равна

$$c = 3350 \operatorname{tg} 15^\circ = 900 \text{ фунт/кв. фут.}$$

Предположение, что эффективное давление в закрытой трещине будет таким же, как и в соседнем объеме ненарушенной глины, не обязательно верно для условий кратковременной устойчивости. Но, пока не проведены дальнейшие исследования, это предположение должно быть принято в качестве гипотезы, дающей примерную оценку недренированной прочности глины вдоль трещин.

Следует отметить, что раскрытие некоторых трещин увеличивает нормальное полное напряжение на поверхности смещения при проходке котлована, но не влияет на недренированную прочность.

4. *Прогрессирующее разрушение.* Среднее касательное напряжение, действующее вдоль поверхности смещения в случае 2,

оползень I, равно 1120 *фунт/кв. фут* (эта величина является также средним сопротивлением сдвигу лондонской глины при разрушении). Установлено, что прочность вдоль трещин меньше этой величины даже в случае закрытых трещин, а когда они открыты, прочность равна нулю. Следовательно, действующие в ненарушенной глине вблизи трещин касательные напряжения должны быть значительно больше среднего значения, и, вероятно, они достаточно высоки, чтобы вызвать местное разрушение до того, как весь массив глины пришел в движение вдоль поверхности смещения. Там, где произошли такие местные разрушения, прочность ненарушенной глины снизилась до значения недренированной остаточной прочности, а так как остаточные значения параметров прочности примерно равны таковым вдоль трещин (а именно $c' = 0$ и $\phi' = 15^\circ$), то недренированная остаточная прочность будет также равна примерно 900 *фунт/кв. фут*. Эта величина составляет около 60% недренированной максимальной прочности, т. е. равна значению, которое не является завышенным в отношении приведенных на фиг. 10¹ кривых напряжения — деформация.

Таким образом, ясно, что трещины могут привести к прогрессирующему разрушению глин с ненарушенной структурой, и этот процесс будет продолжаться до тех пор, пока средняя прочность не уменьшится до значения, соответствующего предельному равновесию в момент оползня. Невозможно точно сказать, какая часть ненарушенной глины подвергалась прогрессивному разрушению, но примерно можно назвать число 20%.

5. *Размягчение глин.* Эффективное напряжение 3350 *фунт/кв. фут*, которое, как было рассчитано, действует в ненарушенной глине, имеющей сопротивление сдвигу 1600 *фунт/кв. фут*, значительно больше среднего полного напряжения, направленного перпендикулярно поверхности смещения в случае 2. Следовательно, поровое давление в этой глине после проходки котлована было отрицательным. В противоположность этому в воде, заполняющей открытые трещины, давление может быть положительным и соответствовать глубине ниже уровня грунтовых вод. Поэтому глина будет стремиться всасывать воду из открытых трещин, и в результате этого прочность ее упадет ниже значения недренированной прочности. Значит, в глине происходит увеличение влажности, а не ее перераспределение, которое вызвано миграцией поровой воды.

Размягчение за короткий промежуток времени может произойти только вблизи трещины. Следовательно, уменьшение

¹ Кривые максимального значения прочности на фиг. 10 показывают слишком высокую прочность, так как не вводилась поправка на боковое сжатие образца, которое становится значительным на последних стадиях трехосных опытов.

средней прочности будет незначительным для оползня I¹. Надо предположить, что для случая 2 средняя прочность ненарушенной глины максимально уменьшится до 1500 фунт/кв. фут, а остаточная прочность (как в трещинах, так и в ненарушенной глине) — до 800 фунт/кв. фут.

Учет роли трещин. На основании вышеизложенного можно вывести уравнение для той части поверхности оползня, которая проходит через трещины. Общую длину поверхности смещения, включая зону выпора, примем за единицу. Длину поверхности, проходящую через трещины, обозначим f . Теперь если x — длина поверхности, проходящая через открытые трещины, где прочность равна 0, то длина $(f - x)$ приходится на закрытые трещины с прочностью c_j . Следовательно, длина поверхности смещения, приходящаяся на ненарушенную глину, равна $(1 - f)$, но f , кроме того, заключает в себе величину v , приходящуюся на глину, прочность которой уменьшена в результате прогрессирующего разрушения до значения недренированной остаточной прочности c_r . Оставшаяся часть поверхности $[1 - (f + v)]$ приходится на ненарушенную глину с максимальной недренированной прочностью c .

Если L — полная длина поверхности смещения в лондонской глине, а L^* — длина, приходящаяся на зону выпора, тогда

$$0 \cdot x + c_j(f - x) + c_r v + c[1 - (f + v)] = \bar{c} \frac{L}{L^*},$$

где c — среднее сопротивление сдвигу при разрушении.

Это уравнение является основным. Чтобы решить его, рассмотрим случай 2 оползня I, для которого $\bar{c} = 1120$ фунт/кв. фут, $L = 60$ футов и $L^* = 57$ футов. Пренебрегая влиянием размягчения глины, примем

$$c = 1600 \text{ фунт/кв. фут}, \quad c_j = c_r = 900 \text{ фунт/кв. фут}.$$

Подставив эти значения, получим выражение

$$700f + 700v + 900x = 420.$$

Предположив теперь, что 25% трещин открыто и что 20% ненарушенной глины имеют прочность, равную остаточной, получим

$$x = 0,25f, \quad v = 0,2(1 - f).$$

Отсюда находим, что $f = 0,35$ и, следовательно, 35% поверхности оползня (длиной L^*) приходится на трещины. Полное решение приведено в табл. 3.

¹ Несколько меньшая прочность для лондонской глины, как установлено из анализа оползня II, вероятно, обусловлена добавочным размягчением, которое могло произойти в связи с большим промежутком времени до разрушения (19 дней после проходки котлована для оползня II по сравнению с 5 днями для оползня I).

Таблица 3

РАСЧЕТ ОПОЛЗНЯ I, СЛУЧАЙ 2

Изменения влажности глины не происходит; $\lambda = 0,25f$, $v = 0,2(1 - f)$

Величина поверхности смещения, %	Состояние глины	Сопротивление сдвигу, фунт/кв. фут	Компонента сопротивления сдвигу, фунт/кв. фут
5	«Выпор»	0	0
8,5	Трещины открыты	0	0
25,5	Трещины закрыты	900	230
12	Ненарушенная остаточная прочность	900	110
49	Ненарушенная максимальная прочность	1600	780
100	Среднее сопротивление сдвигу		1120

Подобные решения были выполнены для различных значений отношения x/f без прогрессирующего разрушения и в предположении, что $v = 0,2(1 - f)$, а также с учетом влияния частичного размягчения глины и для предельного случая, когда не происходило какого-либо общего изменения влажности.

Таблица 4

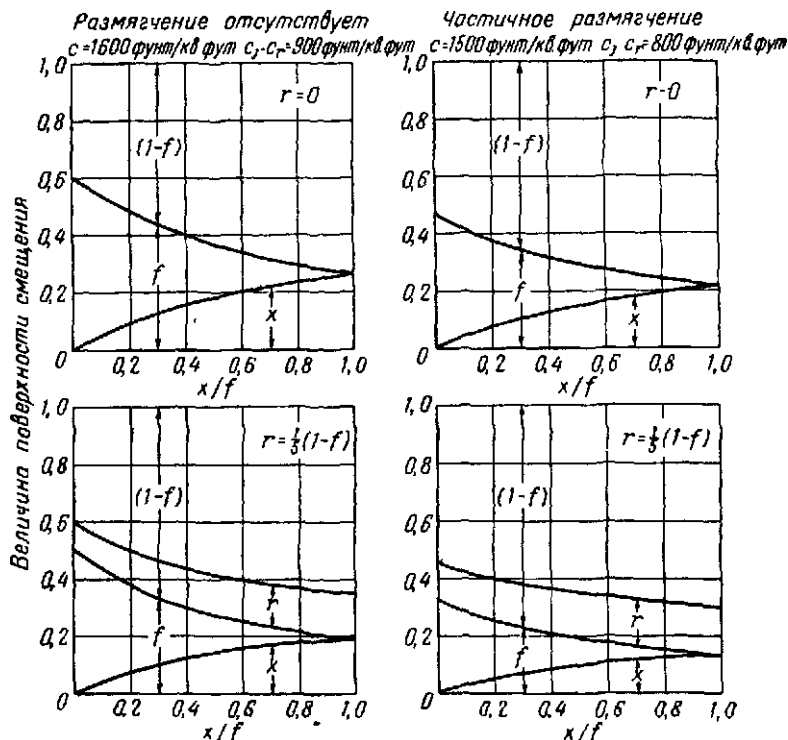
РАСЧЕТ ОПОЛЗНЯ I, ВЫРАЖЕННЫЙ В ДОЛЯХ ПОВЕРХНОСТИ СМЕЩЕНИЯ, ПРОХОДЯЩЕЙ ЧЕРЕЗ ТРЕЩИНЫ (СЛУЧАЙ 2) ¹

Отношение открытых трещин к общей длине трещин x/f	Величина поверхности смещения, проходящей через трещины (f)			
	Размягчение отсутствует $c = 1600$ (1920) $c_r = 900$ (1130)		Частичное размягчение $c = 1600$ (1800) $c_r = 800$ (1000)	
	Прогрессирующее разрушение отсутствует $v = 0$	Частичное прогрессирующее разрушение $v = 0,2(1 - f)$	Прогрессирующее разрушение отсутствует $v = 0$	Частичное прогрессирующее разрушение $v = 0,2(1 - f)$
0	0,60 (0,58)	0,50 (0,48)	0,46 (0,42)	0,32 (0,28)
0,10	0,53 (0,51)	0,43 (0,41)	0,41 (0,38)	0,28 (0,24)
0,25	0,45 (0,43)	0,35 (0,33)	0,35 (0,32)	0,24 (0,20)
0,50	0,37 (0,35)	0,28 (0,26)	0,29 (0,26)	0,19 (0,16)
1,00	0,26 (0,24)	0,19 (0,17)	0,21 (0,19)	0,13 (0,11)

¹ В круглых скобках данные для случая 4.

Результаты, выраженные в процентном отношении трещин к поверхности смещения, показаны в табл. 4 и на фиг. 15.

Такая же методика была применена для расчета случая 4, оползень I; полученные результаты весьма сходны с итогами



Фиг. 15. Оползень I, случай 2. Компоненты поверхности смещения.

В долях единицы длины поверхности смещения. f — все трещины, x — открытые трещины, $(1-f)$ — ненарушенная глина, r — глины с остаточной прочностью.

расчетов для случая 2. Следует отметить (табл. 4), что предельные значения $x = 0$ и $x = 1$ представляют лишь теоретический интерес. Практически можно предположить, что предельные значения для открытых трещин 10 и 50%. При отсутствии размягчения и прогрессирующего разрушения, несомненно, увеличиваются эти пределы вероятности. Поэтому разумнее принять, что доля трещин, приходящаяся на поверхность смещения, составляет около 20—45%.

Этот вывод основывается на том факте, что прочность по трещинам примерно равна остаточной прочности глины. Следо-

вательно, вычисленный процент трещин также примерно равен фактору остаточной прочности R глины перед прогрессирующим разрушением и до того, как произойдет изменение влажности.

Исходя из этого, можно прийти к заключению (с ограничениями, обусловленными гипотетическими предположениями в проведенных расчетах), что в природном состоянии лондонская глина в Брэдвелле для глубин, затронутых оползнями, имеет значение R в пределах от 0,2 до 0,45. Этот результат находится в противоречии со значением $R=0,55-0,8$, полученным при расчете длительной устойчивости оползней, которые произошли спустя 20—50 лет после проходки котлована [11].

ЛИТЕРАТУРА

1. Bazett D. J., Adams J. I., Matyas E. L., An investigation of slide in a test trench excavated in fissured sensitive marine clay, Proc. 5th Int. Conf. Soil. Mech., Paris, 1, 431—435, 1961.
2. Bishop A. W., Henkel D. J., The measurement of soil properties in the triaxial test, Edward Arnold, London, 1957.
3. Bishop A. W., Webb D. L., Lewin P. I., Undisturbed samples of London Clay from Ashford Common shaft: strength-effective stress relationships, Géotechnique, 15, 1, 1—31, 1965.
4. Cadling L., Odenstads S., The vane borer, Roy. Swedish Geotech. Inst. Proc. No. 2, Stockholm, 1950.
5. Hodgson R. A., Classification of structures on joint surfaces, Am. J. Sci., 250, 493—502, 1961.
6. Hvorslev M. J., Time lag and soil permeability in ground water observations, Waterways Expt. Station, Bull. 36, Vicksburg, 1951.
7. Ireland H. O., Stability analysis of the Congress Street open cut in Chicago, Géotechnique, 4, 163—168, 1954.
8. Olson R. E., The migration of pore fluid during shear in consolidated-undrained triaxial tests, ASCE Res. Conf. Shear Strength Cohesive Soils, Boulder, 1043—1049, 1960.
9. Skempton A. W., The rate of softening in stiff fissured clays, with special reference to London Clay, Proc. 2nd Int. Conf. Soil. Mech., Rotterdam, 2, 50—53, 1948.
10. Skempton A. W., Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay, Proc. 5th Int. Conf. Soil. Mech., Paris, 1, 351—357, 1961.
11. Skempton A. W., Long-term stability of clay slopes, Géotechnique, 14, 2, 77—101, 1964.
12. Skempton A. W., Golder H. Q., Practical examples of the $\phi=0$ analysis of stability of clays, Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech., Rotterdam, 2, 63—70, 1948.
13. Skempton A. W., Bishop A. W., Soils, Chapter X in Building materials: their elasticity and inelasticity (ed. M. Reiner) North-Holland Publishing Co., Amsterdam, 1954.

14. Skempton A. W., Henkel D. J., Field observations on pore pressures in London Clay, Conf. Pore Pressure and Suction in Soils, London, 81—84, 1960.
15. Skempton A. W., Sowa V. A., The behaviour of saturated clays during sampling and testing, *Géotechnique*, 13, 269—290, 1963.
16. Terzaghi K., Stability of slopes in natural clay, Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech., Harvard, 1, 161—165, 1936.
17. Terzaghi K., Discussion on: Skempton A. W., Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., Paris, 3, 144—145, 1961.
18. Woodland A. W., Water supply from underground sources of Cambridge-Ipswich district, H. M. Geol. Survey, London, 1946.

НАБЛЮДЕНИЯ НАД РАЗУПЛОТНЕНИЕМ КАРБОНАТНЫХ ПОРОД КРУТЫХ СКЛОНОВ¹

Описаны многочисленные случаи разуплотнения мела и карбонатных пород на склонах круче 25°. Это явление часто сопровождается образованием плоскости скольжения, параллельной дневной поверхности. Как правило, зона разуплотнения в карбонатных породах распространяется на глубину от 2 до 3 м, что характерно для полуаридных условий. В этой зоне развиваются деформации ползучести или оползни, выявление которых имеет большое значение для проектирования оснований высоких сооружений.

Практическое значение разрушения высоких скальных склонов неоднократно подчеркивалось многими авторами [1—6]. Это явление обычно объясняют разуплотнением или снижением напряжения в породах относительно молодых склонов. Процесс разрушения пород крутых склонов в полуаридном климате наблюдался во многих случаях при изучении оснований высоких сооружений в северном Израиле. В этой статье описаны некоторые из таких случаев, имевших место в районе Кармель, Хайфа.

Описание примеров

1. Кармель, восточный склон. На склоне крутизной от 20 до 30° и высотой 50 м проектировалось 9—11-этажное здание. Склон сложен преимущественно твердым массивным мелом, пересланвающимся с кристаллическими известняками и мергелистым мелом. Падение пород пологое. С поверхности залегает так называемый слой «иари» («*pagi*»): сверху — твердый нари мощностью 1,5 м, ниже — мягкий нари мощностью 2 м. Нари — это образования, характерные для карбонатных пород полуаридных районов, и их возникновение связано с отложением карбонатов и перемещением вверх растворов в сухие сезоны. Подземные воды залегают глубоко.

Опытные шурфы показали, что ниже иари лежат породы мощностью 2,5—4 м, сильно разрушенные многочисленными трещинами шириной до 10 см. Стенки трещин покрыты аморфным

¹ Aisenstein B., Some observations on deconsolidation of Limey Rocks on Steep Slopes, Proc. 6th Intern. Conf. Soil Mech. and Foundat. Engn., Montreal, 2, 1965.

кальцитом. Зона протягивается более или менее параллельно склону. На противоположном склоне небольшого молодого «вади»¹, который ограничивает участок, наблюдались два оползневых уступа, указывающих на неустойчивость склона.

Дополнительное бурение подтвердило существование ниже слоя нари разрушенной зоны, которая в некоторых местах может быть очень мощной и, по-видимому, более мощной к основанию склона, чем вверх. Во время проходки котлована под основание было обнаружено большое количество зигзагообразных трещин, приуроченных к плоскостям напластования. Вертикальные трещины были широко открыты, а горизонтальные закрыты, что указывало на наличие в прошлом некоторых движений в направлении долины.

Всесторонний анализ этих наблюдений привел к гипотезе о том, что в более влажные периоды породы склона начали уплотняться и возникли местные поверхностные смещения пород; в более сухом современном климате на склоне образовался нари и устойчивость склона до некоторой степени повысилась.

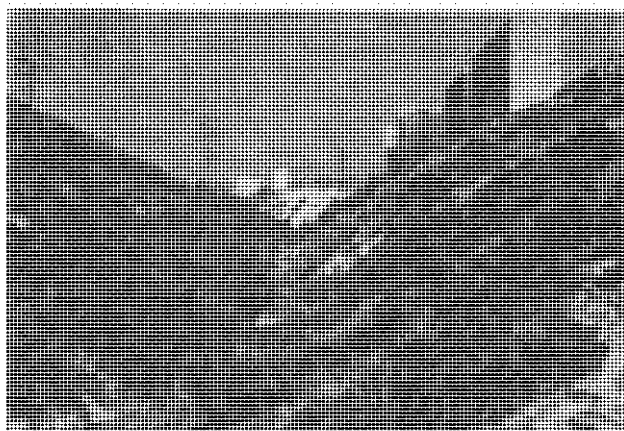
2. Кармель, северный склон. Проектировалось строительство восьмизэтажных зданий на склоне крутизной 30° и высотой 150 м, сложенном известняками, мелом и кремнистыми породами, полого падающими в глубину массива гор. Верхняя поверхность этих пород покрыта коркой нари. Подземные воды залегают глубоко.

Строение толщи пород, ясно видимое в выемках дорог и многочисленных старых подземных каменоломнях, представляется следующим: 1 м известняков-нари, 2—3 м известняков с открытыми трещинами, которые указывают на некоторые признаки движения. Трещины, вертикальные, горизонтальные и наклонные, разделяют породу на крупные блоки — размером более 1 м³. Ниже залегают плотные породы с небольшим количеством закрытых трещин.

Сейсмические измерения и три скважины показали, что поверхность плотных пород проходит на глубине 10 м примерно параллельно поверхности склона.

3. Кармель, западный склон. Высокие здания возводились вблизи узкого и глубокого молодого вади, склоны которого достигли 40° при высоте 30 м (фиг. 1). Породы представлены массивным мелом, до некоторой степени мергелистым и известковистым и содержащим тонкие прослойки кремня. Падение

¹ Вади — сухие балки и сан. — *Прим. ред.*

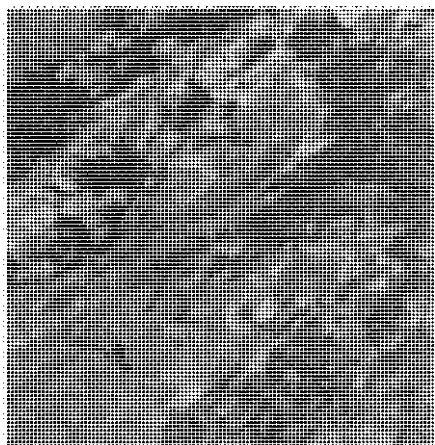


Ф и г. 1. Строительство зданий на бортах молодых вад.



Ф и г. 2. Трещины разгрузки, ссыющие мловый уступ.

пологое. Грунтовые воды залегают глубоко. В верхней части пород образовался слой нари. Породы обычно трещиноваты на глубину 2—3 м, а близ борта вад — иногда на глубину до 6 м и более. Ширина трещин в отдельных случаях достигает 20 см. Близ поверхности они заполнены глиной. Ниже стенки трещин покрыты кальцитом. Часто в трещинной зоне развиты небольшие карстовые пустоты.



Фиг. 3. Трещины разгрузки с гладкими поверхностями в кремнистом меле.

В борту вад можно ясно видеть разрушенную зону, отделенную от плотных пород трещинами, проходящими параллельно поверхности земли и секущими плоскости напластования (фиг. 2). Поверхности этих трещин иногда настолько гладкие, что создается ложное впечатление о плоскостях сброса (фиг. 3); в действительности же несколько сдвинулась зона разуплотненных пород.

Некоторые из трещин образуют угол 40° с горизонталью и разделяют породу на блоки размером 10×10 м.

В котловане ниже слоя нари видны трещины (фиг. 4 и 5), параллельные склону крутизной 20° , которые иногда секут плоскости напластования, что указывает на отделение верхней зоны от нижней (фиг. 6).

Большое количество подобных трещин можно видеть в глубоких выемках на крутых склонах, где расположен город Хайфа, особенно трещин, проходящих параллельно склону (фиг. 7).

4. Кармель, склон в доломитах. Доломитовый склон имеет крутизну около 25° . Хотя в этих породах нет слоя нари, их поверхность до некоторой степени выветрелая. Зона разуплотненных пород наблюдается во многих карьерах, где породы сильно трещиноваты и выветрелы. Мощность зоны разуплотненных пород редко превышает 2 м. Здесь наблюдалась одна или несколько широких трещин, проходящих параллельно склону и отделяющих зону разуплотнения от плотных пород. Описанное явление можно наблюдать во многих других районах страны.

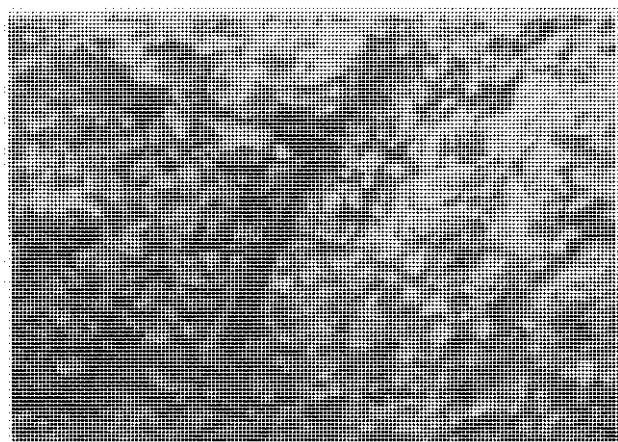
Следует указать, что в районе Кармель на склонах крутизной 30° встречается обломочная брекчия, более или менее сце-



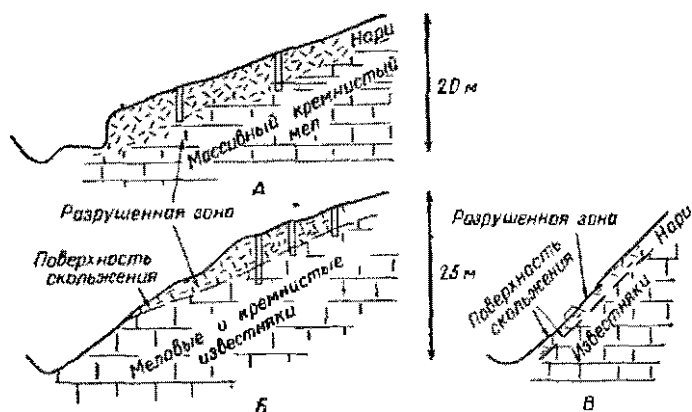
Фиг. 4. Широкие трещины разгрузки в мелу на глубине 2 м в опытном шурфе.



Фиг. 5. Растресканный и разуплотненный мел в опытном шурфе на глубине 1,5—2 м



Фиг. 6. Трещина разгрузки, секущая кремнистый мел на глубине 2 м в опытном шурфе.



Фиг. 7. А. Разрушенная зона в мелу, ниже слоя нари. Б. Плоскость скольжения ниже разрушенной зоны известняков. В. Плоскость скольжения в разрушенной зоне известняков.

ментированная глиной или кальцитом и покрытая тонким слоем нари. Однако здесь отсутствуют признаки разуплотнения или растрескивания, как в случаях, описанных выше.

Объяснение явлений

Процесс разуплотнения твердых пород молодых склонов можно понять, если представить, что немедленно после эрозии напряжение вблизи поверхности склона увеличивается. Это можно наблюдать в стенках недавно пройденных туннелей. Через некоторое время увеличение напряжения, по-видимому, приводит к разрушению пород или даже к переходу их в пластическое состояние, тогда как гравитационные силы будут способствовать смещению пород и образованию разрывов в результате движения масс. В процессе образования разрывов отдельные блоки один за другим стремятся отделиться от основного массива пород. Движение масс может происходить без каких-либо признаков возникновения поверхности раздела между движущимися и остающимися на месте породами (примеры 1 и 2) или вдоль поверхности сдвига, более или менее параллельной склону (примеры 3 и 4). Это движение масс может превратиться в ползучесть или в поверхностное оползание. Выветривание, образование различных поверхностей и суффозия приводят к ускоренному движению. Полуаридные условия обуславливают образование корки, которая уменьшает скорость движения пород разуплотненной зоны и несколько увеличивает устойчивость склона.

Однако многочисленные факторы, такие, как крутизна склона, прочность пород и особенно история развития склона требуют тщательного изучения.

Практические выводы

Так как высокие здания не могут быть построены на нари, на этом весьма неоднородном и ненадежном слое, то они должны воздвигаться либо на непрочных породах зоны разуплотнения, либо на залегающих ниже ее плотных породах. Первое решение может быть опасным, особенно в районе сильных дождей или землетрясений. Второе решение более надежно, хотя стоимость сооружений при этом больше. Оно было разработано авторами проекта зданий в примерах 1 и 3. Эти здания устойчивы до настоящего времени.

Если плотные породы залегают на большой глубине и здание должно быть построено на породах зоны разуплотнения, то по возможности следует удалить разрушенные породы и обеспечить дренаж.

Методы исследования

Для изучения геологических условий участка строительства применяются следующие методы разведки: а) опытные шурфы достаточных глубины и размера, которые дают ценные сведения; б) скважины алмазного бурения, обеспечивающие высокий процент выхода керна, хотя по нему не всегда удается отличить разрушенные породы от плотных; в) сейсморазведка с помощью портативных приборов, в большинстве случаев дающих отличные результаты. Этим методом легко отбить слои нари, разуплотненные и плотные породы (скорость прохождения сейсмических волн: в нари 300—600 м/сек, в разуплотненных породах — до 1000 м/сек, в известняках — 2000—3000 м/сек). Таким образом, рекомендуется начинать исследования с сейсморазведки; полученные сведения следует проверить и дополнить данными бурения или опытных шурфов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Bollo M. F., Zones décomprimées et altérées des versants à pente forte, *Geologie und Bauwesen*, 26, No. 4, 1961.
2. Gignoux M., Barbier R., *Géologie des Barrages et des Aménagements Hydrauliques*, Paris, Masson, 1955.
3. Klieslinger A., Restspannung und Entspannung im Gestein, *Geologie und Bauwesen*, 24, No. 2, 1958.
4. Lugeon M., *Barrages et Géologie*, Paris, Dunod, 1933.
5. Müller L., Ueber die Entstehung oberflächenparalleler Klüfte — Versuch einer geomechanischen Erklärung, *Geologie und Bauwesen*, 27, №№ 3—4, 1962.
6. Terzaghi K., Stability of steep slopes on hard unweathered rock, *Geotechnique*, 12, No. 4, 1962.

ТРИ ВОПРОСА ОБ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ¹

В первом разделе рассматривается влияние остаточного напряжения в глинистых породах на устойчивость откосов выемок. Описываются попытки измерения этих напряжений в полевых условиях и приводятся примеры успешного применения метода.

Второй раздел посвящен изучению устойчивости тонких верхних слоев на откосах насыпей при четырех различных состояниях в зависимости от крутизны откоса, сопротивления сдвигу и длительности периода дождей.

В третьем разделе дается определение сопротивления сдвигу глины с отчетливо выраженными горизонтальными трещинами. Сопротивление сдвигу измерялось в лабораторных условиях в трехосных компрессионных приборах на образцах, взятых вертикально и наклонно, и в полевых опытах на сдвиг. Результаты всех опытов оказались сходными.

Измерение напряжений в массивах пород

Существование остаточных горизонтальных напряжений в глинистых породах и их влияние на устойчивость откосов выемок были описаны Скемптоном [3]. Рассмотрим другие явления, угрожающие устойчивости откосов.

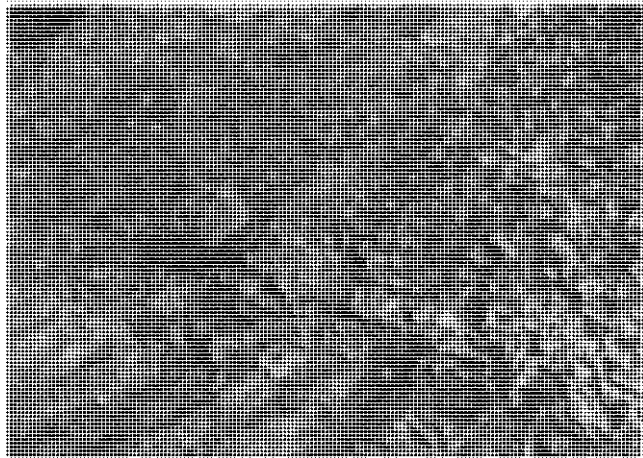
1. В результате слабых движений, направленных в сторону выемки, уменьшается крутизна ее откосов, а на их поверхности развиваются плоскости сдвига. На фиг. 1 показана плоскость сдвига в стенке дренажной траншеи. На фиг. 2 видно обнажение поверхности сдвига на склоне. На глубине 5—6 м ниже поверхности склона плоскости сдвига исчезают; они выявляются при высыхании и обводнении, и только вопрос времени — произойдет ли обрушение, прежде чем подпорные стенки будут укреплены.

2. Верхние слои глины моложе нижних, в которых накапливаются остаточные напряжения. Вследствие горизонтальных движений нижних слоев верхние разрываются и растрескиваются на блоки. При изучении плотности глины на 150 образцах установлено, что плотность тяжелых суглинков близ выемки составляла 93% по сравнению с образцами, взятыми на большом расстоянии от откоса выемки. Это явилось причиной первого сплыва в поверхностных слоях выемки (фиг. 3).

¹ Mencl V., Peter P., Jesenák J., Skopek J., Three Questions on the Stability of Slopes; Proc. 6th Intern. Conf. Soil Mech. and Foundat. Engrn., Montreal, 2, 1965.



Фиг. 1. Плоскости сдвига в стенке дренажной траншеи.



Фиг. 2. Обнаженная плоскость сдвига на поверхности откоса.



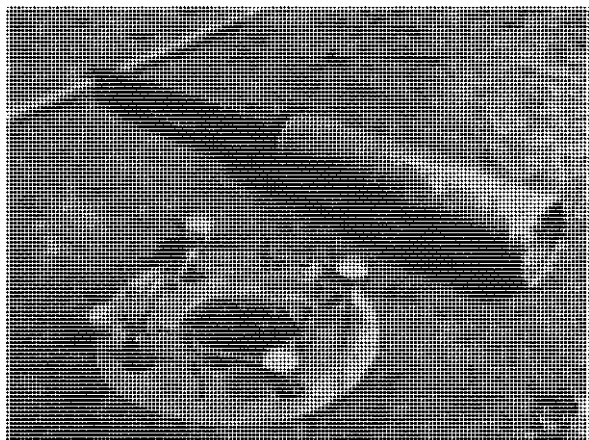
Фиг. 3. Сплыв в верхних слоях глин.



Фиг. 4. Оползание всего откоса.

3. Остаточные горизонтальные силы вспучивают дно выемки и, как правило, вскоре (спустя несколько месяцев после первого сплыва) начинает оползать весь откос (фиг. 4).

Следует обратить внимание на то, что в одних частях откоса наблюдаются описанные выше явления, а другие остаются без изменений, но в них не сохраняется прежняя структура. В связи



Фиг. 5. Скважина и приборы для измерения напряжений

с этим Закс предложил измерить остаточные напряжения методом «снятия напряжений» [2]. В грунтах была пробурена скважина (фиг. 5) и определялись смещения точек, расположенных вокруг нее, с помощью прибора для измерения напряжений. Зная константы Ламэ для грунтов, можно в случае осевой симметрии рассчитать напряжения в грунтах по следующей формуле:

$$\sigma = (\Delta r \cdot r \cdot E) / (1 + \eta) a^2,$$

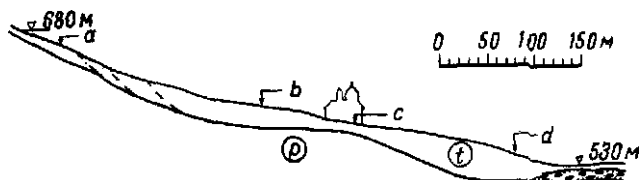
где Δr — смещение наблюдаемой точки (σ — напряжение, если Δr направлено к центру скважины), a — радиус скважины.

Если в двух различных направлениях напряжение различно ($\sigma_1 \neq \sigma_2$), то смещение точки, лежащей на линии, параллельной σ_1 , будет Δr_1 . Аналогично Δr_2 — смещение точки, лежащей на линии, параллельной σ_2 . Принимая значение Δr за положительное, если точка движется в направлении к центру, и значение σ также за положительное, если оно обозначает сжатие, можно рас-

считать σ_1 и σ_2 по следующим формулам:

$$\begin{aligned}\Delta r_1 &= \frac{\sigma_1}{2E} \cdot \frac{a^2}{r} \left[5 + \eta - \frac{a^2}{r^2} (1 - \eta) \right] + \\ &\quad + \frac{\sigma_2}{2E} \cdot \frac{a^2}{r} \left[-3 + \eta + \frac{a^2}{r^2} (1 + \eta) \right]; \\ \Delta r_2 &= -\frac{\sigma_1}{2E} \cdot \frac{a^2}{r} \left[-3 + \eta + \frac{a^2}{r^2} (1 + \eta) \right] + \\ &\quad + \frac{\sigma_2}{2E} \cdot \frac{a^2}{r} \left[5 + \eta - \frac{a^2}{r^2} (1 - \eta) \right].\end{aligned}$$

Неоднократно повторяя измерения, можно получить хотя бы качественную картину напряжений. Если подставить вероятные значения констант Ламэ (например, $E = 170 \text{ кр/см}^2$ ¹ и $\eta = 0,4$



Фиг. 6. Разрез оползня на Мара.

p — глинистые сланцы палеогена; t — оползневые массы; 680 и 530 м — абсолютные отметки склона.

для третичных глин), можно получить значение σ (на участке строительства здания гостиницы в Брно автор получил $\sigma = 1,1 \text{ кр/см}^2$ на глубине 2 м ниже поверхности неогеновых глин).

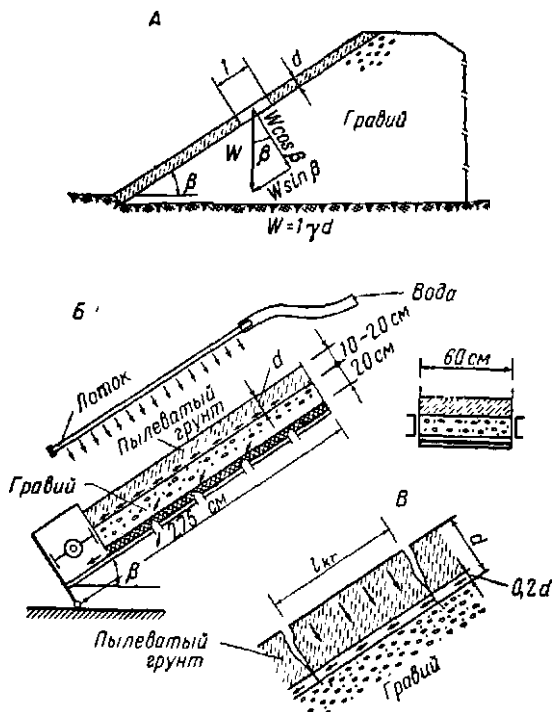
Этот метод с успехом может быть применен и в других условиях. На фиг. 6 показан разрез старого оползня в палеогеновых глинах в основании строящейся земляной плотины. Изучение было затруднено вследствие очень медленного движения оползня (около 0,5 дюйма в год). Измерение указывало на напряжения растяжений в точке a , сжатие в точке b и нулевое напряжение в точке c . На основании этого можно заключить, что смещением захвачена площадь от a до c и что в точке c следует ожидать большую устойчивость пород. Бурением в точке c была установлена погребенная терраса в плейстоценовых породах.

Устойчивость верхнего слоя на откосах

До настоящего времени предпосылки относительно движения воды на границе двух слоев с различной проницаемостью, например между поверхностным слоем (илистый грунт) на откосах

¹ $1 \text{ кр/см}^2 = 1000 \text{ фунт/см}^2$.

насыпей и земляных плотин и нижележащим гравием, были основаны главным образом на допущении, что дождевые воды фильтруются через полупроницаемые грунты почти перпендикулярно, а через гравий почти вертикально. В действительности



Фиг. 7. Положение слоя и модель для изучения движения воды и устойчивости откоса в пылеватых грунтах.

А — верхний слой на откосе насыпи; Б — модель; В — разрушенный слой.

на характер движения воды оказывают влияние различные факторы. Это может быть впитывание, гравитационная фильтрация, скрытые (пленочные) и термокапиллярные перемещения. Силы Ван-дер-Ваальса и сопротивление воздуха, а также электроосмотические силы настолько усложняют движение воды, что точные расчеты устойчивости склона становятся невозможными.

Полевые наблюдения и лабораторные опыты показали, что изменение устойчивости откоса, которое происходит во время и после водонасыщения грунтов, определяется главным образом скоростью впитывания. Эта скорость на глубине z ниже поверх-

ности слоя может быть выражена через коэффициенты впитывания k_v и эффективной высоты капиллярного поднятия h_k по уравнению

$$v = k_v(z \cos \beta + h_k)/z = k_v(\cos \beta + h_k/z). \quad (1)$$

Поскольку мощность предохраняющего слоя, как правило, мала (обычно $d = 1/3 - 2/3 h_k$), на границе полупроницаемых и проницаемых грунтов развиваются критические скорости вследствие вымывания мелких частиц из верхнего слоя и отложения их на поверхности более проницаемых грунтов. Таким образом, проницаемость суглинков увеличивается, а проницаемость гравия уменьшается. Это влечет за собой изменение условий движения воды не только перпендикулярно поверхности раздела двух слоев, но и вдоль нее.

На фиг. 7, на модели, состоящей из слоя гравия толщиной 18—20 см и слоя пылеватого суглинка толщиной 10—20 см, показаны движение воды и условия устойчивости откоса. Использовался перфорированный лоток длиной 275 см и шириной 60 см с переменным наклоном под углом β . Для исследования брали мелкозернистые грунты со следующими свойствами: объемный вес $\gamma = 1,7 - 1,78 \text{ т/м}^3$, пористость $n = 36 - 32\%$, угол внутреннего трения $\varphi = 20 - 26^\circ$, сцепление $c_u = 0,05 - 0,02 \text{ Мр/м}^2$ ¹; высота капиллярного поднятия $h_k = 35 - 45 \text{ см}$; коэффициент впитывания $k_v = 8 \cdot 10^{-5} - 4 \cdot 10^{-3} \text{ см/сек}$; коэффициент проницаемости $k = 2,3 \cdot 10^{-5} \text{ см/сек}$. Грунт подвергался интенсивному опрыскиванию продолжительностью от нескольких минут до нескольких часов, чтобы создать условия выпадения дождей. Эта и другая модель облегчили изучение условий движения вод и устойчивости покрывающего слоя при четырех различных состояниях.

Состояние I — откос сухой; устойчивость откоса определяется уравнением

$$\gamma d \cos \beta \operatorname{tg} \varphi = \gamma d \sin \beta - c_u. \quad (2)$$

Состояние II — во время инфильтрации воды (n — пористость грунтов)

$$d(\gamma + n\gamma_w) \cos \beta \operatorname{tg} \varphi = (\gamma - n\gamma_w) d \sin \beta - c_u. \quad (3)$$

После того как вода профильтруется через верхний слой, взвешивающее и гидродинамическое давления начнут действовать на нижнюю поверхность этого слоя (толщина которого в нашей модели около $0,2 d$), наступает *состояние III*. Равновесие в этом случае выражается уравнением

$$(\gamma - 0,2) d \cos \beta \operatorname{tg} \varphi = (\gamma - 0,2) d \sin \beta + 0,2 d \gamma_w \sin \beta - c_u. \quad (4)$$

¹ 1 Мр/м² = 1 000 000 фунт/м².

Для состояния IV характерны самые высокие значения угла внутреннего трения при условии сохранения равновесия; величина ϕ_b может быть определена из уравнения

$$\operatorname{tg} \phi_b' = (1 + \gamma_w / \gamma') \operatorname{tg} \beta - (c_u / \gamma' d \cos \beta). \quad (5)$$

Однако равновесие, найденное по этому уравнению, вступает в силу только после того, как покрывающие слои разбиваются на отдельные куски трещинами, распространяющимися на расстояние l_{kr} . Это расстояние выражается зависимостью

$$l_{kr} = \frac{c_u \operatorname{ctg} \Phi (1 - k_a)}{\gamma' \sin \beta + \gamma_w \sin \beta - \frac{c_u}{d} \gamma' \cos \beta \operatorname{tg} \Phi}, \quad (6)$$

где, кроме уже известных обозначений, вводится коэффициент активного земляного давления k_a .

Угол внутреннего трения ϕ_b для отдельных состояний I—IV может быть определен на основании вышеприведенных и дополнительных уравнений. Для обычного откоса, у которого $\beta = 30^\circ$, для пылеватого слоя толщиной $d = 0,1-0,3$ м и $c_u = 0,05$ Мр/м², мы получили следующие значения ϕ_b : состояние I $10^\circ 21' - 23^\circ 50'$; состояние II $13^\circ 45' - 25^\circ$, состояние III $16^\circ 30' - 28^\circ 50'$, состояние IV $36^\circ - 44^\circ 50'$. Так как грунты с примесью органических веществ обычно имеют угол внутреннего трения $\phi = 18-27^\circ$, то при условии крутизны откоса $\beta = 30^\circ$ и кажущегося сцепления $c_u = 0,05$ Мр/м² после насыщения они образуют неустойчивый слой. Момент разрушения будет зависеть прежде всего от интенсивности и продолжительности дождей и от скорости инфильтрации. Продолжительность инфильтрации может быть приблизительно определена по уравнению

$$t_r = \int_0^d \frac{(w - w_0) z}{k_v (z \cos \beta + h_k)} dz, \quad (7)$$

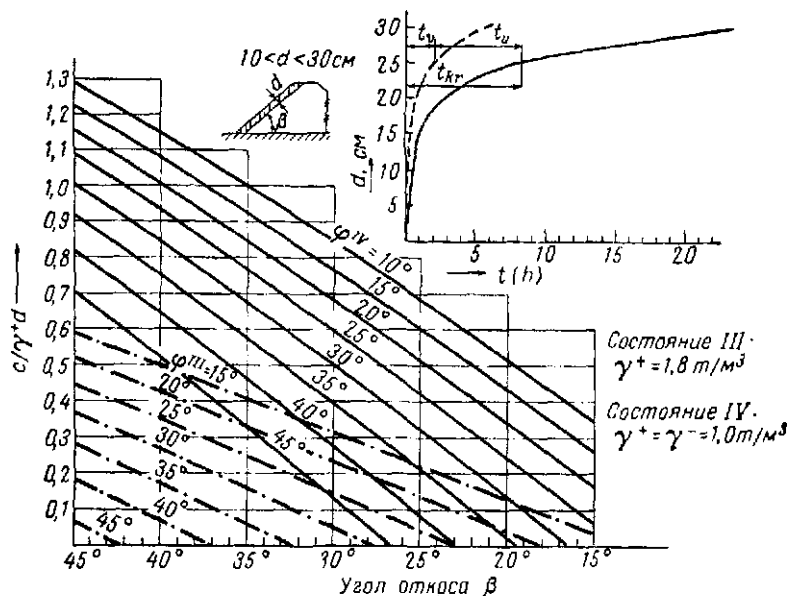
где w_0 и w — влажность (объем. %) до и после насыщения соответственно.

С точки зрения устойчивости по истечении этого времени, т. е. состояния II и позже (вышеописанные условия), наступает состояние III, характеризующееся начальным взвешивающим давлением и движением воды на границе между покрывающим слоем и насыпью с эффектом гидродинамического давления, согласно уравнению (4). Предполагая постоянное образование трещин l_{kr} , мы получим для этого состояния критическое время t_{kr} , в течение которого происходит изменение устойчивости

$$t_{kr} \approx t_v + n' l_{kr} / k \sin \beta,$$

где t_v — время инфильтрации (см. фиг. 7), n' — эффективная пористость, k — коэффициент проницаемости на границе двух слоев,

Для данных величин $\omega=0,38$, $\omega_0=0,18$, $\beta=30^\circ$, $h_k=40$ см, $h_0=4 \cdot 10^{-3}—8 \cdot 10^{-5}$ см/сек, $k=10^{-3}$ см/сек получили время инфильтрации в часах: 0,45 ($d=10$ см), 0,86 ($d=15$ см), 2,62 ($d=20$ см), 8,34 ($d=25$ см), 26,40 ($d=30$ см).



Фиг. 8. Диаграмма условий устойчивости для состояний III и IV.

ϕ^{III} — для состояния III; ϕ^{IV} — для состояния IV.

Наиболее неблагоприятное состояние равновесия (состояние IV) определяется уравнением

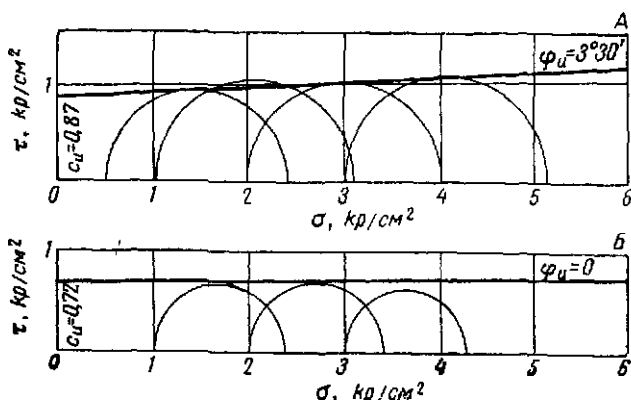
$$\frac{c_u}{\gamma' d} = (1 + \gamma_w/\gamma') \sin \beta - \operatorname{tg} \phi \cos \beta \approx 2 \sin \beta - \operatorname{tg} \phi \cos \beta. \quad (8)$$

На фиг. 8 графически показаны значения, полученные по этому уравнению, а также значения из уравнения устойчивости для состояния III.

Определение сопротивления сдвигу трещиноватых глин

Плотина Некранайс расположена на реке Оре. Земляная плотина имеет длину 3280 м и максимальную высоту 48 м. Подстилающие слои представлены пойменным гравием мощностью 2—10 м. Ниже гравия залегает мощная толща миоценовых глин. За геологическое время было размыто по крайней мере 60 м глин.

Глины темно-серого цвета разделены трещинами на отдельные блоки. Особое значение имеют горизонтальные трещины, протягивающиеся на большое расстояние. В верхней части, где наблюдается значительное разуплотнение, обусловленное снятием давления вследствие размыва верхних слоев, глины средние плотные. В нижней части глины очень плотные и твердые. Для этих глин характерно: $\omega_L = 56-77$ и $\omega_P = 26-36$, влажность



Фиг. 9. Результаты опытов в трехосных приборах в недренированных условиях.

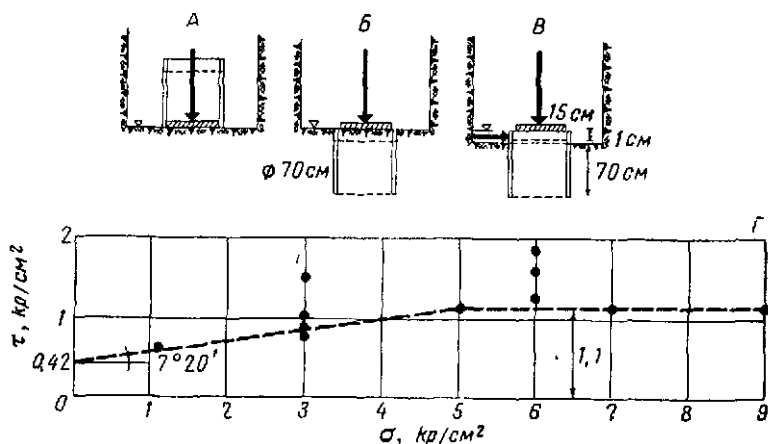
А — образцы, взятые вертикально; Б — образцы, взятые наклонно.

22—32%, коллоидная активность 0,8, 55—65% частиц меньше 0,005 мм, $\varphi' = 27-33^\circ$, $c' = 0-1,4 \text{ kp/cm}^2$ и значительное колебание показателей прочности в горизонтальном и вертикальном направлениях.

Сопротивление сдвигу трещиноватых глин определялось на неразрушенных образцах, взятых тонкостенным грунтоносом системы 100-мм-1D. Были проведены опыты трехосного сжатия в недренированных условиях. Результаты 186 опытов представлены на фиг. 9, А, где графически показаны средние значения.

Образцы вырезались вертикально. При испытаниях образцов плоскости разрушения были наклонены и проходили через относительно плотный материал. Поскольку ожидалось низкое сопротивление сдвигу из-за горизонтальных трещин, брались образцы (100 мм в диаметре), оси которых были наклонены по отношению к вертикали таким образом, чтобы плоскости разрушения совпадали с горизонтальными плоскостями ослабления. Результаты 15 опытов трехосного сжатия в недренированных условиях представлены на фиг. 9, Б, где графически показаны средние значения.

При сравнении результатов испытаний двух серий образцов было установлено, что сопротивление сдвигу на 27% ниже в образцах, взятых наклонно. Это указывает на то, что сопротивление сдвигу в направлении горизонтальных трещин должно быть ниже, чем в любом другом направлении. Поскольку сопротивление сдвигу с учетом горизонтальных трещин оказывает решающее влияние на устойчивость плотины, было проведено 11 полевых опытов на сдвиг.



Фиг. 10. Полевые опыты на сдвиг.

А, Б, В—схемы опыта; Г—результаты опыта.

Метод полевых испытаний на сдвиг подробно описан Букованским [1]. Схема и результаты опытов показаны на фиг. 10. Опыты проводили таким образом, чтобы избежать выпирания dna опытной выемки и чтобы можно было приложить нормальную нагрузку 9 kp/cm^2 .

В приборах на сдвиг использовали стальные кольца диаметром 70 см, состоящие из двух частей. Верхняя часть 15 см высотой; нижняя часть высотой 70 см с режущим краем. После проходки опытного шурфа на его дно устанавливали оба кольца, одно на другое. В кольца была вставлена стальная пластинка для нагружения. Нагрузка на пластинку соответствовала давлению вышележащих слоев, т. е. $1,2 \text{ kp/cm}^2$ (фиг. 10,А). Оба кольца вдавили в глину (фиг. 10,Б). Удалили глину вокруг верхнего кольца и опять слегка вдавили кольцо, чтобы создать зазор 1 см между пластинкой и поверхностью грунта. Затем к верхнему кольцу было приложено горизонтальное давление (фиг. 10,В). После этого начали опыт. Каждое испытание продолжалось 1—2 час. Определив сопротивление сдвигу, кольца

вдавливали еще на 15 см вглубь и проводили новую подготовку к испытанию, как и прежде. Результаты опытов представлены на фиг. 10, Г. Для определения влияния горизонтальных трещин испытания на сдвиг повторяли на различных близких уровнях при нагрузке 3 и 6 kp/cm^2 .

Результаты полевых опытов подтвердили, что сопротивление сдвигу глин в значительной мере определяется горизонтальными плоскостями ослабления, где оно наименьшее. Однако сопротивление сдвигу при высоких нормальных напряжениях не отличается значительно от сопротивления сдвигу, определенного в трехосных приборах на образцах, взятых вертикально.

ЛИТЕРАТУРА

1. Bukovanský M., Determination of the strength of clay-stones (in Czech.), Decent thesis, Komenský University, Bratislava, 1962.
2. Dow R. B., Some rheological properties under high pressure, I, New York, Acad. Press, 1956.
3. Skempton A. W., Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay, Proc. Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 351—357, 1961.

Г. Келлер

УСТОЙЧИВОСТЬ ИСКУССТВЕННЫХ ОТКОСОВ В СЛОИСТЫХ ПОРОДАХ¹

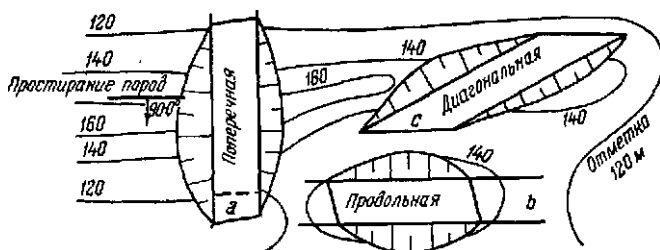
Наблюдая крутые устойчивые откосы дорожных выемок, заложенных в древних массивных породах или крутопадающих слоистых толщах и имеющих угол откоса, равный углу падения пород, мы часто упускаем из вида трудности, которые возникают при заложении выемок в молодых, мезозойских осадочных породах, представленных обычно известняками, мергелями и аргиллитами. В процессе устройства откосов и после возникают проблемы, связанные с условиями залегания этих пород, их структурой и, наконец, с их петрографическим составом. На массив пород, слагающий откос, начинают действовать такие факторы, как сила тяжести и процессы выветривания, при которых в условиях средних широт и влажного климата существенная роль принадлежит воде. В этом случае снова на первый план выступает проблема устойчивости горных пород. Для обычных петрографических исследований достаточно иметь небольшой штупф, а для оценки инженерно-строительных свойств крупных скальных массивов нужны натурные опыты и лабораторные опыты большого масштаба. Иногда удастся обойтись и без этих опытов, особенно если организовать соответствующие полевые исследования геологического строения (стратиграфии, структуры, рельефа, петрографии и т. п.), а также физико-механических и других инженерно-геологических свойств пород.

К решению проблемы разнополюсного заложения откосов в слоистых породах предлагается геологический подход, т. е. рассмотрение условий расположения выемки в зависимости от направления ее по отношению к простиранию пород. Изучим сначала состояние откосов при поперечном (перпендикулярном простиранию пород) заложении выемки, затем при продольном (по простиранию пород) и, наконец, на конкретном примере при промежуточном (диагональном) расположении выемки. Рассмотрим также петрографические свойства пород и данные лабораторного изучения их физических свойств.

¹ Keller G., Das Problem Künstlicher Böschungen in Schichtgesteinen, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, 11/2 (Geologie und Bauwesen, Jg 29/2), Wien, 1964.

Состояние откосов в поперечных выемках

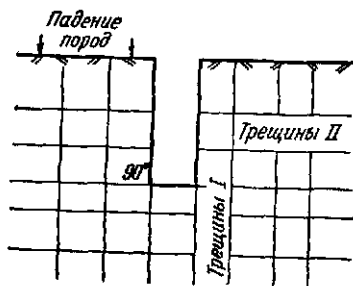
При устройстве выемок для шоссе и железных дорог или каналов наклонные пачки слоев лучше всего пересекать вкрест их простирацию (фиг. 1). В этом случае в пределах каждого слоя при любом угле падения пород обнажается наименьшая



Фиг. 1. Поперечные (а), продольные (b) и диагональные (с) выемки в слоистых породах.

поверхность, и направление этой поверхности не будет оказывать влияния на состояние откосов. Могут быть заложены достаточно крутые откосы, и их устойчивость будет существенно

зависеть от направления трещин (I и II). Вертикальные трещины (I) можно использовать как поверхности откоса, обладающие большей устойчивостью. В поперечном сечении такая выемка похожа на ущелье (фиг. 2). Однако и здесь процессы выветривания, включая морозное выветривание, оказывают действие и вызывают необходимость постоянной зачистки стен, как, например, на Мёнхсберге в Зальцбурге. При таком расположении выемки относительно простираения слоев не возникнет никаких подвижек горной породы по падению пластов, так как сила тяжести при-



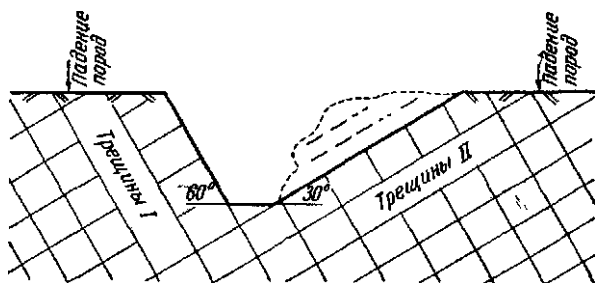
Фиг. 2. Поперечная выемка в породах с вертикальными и горизонтальными трещинами.

Напластование пород параллельно плоскости рисунка.

жимает отдельные структурные элементы массива друг к другу и связывает весь массив в неразрывное целое; возможен лишь боковой сдвиг в сторону выемки. В данном случае каждый блок массива, подрезанный откосом, обладает одной свободной поверхностью.

Если трещины I не вертикальны, а падают под определенным углом (фиг. 3), причем соответствующая вторая система тре-

щин II развита не равноценно первой, произойдет изменение устойчивости откоса. На одной стороне выемки блоки пород и в дальнейшем оказываются зажатыми с пяти сторон (слева на фиг. 3), а образовавшаяся вдоль трещины шестая свободная поверхность уравнивается действием силы тяжести. На противоположной стороне выемки поверхность трещин II при слишком крутых углах заложения выходит на поверхность откоса и образует поверхность скольжения, направленную в сторону выемки.



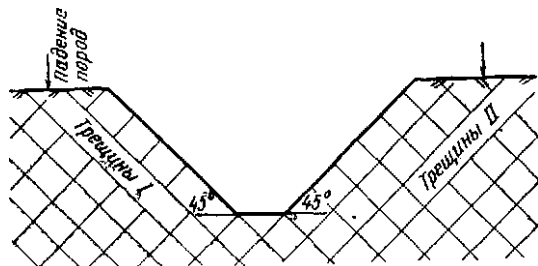
Фиг. 3. Поперечная выемка в породах с наклонными трещинами.

Напластование пород параллельно плоскости рисунка.

Такие поверхности скольжения устойчивы против процессов выветривания, они покрыты своего рода водоотталкивающим панцирем и при крутом падении трещин создают устойчивые поверхности откосов. Чтобы создать естественную поверхность откоса, у подошвы выемки нужно обнажить линию выхода следующей поверхности трещин, которая будет служить основанием откоса. Обвал породы произойдет в сторону выемки по падению трещины. При описанной системе расположения трещин профиль выемки будет асимметричным: на откосе выемки, ограниченном плоскостью трещин I, откос будет крутым, а на противоположном в соответствии с уклоном падения трещин II — пологим (фиг. 3). Задача инженера в этом случае заключается в удалении висячего блока горной породы над поверхностью трещин II (справа на фиг. 3).

Особенно благоприятными условиями для выемок являются такие, при которых имеются две четко выраженные, совершенно одинаковые системы трещин I и II, как, например, в толстослоистых породах. В этом случае порода разбита вкрест простирающему на более или менее горизонтально расположенные призмы квадратного или ромбического сечения размером от нескольких сантиметров до 10 м. При таких условиях угол откоса, ограниченный плоскостями напластования, в обоих бортах выемки будет создан самой природой. Работы по проходке выемки облегчаются тем, что толща слоистых пород разбита на клинообразные

отдельности, которые по мере углубления выемки соскальзывают в нее. При этом образуется естественный, более или менее симметричный профиль выемки (фиг. 4), и в данном случае

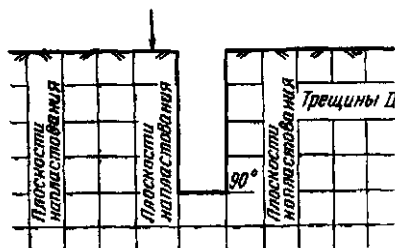


Фиг. 4. Наклонная трещиноватость. Две однотипные системы трещин в вертикально залегающих породах. Природный откос с заложением 1 : 1 весьма устойчив.

нет необходимости создавать путем удаления «лишней» породы более пологий и, казалось бы, более устойчивый откос, чем этот, созданный самой природой.

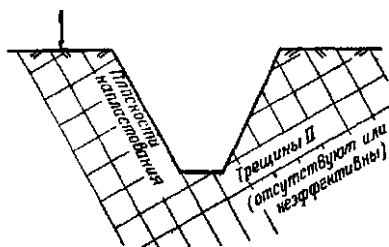
Состояние откосов в продольных выемках

Если при поперечной выемке направление падения слоев никакого влияния на состояние откоса не оказывает, то при продольной выемке именно оно определяет ее поперечный профиль



Фиг. 5. Продольная выемка в толще вертикально залегающих пород.

Плоскости трещин I соответствуют плоскости рисунка.

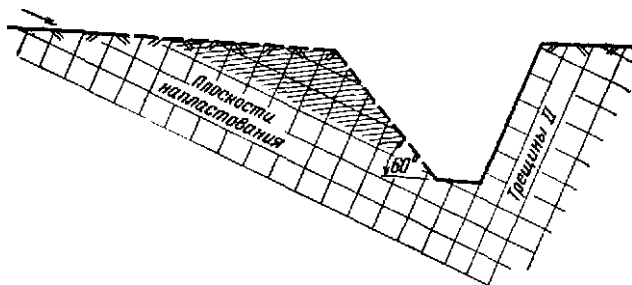


Фиг. 6. Продольная выемка в крутопадающих породах.

Плоскости трещин I соответствуют плоскости рисунка.

(фиг. 1). При вертикальном падении слоев выемка первоначально имеет вид ущелья, только ограниченного теперь с двух сторон вертикальными слоями. На одной стороне откосом будет

служить верхняя поверхность слоя, на другой—нижняя (фиг. 5). По этим поверхностям часто происходят подвижки, благодаря чему они оказываются отшлифованными. Использовать крутопадающие поверхности слоев в качестве откосов выемок можно даже тогда, когда развита система трещин, расположенных перпендикулярно поверхности пласта и следующих простиранию и падению пород. В дальнейшем на увлажненные откосы могут оказывать действие процессы морозного выветривания, которые



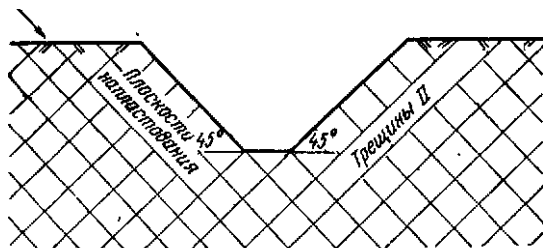
Фиг. 7. Продольная выемка в толще пологопадающих (20°) от левого к правому откосу слоев.

Трещины I, расположенные в плоскости рисунка, влияя на устойчивость откоса не оказывают. Левый откос может быть крутым только в том случае, если плоскости напластования не будут поверхностями скольжения.

ослабляют связи между отдельностями породы и приводят к их обрушению. При вертикальном падении слоев их поверхности приемлемы в качестве крутых откосов выемок только в тех случаях, когда выемки проходят по твердым, устойчивым к выветриванию породам. Если плоскости системы трещин II в породе выражены не четко, допускается устройство симметричной каньонообразной выемки (фиг. 6). При более пологом падении слоев, т. е. при углах падения около 40° , угол откоса на данной стороне выемки должен быть равен углу падения пластов. При еще более пологом залегании рекомендуется более крутой угол откоса (конечно, с учетом правил техники безопасного ведения работ в карьерах, где угол откоса не должен быть круче 60°). Однако в выемках, предназначенных для современных шоссейных дорог с непрерывным скоростным движением транспорта, такой крутой угол заложения откоса недопустим. Объясняется это тем, что откосы в карьерах должны быть устойчивы лишь в течение относительно короткого периода производства горных работ и не рассчитаны на длительное противодействие экогенным факторам. При особых же условиях допустимый угол заложения откоса существенно зависит от мощности пластов и их петрографического состава. На фиг. 7 штриховкой показан клино-

образный массив породы, висящий над дорожной выемкой. При четко выраженных плоскостях напластования, да еще с глинистой смазкой между ними заложение откосов с углом наклона 60° совершенно недопустимо.

Если на одной стороне выемки откосом служит поверхность устойчивого пласта, то на противоположной условия устойчивости также оказываются надежными. В этом случае возникает наиболее благоприятное распределение напряжений в массиве



Фиг. 8. Плоскости слоев и трещины падают навстречу друг другу под углом 45° .

Трещины I, расположенные в плоскости рисунка, влияния на устойчивость откоса не оказывают. Выемка продольная.

пород. В напряженном состоянии находятся все пять сторон блока пород, расположенные внутри массива, а шестая, свободная поверхность, обращенная к выемке, связана действием силы тяжести, развивающейся под поверхностью откоса. Откосы, создаваемые в толстослоистых массивных породах со слабой трещиноватостью или с трещинами, направленными по простиранию пород, будут устойчивыми даже при большом угле падения. Если эти трещины, перпендикулярные плоскостям напластования, выходят на поверхность выше основания откоса выемки, то в массиве откоса по трещинам могут образоваться поверхности, по которым блоки пород соскользнут в выемку. Углом естественного откоса в данном случае будет угол падения трещин, расположенных перпендикулярно слоистости. При угле падения слоев, равном 45° , угол наклона плоскости трещин на противоположной стороне выемки также будет 45° . Следовательно, выемка приобретает симметричный профиль (фиг. 8), похожий на профиль, изображенный на фиг. 4, но определенный иными структурными особенностями пород. Чем круче угол падения слоев, тем скорее плоскость напластования на одной стороне выемки может служить поверхностью откоса и тем положе на противоположной ее стороне будет наклон плоскостей трещин, параллельных простиранию пород и наклоненных к выемке. Поскольку поверхности этих плоскостей не «отполированы», более того, обычно шеро-

ховаты, соскальзывание блоков пород в выемку затрудняется. С увеличением угла падения слоев возможность внезапного сдвига нарушенных клиньев породы в выемку уменьшается, а при вертикальном их залегании такое движение вообще не происходит.

Перейдем к оценке возможности использования в качестве поверхностей откосов плоскостей напластования с углом падения пород менее 45° (в соответствии с экономической целесообразностью). В принципе следует учитывать, что с уменьшением



Фиг. 9. Горизонтальное залегание пород.

Трещины II вертикальные. Плоскости трещин I соответствуют плоскости рисунка.

угла падения пород уменьшаются наклон и величина сдвигающей силы. Трение по поверхности подстилающего пласта в конце концов исключает возможность смещения. Поэтому неправильно считать, что чем больше угол падения слоев, принимаемый в качестве угла заложения откоса, тем устойчивее будет выемка. Более устойчивыми могут оказаться откосы, угол заложения которых круче, чем наклон слоев (фиг. 7). Решающее значение в этом случае приобретают петрографический состав пород, наличие тонкого прослоя глинистого заполнителя между слоями и, наконец, характер породы в целом.

Изучение условий противоположного борта выемки показывает, что с уменьшением угла падения слоев заложение откоса может быть более крутым. Плоскости трещин, расположенные по простиранию пластов и перпендикулярные напластованию, все больше приближаются к вертикали. Поэтому отдельные блоки породы, заключенные между трещинами, при малых углах падения пластов удерживаются в откосах. Эта картина меняется при горизонтальном залегании пород (фиг. 9). На обеих сторонах выемки в массиве тогда отделяются вертикальные блоки, ограниченные двумя соседними параллельными плоскостями трещин систем I и II; поэтому откосы в целом приобретают тенденцию смещения в сторону выемки. С сокращением расстояния между трещинами неустойчивость откосов выемки увеличивается. В этом случае при воздействии процессов выветривания сама

В сеноманских известняках и известняках пленэра встречаются приблизительно 20-сантиметровые прослои твердого, распадающегося на угловатые обломки желтоватого известняка, обладающего средней и высокой устойчивостью против морозного выветривания. Напротив, мергели пленэра (1) и (2) в свежем состоянии представляют твердую породу, но куски этой породы, помещенные на несколько часов в воду, полностью распадаются, и еще быстрее протекает этот процесс при воздействии мороза.

Между пластами всегда присутствует тонкий пропласток глинистого заполнителя, вследствие чего вышележащие слои легко соскальзывают. Как показывают наблюдения в карьерах, аналогичные сеноманские известняки и известняки пленэра начинают

смещаться, как только угол откоса становится больше угла падения пластов, в среднем не превышающего 35° . В этом случае обнажаются плоскости напластования, обращенные к выемке; залегающие выше породы, особенно во влажное время года, приходят в движение, захватывая массив до самого гребня возвышенности. Местами отрыв происходит по плоскостям трещин, перпендикулярных плоскости напластования и расположенных по простиранию пластов. Трещины, параллельные падению пластов, при соскальзывании пород расширяются, и породы распадаются на отдельные блоки с пятью свободными поверхностями. Шестая поверхность в этом случае не находится больше под прежним напряжением, и блок некоторое время удерживается от соскальзывания только благодаря силе трения, развивающейся по наклонной поверхности напластования, но в конце концов порода сползает в выемку.

Для анализа устойчивости такого склона не нужно проводить непосредственно в дорожной выемке дорогостоящие опыты по сдвигу крупных монолитов в направлении падения пластов. Об устойчивости естественных откосов можно судить по другим наблюдениям, проводимым непосредственно в полевых условиях. Так, оставшиеся на наклонной поверхности пластов породы постепенно выветриваются, и образуется осынь, сползающая в дорожную выемку. Верхняя точка, или граничная линия формирования осыпи, будет постепенно перемещаться вверх по склону до тех пор, пока не будет достигнута зона, где на поверхность выйдет поднимающаяся со стороны выемки нижняя плоскость пласта (по ней осыпь растет вверх). В этом случае по мере приближения поверхности откоса к плоскости



Фиг. 11. Геологический разрез по линии АВ (см. фиг. 10).

напластования выветривание пород хотя и замедляется, но полностью не прекратится.

Таким образом, при окончательно сформировавшихся откосах, например в карьерах, в которых добыча камня не производилась в течение 20—30 лет, угол естественного откоса в его верхней части равен углу падения пластов, ниже находится осыпь, четвертая или пятая часть которой (по длине) располагается уже на дне карьера. Сверху вниз угол падения поверхности осыпи постоянно уменьшается. Сформировавшиеся таким образом откосы приобретают устойчивость. Впоследствии они покрываются растительностью — травами, кустарниками, деревьями, которые в свою очередь задерживают движение осыпи. Выветривание пород, лежащих над плоскостью напластования, уменьшает опасность обрушения откоса. В дальнейшем может происходить лишь медленное сползание рыхлых масс. Поэтому в основании такого откоса необходимо устройство площадки, на которой будет скапливаться осыпной материал.

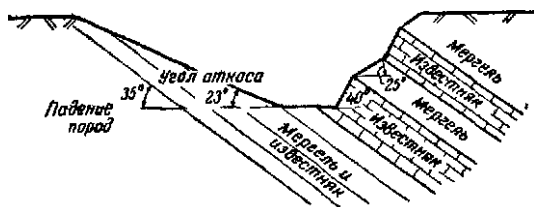
Использование этого опыта для выбора угла откоса выемок, закладываемых в сеноманских известняках, возможно при следующих условиях. На северных сторонах дорожных выемок устойчивым углом откоса будет только угол падения пластов. Каждый обнаженный пласт породы должен прослеживаться до границы между поверхностью откоса и дном выемки, а подрезанные выемкой слои следует обрушить. После этого движения масс горных пород в сторону выемки происходить не будет. Образующаяся позднее на поверхности откоса небольшая осыпь будет состоять из щебнистого материала выветривания известняка. Укрепление склона из известняка слоем суглинка в данном случае не требуется. Закреплению откосов способствует быстро появляющаяся растительность. Если на откосе обнажаются поверхности мергелей, то эти участки следует по возможности покрыть слоем материнской породы или суглинками и посадить на них растительность. Такие участки откосов необходимо хорошо дренировать, во избежание скопления грунтовых вод на контакте между искусственным покрытием и мергелистой породой. Напротив, на известняковых склонах дренаж не требуется, так как часть атмосферных вод легко просачивается в трещиноватую породу или уходит (в нижней части откоса) под осыпь; в худшем случае она застаивается на некоторое время в придорожной канаве, пока не просочится (если канава заложена в известняке) к более глубоко залегающим подземным водам. Следует предостеречь от покрытия известняковых откосов слоем почвы, так как в этом случае прочной связи между почвой и коренной породой не образуется и в скором времени такое покрытие будет смыто. Особенность диагональных выемок состоит в том, что углы их откосов, располо-

женных по падению пластов, уменьшаются до так называемого профильного угла γ согласно формуле $\operatorname{tg} \gamma = \operatorname{tg} \alpha \cdot \sin \beta$ (в данном случае до 23°), где α — угол падения пластов, а β — угол между простиранием пластов и направлением трассы.

Откосы, направленные против падения пластов. Те же структурные и петрографические особенности пород, определяющие состояние откосов на северной стороне, на противоположной южной стороне выемки приведут к иным результатам. Это объясняется тем, что такой важный фактор, как падение пластов, здесь не сказывается. В массивных и однородных пластах при угле падения пород, равном 35° , угол откоса может достигать 55° . Однако, учитывая петрографический состав и структурные особенности продольных тектонических нарушений пород, ориентированных под углом 45 — 50° против падения пластов (на северной стороне эта структурная особенность полностью компенсирована), следует проектировать более пологий откос. Судя по характеру этих нарушений, угол откоса во всех случаях должен быть менее 45° , но нижним пределом следует считать 40° . Важно, чтобы плоскости нарушений не обнажались в откосе выемки, так как по заполнителю трещин вышележащие слои могут легко соскользнуть. Эти поверхности гладкие, а угол падения их велик, поэтому несвязные породы даже при отсутствии смазки водой начинают сползать в выемку.

Угол откоса, соответствующий падению основных тектонических нарушений, вполне приемлем в случае заложения выемки в известняках, но особенности свойств мергелей требуют еще большего уменьшения угла откоса. В связи с существенно более низкими показателями механических свойств выветрелых образований возникает вопрос, при каких условиях откос, заложенный в породах, быстро превращающихся в элювий, можно рассматривать как устойчивый в течение длительного времени. В разрезе, в котором чередуются слои известняка и мергеля толщиной несколько сантиметров, процессы выветривания протекают различно как по скорости, так и по характеру. Большое значение в этом отношении имеет и последовательность залегания: в одном случае на мергеле лежит известняк, а в другом — наоборот. Известняк, покрывающий мергель, выветривается значительно медленнее и создает своеобразную защиту для всего массива. Скорость выветривания установлена опытным путем на основании определения водопоглощения и устойчивости против морозного выветривания. Для рассматриваемых сеноманских мергелей и известняков это соотношение примерно равно $1:20$ и $1:30$, т. е. за 20 лет и более известняк претерпит такие изменения, какие у мергелей обнаружатся через год.

В результате избирательного выветривания в мягком мергеле, защищенном выступающим слоем известняка, образуется ниша. Так как под этот карниз атмосферные воды почти не проникают, верхняя часть пласта мергеля окажется круче, чем нижняя, подверженная размыву, где порода приобретает пластичную консистенцию. Следовательно, формирование склонов



Фиг. 12. Формирование откосов в диагональной выемке (см. фиг. 10).

подчиняется определенным геоморфологическим законам. Естественно, возникает вопрос: какие процессы происходили на контакте мергелей с известняками в течение геологического времени, например с начала голоцена? Оказывается, что эти процессы ведут к образованию склона с перегибом у контакта с известняком.

Но это относительное изменение крутизны, а также выполаживание у основания не типичны для откосов. Вблизи минимального радиуса кривой откоса появляются зоны с развитым выветрелым слоем и растительностью, свидетельствующих о их длительном стабильном положении. Применяя данные этих исследований к нашему случаю, находим угол откоса, равный 25° ; таким образом, в искусственной выемке в известняке устойчивый откос должен быть не круче 40° , а в мергеле — 25° (фиг. 12). Принимать меры, предотвращающие образование ниш, не требуется, так как они способствуют относительной стабилизации откоса. Регрессивное выветривание, проникающее до ближайшей продольной трещины, расположенной перпендикулярно слоистости, высвобождает небольшие блоки породы, которые либо соскальзывают по пологим мергелистым откосам, либо обрушиваются к подножию откоса. Следовательно, рядом с проезжей частью дороги необходимо устройство достаточно большой бермы, на которой будут скапливаться обломки обрушающихся пород.

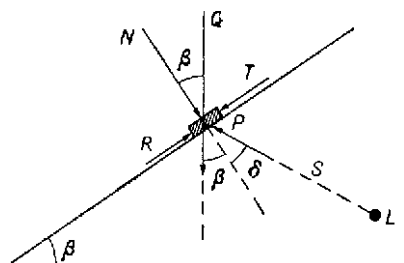
Итак, при чередовании в разрезе твердых и мягких пластов профиль откоса будет ступенчатым. Поскольку трасса проходит под углом к простираанию пород, отдельные пласты поднимаются от дна к бровке откоса выемки и между более пологими

его частями в пределах мергелей наблюдаются выступы известняков. Картина напоминает карнизы триасовых известняков, выступающие в Альпах над райблерскими слоями. Более пологий откос необходим только там, где мергели обнажаются по всему разрезу, от подошвы выемки до ее бровки. Основное правило, которое в данном случае следует соблюдать, это предохранение откоса от дождя и снега покрытием его слоем почвы, насаждением растительности и устройством дренажа. Выступы известняков озеленять не требуется, обычно они покрываются естественной редкой растительностью.

УСТОЙЧИВОСТЬ СКАЛЬНЫХ ОТКОСОВ ПРИ ВЗРЫВАХ¹

Размеры зон разрушения при взрывах в скальных породах можно приблизительно определить заранее. Разрушение твердых тел при сейсмических воздействиях зависит от величины относительной деформации или скорости распространения взрывной волны. На разрушение трещиноватой скальной породы основное влияние оказывает ускорение при сотрясениях в результате взрыва. Значительную роль играют трещины, напластование и сланцеватость. Приведена методика определения наибольшего сейсмического воздействия в зависимости от местоположения и вида заряда ВВ. На нескольких примерах показано, какие задачи можно решить с помощью этого метода и что данные расчетов совпадают с непосредственными наблюдениями.

При взрывах происходит отделение монолитных глыб пород и их разрушение по поверхностям отдельностей. При неблаго-



Фиг. 1. Устойчивость элемента породы на наклонной поверхности пласта при сейсмическом воздействии.

S — сейсмический луч; R — сила трения.

приятном залегании пород и трещин отдельностей, т. е. при падении в сторону откоса, степень разрушения массива пород увеличивается и нередко происходят обвалы. Рассмотрим действующие силы на схеме (фиг. 1). Сейсмическую энергию или энергию взрыва можно разделить на две составляющие: одна, параллельная поверхностям отдельностей и касательная к компоненте силы тяжести, создает импульс движения; другая, действующая в направлении, перпендикулярном поверхности отдельности N, снимает нагрузку и обуславливает разрыхление пород.

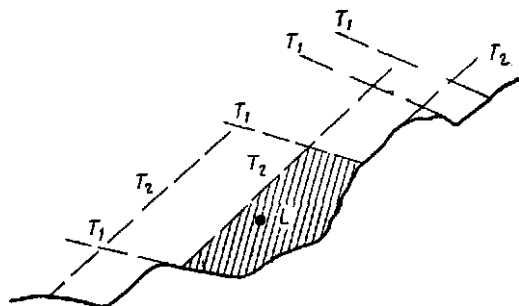
Объем отделившейся под действием взрыва породы можно приблизительно определить на основе известных отношений. При концентрированном (камерном) заряде радиус разрушенного объема породы примерно в 8—10 раз больше радиуса заряда. При цилиндрическом (удлиненном) заряде² радиус зоны

¹ Dvořák A., Die Stabilität von Felsböschungen bei Sprengungen, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Supplementum II, XV, Wien, 1965.

² Длина удлиненного заряда в 30 раз больше радиуса шнура.

разрушения в 50—100 раз больше радиуса шпура. Как видно на фиг. 2, зона разрушения в скальных породах с отчетливыми поверхностями отдельностей не обладает шарообразной или цилиндрической формой, а ограничена поверхностями отдельностей.

Образование первых трещин от взрыва, расширение ранее существовавших трещин и разрыхление скальной породы происходят различно. Ранее автор показал [2, 3], что для разрушения



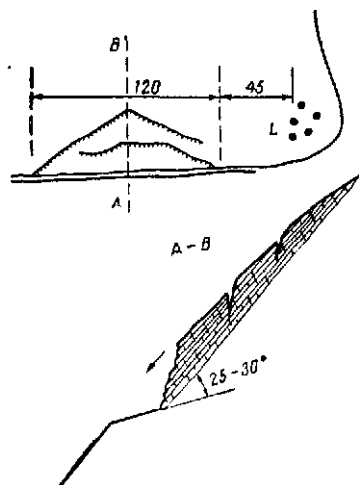
Фиг. 2. Влияние поверхностей отдельностей и слоистости (T_1 и T_2) в скальных породах на формирование зон разрушения при взрывах (L).

твердого тела решающее значение имеет относительная деформация и что последняя зависит от скорости распространения взрывной волны. Даже для массивных скальных пород, крепость которых соответствует бетону, разрушающая скорость распространения волны должна быть 60—100 мм/сек. Радиус R (в метрах) зоны разрушения при удлиненном заряде весом N кг приблизительно равен $2N^{2/3}$ — $3N^{2/3}$. При концентрированном заряде радиус зоны разрушения в 20—25 раз больше радиуса заряда. В случае удлиненного заряда радиус зоны разрушения в 150—300 раз больше радиуса шпура. Все эти данные следует рассматривать как весьма приблизительные. Границы зоны разрыхления породы зависят от простираения поверхностей отдельностей.

Трещины в массивных скальных породах часто столь многочисленны, что породу можно рассматривать как особую каменную кладку, состоящую из отдельных, не связанных между собой блоков; силы сцепления здесь весьма малы. Разрушение скальных трещиноватых пород и песчаной толщи зависит от ускорения, сообщаемого материалу, и от его плотности. Разрушение происходит при ускорении a , равном 0,4—1 g. В сомнительных

случаях рекомендуется принимать во внимание оба значения ускорения.

Для устойчивости откосов, сложенных скальными породами, решающее значение имеют условия залегания пород и ориентировка трещин. Некоторые участки скальных склонов часто находятся в состоянии предельной устойчивости, и достаточно небольшого импульса, чтобы вывести породы из равновесия. На



Фиг. 3. Оползень в девонских известняках, вызванный подрезкой склона и взрывом (L).

фиг. 3 приведен пример нарушения такого равновесия. На склоне при устройстве выемки для шоссе были подрезаны слои девонских известняков, падающих под углом $25-30^\circ$. Опыты по определению сопротивления сдвигу показали, что угол трения по напластованию равен $27-29^\circ$, так что весь вышерасположенный массив пород объемом в несколько тысяч кубических метров находился в состоянии предельного равновесия. Действительно, произошел оползень-обвал, вызванный, по-видимому, взрывом нескольких зарядов взрывчатого вещества весом по 800 кг каждый, произведенных в 45—165 м от выемки шоссе. Сила сотрясения не измерялась, но ускорение, видимо, достигало 0,25 g. По-

скольку волны от взрыва распространялись под углом к слоистости, сделана попытка определить, какое месторасположение заряда относительно поверхностей отдельностей должно считаться неблагоприятным.

Рассмотрим отдельности слоистой породы, наклоненной под углом β , и примем во внимание только трение, пренебрегая сцеплением. Воздействие взрыва на отдельности пород весом Q передается через сейсмический луч S , величина которого $P = Qa/g = \alpha Q$, где a — сейсмическое ускорение, g — ускорение силы тяжести и α — сейсмический коэффициент. Сейсмический луч образует с перпендикуляром к плоскости пласта угол δ (фиг. 1). Кроме того, на отдельность действуют касательная и нормальная составляющие силы тяжести $T = Q \sin \beta$ и $N = Q \cos \beta$. Последняя создает по напластованию трение $R = N \tan \Phi = Q \cos \beta$.

Рассматривая отдельности пород в первом приближении как массу и пренебрегая моментом между силой трения и центром

тяжести, получаем для результирующей касательной силы, параллельной поверхности отдельности, следующее уравнение:

$$T = Q \sin \beta + \alpha Q \sin \delta - (Q \cos \beta - \alpha \cos \delta) f, \\ dT/d\delta = \alpha Q \cos \delta - f \alpha Q \sin \delta.$$

Принимая $dT/d\delta = 0$, получаем

$$\cos \delta = f \sin \delta, \quad g \text{ или } f = \operatorname{ctg} \delta = \operatorname{tg} \Phi,$$

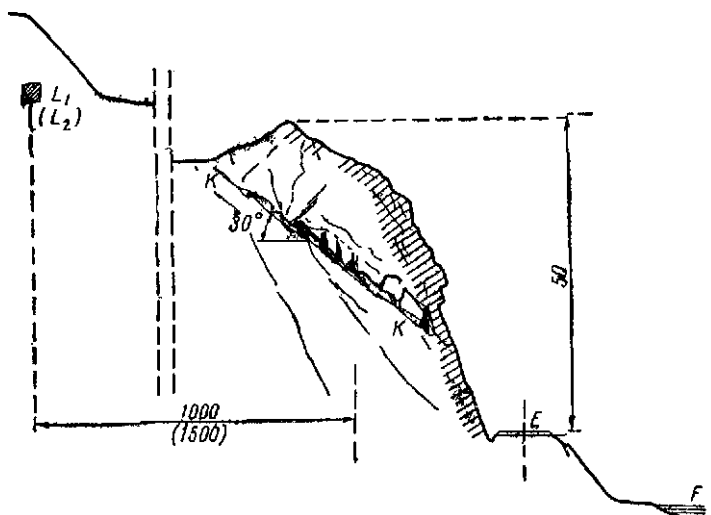
или

$$\delta = 90^\circ - \Phi.$$

Поскольку $d^2T/d\delta^2 = -\alpha Q (\sin \delta + f \cos \delta) < 0$, то речь идет о максимальном сейсмическом воздействии, проявляющемся тогда, когда угол сейсмического луча с перпендикуляром к плоскости пласта δ образует дополнительный угол $90^\circ - \Phi$. Если $\beta = \Phi$ и массив породы находится в состоянии предельного равновесия, максимальный эффект взрыва проявится при действии сейсмического импульса в горизонтальном направлении.

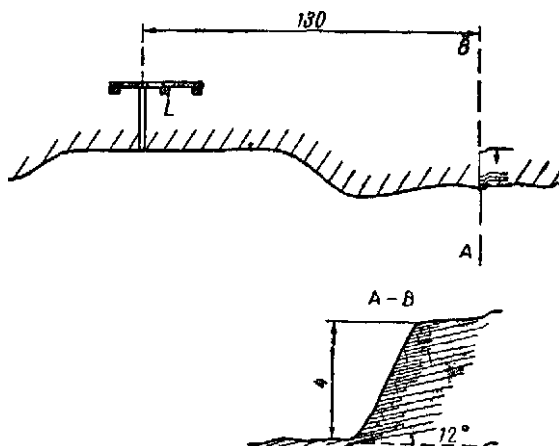
Важность этих вопросов иллюстрируется следующим примером. Над железнодорожным полотном в крутом высотой 50 м нагорном скальном уступе четко выделялась трещина отдельности, наклоненная в сторону откоса под углом 30° . Слои девонских известняков падали в глубь склона, но трещина была расширена карстовыми кавернами (фиг. 4). Объем массива породы, угрожающей обвалом, достигал 30 тыс. м³. В 1 км от этого участка железной дороги находился карьер, где камерными взрывами добывали сырье для цементного завода. При исследовании прежде всего определили сейсмическим методом устойчивость массива пород на склоне; результаты оказались удовлетворительными. Затем была произведена оценка влияния взрывов методом, предложенным автором, причем оказалось, что на расстоянии 1 км допустим взрыв заряда весом 1000 кг. Осуществлено несколько взрывов зарядов ВВ весом по 900 кг на расстоянии 1 км от железнодорожного полотна и весом 1500 кг — на расстоянии 1,5 км от него; взрывы не вызвали нарушения устойчивости скального уступа. Были измерены коэффициенты сотрясения грунта; автор и операторы вместе с аппаратурой находились непосредственно на исследуемом массиве горной породы. Максимальное сейсмическое ускорение составило 5% ускорения силы тяжести.

Пример устойчивого откоса приведен на фиг. 5. Плоскости отдельностей (трещин) кристаллических сланцев падают под углом 12° в направлении склона. Общий вес камерного заряда, помещенного в 130 м от откоса, равен 11 000 кг; максимальный вес отдельного заряда 3200 кг. Применялось замедленное

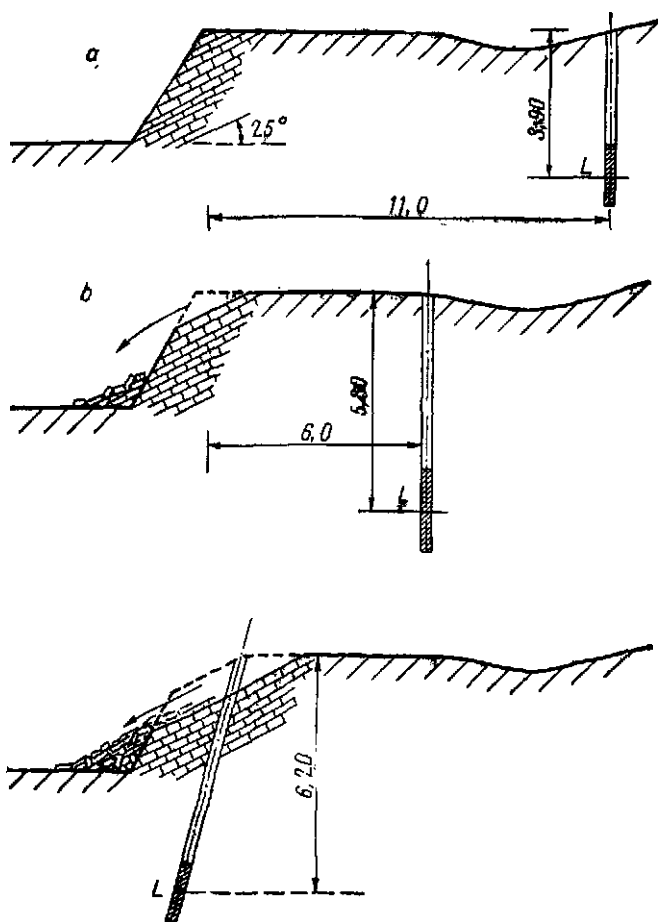


Ф и г. 4. Скальный откос над рекой (F) и полотном железной дороги (E).

Устойчивость откоса нарушается трещинами K и взрывами заряда (L) в карьере.



Ф и г. 5. Устойчивый откос в кристаллических сланцах, которому не угрожают взрывы камерных зарядов (L).



Ф и г. 6. Влияние взрыва зарядов L в буровых скважинах на откосы (а, б, в) в девонских известняках.

взрывание. Сотрясения под скальным откосом (горизонтальные 1,2 g и вертикальные 0,35 g) не нарушили скального массива.

Разрушение скального откоса показано на фиг. 6. Слои девонских известняков падают под углом 25° в сторону склона и подрезаны выемкой на высоту 3 м. Произведено несколько опытных взрывов. Взрыв заряда весом 5 кг, расположенного в 11 м от откоса, разрушений не вызвал. Ускорение составило 0,27 g. После взрыва заряда весом 7,5 кг, помещенного в 8 м от откоса, произошел небольшой обвал породы по слоистости; ускорение достигло 2,4 g. Взрыв 5 кг ВВ, произведенный непосредственно у основания откоса, вызвал значительный обвал породы. Откос находился в зоне выброса, и расстояние было приблизительно в 100 раз больше радиуса удлиненного заряда.

Заключение

При оценке устойчивости скальных откосов и воздействия на них взрывов следует прежде всего выявить опасные поверхности отдельностей в породах. Затем нужно определить сопротивление сдвигу, а также ускорение при сотрясениях. Величина скорости распространения взрывной волны имеет значение только для массивной породы. Исходя из этих величин, можно определить коэффициент устойчивости откоса при воздействии взрывов. Предварительную оценку роли взрывов с достаточной степенью надежности следует производить методом, предложенным автором.

ЛИТЕРАТУРА

1. Don Leet L., Vibrations from Blasting Rock, Cambridge, Massachusetts, 1960.
2. Dvořák A., Über seismische Einflüsse von Sprengungen auf übliche Ziegelbauten, Travaux de l'Institut Géophysique de l'Académie Tchèqueoslovaque des Sciences, № 156, Praha, 1962.
3. Dvořák A., Seismic Effects of Blasting on Brick Houses, Travaux de l'Institut Géophysique de l'Académie Tchèqueoslovaque des Sciences, № 169, Praha, 1963.
4. Dvořák A., The Influence of Geological Conditions on the Propagation of Vibrations from Blasting, Travaux de l'Institut Géophysique de l'Académie Tchèqueoslovaque des Sciences, Praha, No. 186, 1964.

III. ВЫВЕТРЕЛЫЕ ПОРОДЫ И ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ОСНОВАНИЙ ПЛОТИН

П. Лам

ВЫВЕТРЕЛЫЕ ПОРОДЫ ГОНКОНГА¹

Выветрелые породы Гонконга (Сянган), образовавшиеся в результате разрушения изверженных пород, можно отнести к трем различным типам. Состав этих образований варьирует от крупного песка до тонких глин; в естественном состоянии они обычно неводонасыщены. Опыты на ненарушенных образцах показали, что инженерные свойства изменяются в широких пределах и что различия между тремя типами образований весьма значительны.

Дренажное сцепление выветрелых пород зависит от степени их водонасыщения, тогда как угол сопротивления сдвигу у них является величиной переменной.

Изучение зависимости напряжение — деформация показало, что выветрелые породы можно рассматривать в первом приближении как упругие тела, модули упругости которых увеличиваются с глубиной.

Введение

Большая часть выветрелых пород Гонконга образовалась при разрушении кислых изверженных пород в условиях естественного залегания. Субтропический климат с высокой температурой и сильными дождями в летний период активизировал процессы разложения и способствовал образованию выветрелых пород на глубину около 100 футов.

Из-за холмистого рельефа Гонконга и сезонного колебания атмосферных осадков породы в естественном состоянии обычно неводонасыщены на значительную глубину. Степень водонасыщенности изменяется в течение года. Вместе с этим изменяется прочность пород, что сильно влияет на устойчивость природных склонов и откосов выемок.

Изверженные породы Гонконга представлены гранитами и рнолитами; рыхлые накопления, образовавшиеся из этих пород, обладают различными свойствами. Кроме того, в районах, где развиты граниты, поверхностные образования изменяются под воздействием процессов окисления и поэтому сильно отличаются от нижележащих неокисленных пород. Некоторые свойства таких образований были описаны Фаншо [2] и Ламом [3], главным

¹ Lumb P., The Residual Soils of Hong Kong, Géotechnique, XV, № 2, June, 1965.

образом с точки зрения использования их при строительстве земляных плотин, и Ламом [4, 5].

Большая часть данной статьи посвящена рассмотрению прочности и деформируемости пород, которые изучались опытным путем на ненарушенных образцах. Для интерпретации полученных результатов применялся статистический метод. Расчеты, использующиеся для определения средних значений, отклонений и ковариантных отклонений, не представляют интереса, и для простоты результаты будут обозначены в виде высоких, низких или нулевых статистических значений в соответствии со следующей схемой:

Вероятность величины, %	Статистическое значение	Условное обозначение
< 1	Высокое	В
1—5	Низкое	Н
> 5	Нулевое	0

Геологические данные

Схематическая геологическая карта Гонконга показана на фиг. 1 [6]. Главной геологической особенностью района является то, что центральный гранитный батолит в мелком перноде внедрился в более древние вулканические породы. Последующее интенсивное выветривание и процессы эрозии разрушили верхнюю часть батолита и уничтожили покровные породы. В результате образовалась котлообразная долина Харбур с крутыми склонами. В северной части Гонконга наблюдаются осадочные породы, а во всех других районах встречаются системы даек. Эти особенности не представляют большого интереса с инженерной точки зрения; в дальнейшем будут рассматриваться только граниты и вулканические породы.

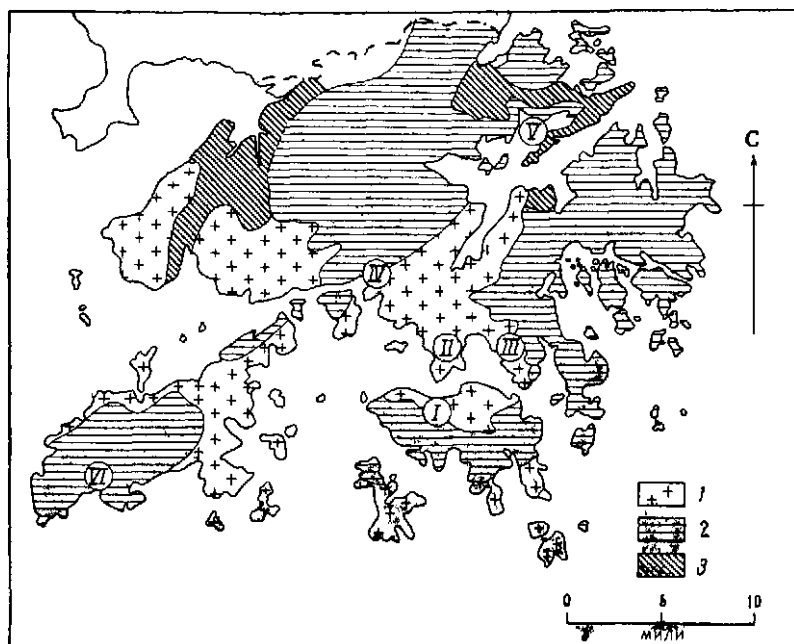
Граниты Гонконга двухполевошпатовые, биотитовые, крупнозернистые с размером зерен около 2 мм. Средний минералогический состав их, определенный в 28 шлифах, следующий:

Кварц	Ортоклаз (микрoклин)	Плагиоклаз	Биотит, эпидот и т. д.
38 %	37 %	21 %	4 %

Встречаются крупнозернистые порфиры, тонкозернистые аплиты и снениты с небольшим количеством кварца или без него, а также кварциты, содержащие незначительное количество по-

левого шпата и бесполовошпатовые. Крайние разности обычно приурочены к дайкам.

Вулканические породы по своей текстуре изменяются от порфиров до лав и являются типичными риолитами, содержащими



Фиг. 1. Схематическая геологическая карта Гонконга.

I — Виктория; II — Каулун; III — Кантон; IV — Цюаньвань; V — Пловер-Ков; VI — Шек-Пик.

1 — граниты; 2 — вулканические породы; 3 — осадочные породы.

до 60% фенокристаллов в очень тонкозернистой (0,02 мм) основной массе. Такая тонкозернистость основной массы не позволила определить минералогический состав пород. Однако Вильямс и др. [7] сообщили данные химических анализов, которые указали на незначительное различие в минералогическом составе гранитов и риолитов. Оба химических анализа были пересчитаны и дали следующий приблизительный состав (в %):

	Кварц	Ортоклаз	Плагиоклаз	Биотит и т. д.
Граниты	33	27	33	7
Риолиты	35	26	35	4

Эти данные очень близки между собой и соответствуют среднему минералогическому составу гранитов. Для настоящего исследования можно принять, что единственным различием двух типов пород является их текстура, поскольку минералы гранитов имеют размер песчаного зерна, а минералы риолитов по размеру зерен относятся к пылеватой фракции.

В обоих типах пород хорошо выражена трещиноватость, но расстояние между трещинами в гранитах около 5—10 футов, тогда как в риолитах 3—12 дюймов.

Образование выветрелых пород

Под химическим воздействием воды породы разрушаются на неустойчивые полевые шпаты и биотит с образованием вторичных глинистых минералов каолинитового типа, серицитов и др. На основании изучения минералогического состава вновь образовавшихся рыхлых пород установлено, что первым разрушается плагиоклаз, затем — ортоклаз и биотит, тогда как кварц остается неизмененным. Некоторые частицы ортоклаза и биотита даже в последнюю стадию разрушения не изменяют своего состава, хотя размер их уменьшается [5]. Продукты разрушения, такие, как коллоидальный кремнезем, калий или натрий, выносятся в растворах вместе с некоторыми вторичными глинистыми минералами, в результате чего увеличивается пористость пород. Если представить себе породу, которая подверглась разрушению с превращением полевых шпатов в каолинит, но из которой не были вынесены глинистые минералы, то состав и пористость такой породы будут выражены следующими значениями (вычислено на основании приблизительного состава неразрушенных пород) (в-%):

	Кварц	Биотит	Каолинит	Пористость
Граниты	34	11	55	44
Риолиты	38	6	56	42

Хотя полевые шпаты обычно никогда не изменяются полностью, предельная пористость их может быть значительно больше 50%. В последней стадии разрушения породы должны состоять примерно из 45% песчаных или пылеватых частиц и 55% глинистых. В действительности максимальное содержание глинистых частиц не превышает 35%, а некоторые каолиниты состоят не только из глинистых частиц, но и из тонко- и среднепылеватых. Состав и пористость новообразованных пород

указывают на дальнейшее выщелачивание по крайней мере 10—20% тонких частиц.

Скорость разрушения зависит от размера зерен материнских пород и трещиноватости, которая способствует проникновению в них грунтовых вод. Крупные блоки гранитов, разделенные трещинами, постепенно разрушаются и превращаются в округлые глыбы, которые в конце концов тоже будут разрушены. Отдельные зерна минералов крупнозернистых гранитов начинают отделяться на ранней стадии разрушения. Поскольку относительного движения между зернами не происходит, в конечных продуктах разрушения сохраняется структура гранитов. По мере того как глыбы уменьшаются в размере, увеличивается скорость разрушения; если породы разбиты на блоки размером около 10 футов, то в скором будущем должно произойти окончательное их разрушение.

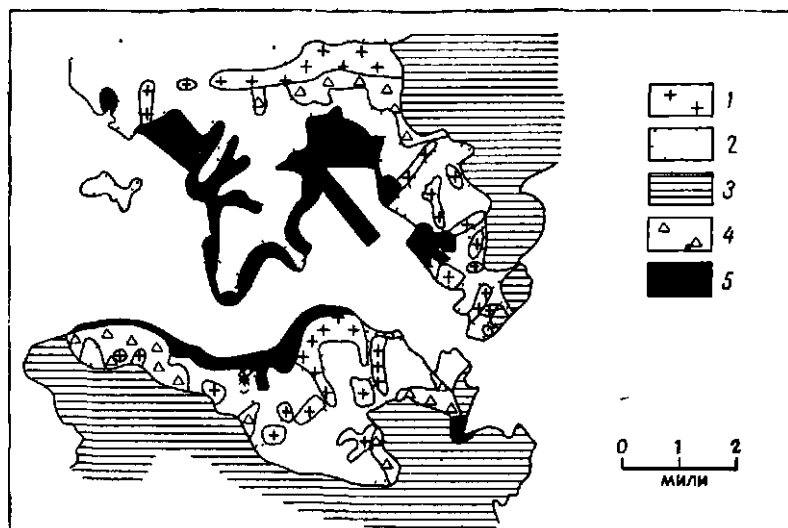
В поверхностной части разрушенных гранитов, где возникает зона аэрации, железосодержащие минералы окисляются с образованием окислов железа, которые придают породе красный цвет. Эти образования являются конечной стадией разрушения, и они существенно отличаются по своему внешнему виду и свойствам от нижележащих, неполностью разрушенных пород. Поэтому мы даем им специфическое название «красных земель». В них не сохраняется структура гранитов главным образом в связи с перегрупировкой зерен.

В процессе превращения изверженных пород в красные земли размер зерен полевых шлатов постепенно уменьшается от крупных в начальной стадии разрушения до пылеватых, а затем глинистых частиц в конечной стадии. Породы, состоящие из неокисленных крупных и средних зерен, называются разрушенными гранитами.

Разрушение риолитов происходит в основном по той же схеме, как и разрушение гранитов, с теми лишь различиями, которые обусловлены размером зерен и трещиноватостью. На ранней стадии разрушения породы разбиты трещинами на небольшие блоки (глыбы) размером от 1 до 2 футов. Эти блоки разрушаются гораздо медленнее, чем подобные блоки гранитов, вследствие более слабой водопроницаемости. По мере разрушения глыбы превращаются в дресву, сперва крупную, а затем мелкую. Но дресва, по размеру соответствующая песку, в данном случае все еще остается сложной по составу, а не представлена отдельными зернами кварца или полевых шлатов, как это было в гранитах. В конце концов все эти зерна должны распадаться и в стадию полного разрушения превратиться в пылеватую фракцию, представленную частицами кварца. Окисление в поверхностной части разрушившихся риолитов не столь ярко выражено, как в гранитах, и нет необходимости проводить

границу между окисленными и неокисленными риолитами. В новообразованных породах сохраняются первоначальная структура риолитов и следы трещиноватости.

Глубина разрушения значительно варьирует и зависит от размера зерен породы, минералогического состава, трещиноватости и условий дренирования: обычно в гранитах она больше, чем в риолитах. Площадь распространения разрушившихся



Фиг. 2. Элювиальные, коллювиальные и переотложенные образования района Харбур [1].

1—граниты разрушены на глубину 0—20 футов; 2—граниты разрушены на глубину 20—200 футов, 3—риолиты разрушены на глубину 0—60 футов, 4—коллювиальный конус, 5—отложения потоков и участки регрессии моря

пород в промышленно важных районах Харбура (Каулун) и Гонконга показана на фиг 2 [1], где граниты разделены на две зоны: в первой граниты разрушены на глубину 0—20 футов, во второй — на глубину 20—200 футов. Глубина разрушения риолитов — до 60 футов, хотя в некоторых районах, например в Пlover-Ков, отмечена глубина свыше 100 футов.

В гранитах граница между разрушившимися и неветрелыми породами четко выражена, но обычно не соответствует рельефу. В риолитах наблюдается более постепенный переход от свежих пород к разрушившимся, и можно путем расчета определить зону выветрелых пород. Красные земли в поверхностной части разрушенных гранитов имеют мощность несколько футов, а их нижняя граница, как правило, повторяет поверхность земли.

Холмистый рельеф Гонконга обуславливает развитие большого количества оползней в коллювиальных обломочных породах, накапливающихся у подножия крутых склонов (фиг. 2). Состав коллювиальных накоплений сходен с выветрелыми образованиями и отдельно рассматриваться не будет.

На фиг. 1 показано, что промышленно важный район Виктория и все северное побережье острова Гонконг, полуостров Каулун, Кантон и Цюаньвань в основном сложены гранитами. Однако промышленное развитие коснулось и тех районов, которые сложены риолитами, где идет строительство зданий, прокладка дорог и сооружение земляных плотин в Шек-Пик. Красные земли в настоящее время занимают ограниченные площади в развивающихся районах, поскольку они, как правило, удаляются при подготовке строительной площадки. Они имеют очень важное значение как водонепроницаемое покрытие при сооружении земляных плотин [4, 5].

Экспериментальные исследования были проведены в университете Гонконга на образцах главным образом из района Харбур и Пlover-Ков. Не было обнаружено никаких различий между образцами одного и того же типа грунтов из различных районов Гонконга; разрушенные риолиты с острова Гонконг имели те же свойства, что и разрушенные риолиты из Пlover-Ков, Шек-Пик или других районов.

Гранулометрический состав и состояние выветрелых пород

Между образовавшимися тремя типами пород можно визуально провести различие по содержанию крупно-среднезернистой песчаной фракции в соответствии со следующей схемой:

Породы	Крупно-среднезернистая песчаная фракция	
Разрушенные граниты	Преобладает	Кварц и полевые шпаты
Красные земли	Преобладает	Только кварц
Разрушенные риолиты	а) немного б) отсутствует	Смешанные зерна

Кривые гранулометрического состава для всех образцов показаны на фиг. 3. Наблюдается значительное перекрытие между тремя группами образцов, и, следовательно, классификация по количественному содержанию щебиновых, песчаных, пылеватых и глинистых частиц не имеет большого значения. Но эти кривые существенно отличаются одна от другой, что дает возможность предложить классификационную схему, основанную

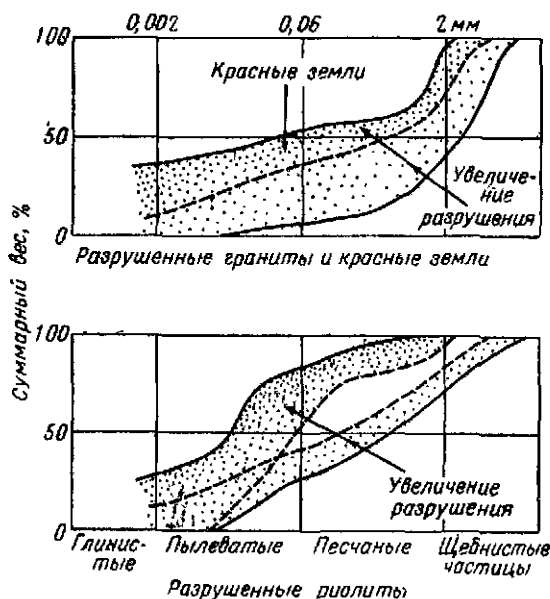
на следующих параметрах, выведенных из процентного содержания (N) частиц диаметром D (мм) (D_N):

Средний диаметр $Md = \lg D_{50}$

Отклонение $Dv = \frac{1}{2} \lg (D_{75}/D_{25})$

Неоднородность $Sk = \frac{1}{2} \lg \left\{ \frac{D_{75}/D_{50}}{D_{50}/D_{25}} \right\}$

В другой работе [5] средний диаметр D_{50} был использован для характеристики разрушенных гранитов, но так как этот параметр изменяется от 0,0056 до 2,7 мм, если рассматриваются все



Фиг. 3. Ограничивающие кривые гранулометрического состава для разрушенных гранитов (106 образцов), красных земель (14 образцов) и разрушенных риолитов (48 образцов).

три типа грунтов, то удобнее брать логарифм D_{50} , который дает более узкие пределы изменений, порядка от $-2,25$ до $+0,43$.

В табл. 1 даны средние значения m , стандартные отклонения s и количество образцов n для всех исследовавшихся свойств. В табл. 2 показано весьма существенное различие между средними значениями трех групп образцов, исключая отклонение Dv для отношения (разрушенные граниты)/(разрушенные рио-

литы). На основании этого можно предложить следующую классификацию пород:

Породы и их обозначения	Md	Dv	Sk
Разрушенные граниты — Р. Г.	$> -0,83$	$< 1,1$	— <i>ve</i>
Красные земли — К. З.	—	$> 1,1$	— <i>ve</i>
Разрушенные риолиты — Р. Р.	$< -0,83$	$< 1,1$	+ <i>ve</i>

Таблица 1

СРЕДНИЕ ЗНАЧЕНИЯ И СТАНДАРТНЫЕ ОТКЛОНЕНИЯ ПОКАЗАТЕЛЕЙ СВОЙСТВ

Породы		Md	Dv	Sk	e_0	$S_0, \%$	$tg \varphi$
Р. Г.	<i>m</i>	—0,241	0,717	—0,138	0,646	74,1	0,694
	<i>s</i>	0,344	0,223	0,130	0,218	22,4	0,098
	<i>n</i>	106	106	106	85	77	57
К. З.	<i>m</i>	—0,741	1,350	—0,450	0,650	—	0,540
	<i>s</i>	0,320	0,200	0,322	0,173	—	0,124
	<i>n</i>	14	10	10	10	—	8
Р. Р.	<i>m</i>	—1,480	0,668	+0,097	0,726	88,6	0,596
	<i>s</i>	0,385	0,228	0,175	0,193	8,9	0,090
	<i>n</i>	48	47	47	74	74	47

Р. Г. — разрушенные граниты; К. З. — красные земли; Р. Р. — разрушенные риолиты; *m* — среднее значение; *s* — стандартное отклонение; *n* — количество образцов.

Таблица 2

РАЗЛИЧИЯ МЕЖДУ СРЕДНИМИ ЗНАЧЕНИЯМИ И ОТКЛОНЕНИЯМИ

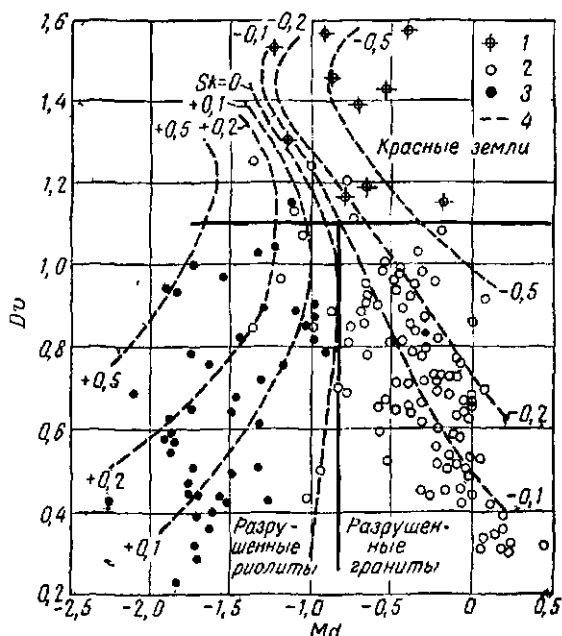
Породы	Md	Dv	Sk	e_0	S_0	$tg \varphi$
Р. Г./К. З.	В	В	В	0	—	В
Р. Г./Р. Р.	В	0	В	Н	В	В
Р. Р./К. З.	В	В	В	0	—	Н

Статистические значения: В — высокое, Н — низкое и 0 — нулевое.

Эти предельные величины показаны на фиг. 4. Хотя наблюдается некоторое перекрытие, группы отделяются достаточно

четко. На фиг. 4 видно, что кривые сильно разрушенных гранитов направлены вверх и влево, а для риолитов — вниз и влево.

В пределах каждой группы образцов должна выделяться непрерывная серия, поскольку как граниты, так и риолиты находятся на разных стадиях разрушения. Кроме того, в пределах



Фиг. 4. Средние значения, отклонения и неоднородность для всех образцов.

1 — красные земли; 2 — разрушенные граниты; 3 — разрушенные риолиты; 4 — изолинии неоднородности Sx .

каждой группы существуют определенные взаимоотношения между различными параметрами. Это видно в табл. 3 по высокому значению хотя бы одного коэффициента корреляции в группе. Так как красные земли и разрушенные граниты отличаются от исходных пород, обе группы должны образовывать непрерывную серию, что подтверждается отсутствием или низким различием между коэффициентами корреляции, как показано в табл. 4. Однако разрушенные риолиты сильно отличаются от объединенной группы разрушенных гранитов — красных земель.

Кроме гранулометрического состава, большое значение имеют и другие факторы, такие, как коэффициент пористости e_0 и степень водонасыщенности S_0 пород с ненарушенной струк-

Таблица 3

ЗАВИСИМОСТЬ МЕЖДУ КОЭФФИЦИЕНТАМИ

Породы	Md/Dv	Dv/Sk	Sk/Md	e_0/Md	e_0/Dv	e_0/Sk	e_0/S_0
Р. Г.	В	0	В	0	0	0	В
К. З.	0	0	В	0	0	0	—
Р. Р.	В	Н	0	В	0	0	0

Таблица 4

РАЗЛИЧИЯ МЕЖДУ КОЭФФИЦИЕНТАМИ КОРРЕЛЯЦИИ

Породы	Md/Dv	Dv/Sk	Sk/Md
Р. Г./К. З.	0	0	Н
(Р. Г. + К. З.)/Р. Р.	В	В	0

турой. В табл. 1 приведены средние значения и стандартные отклонения этих свойств. Такие свойства для пород с естественной и нарушенной структурами существенно различаются. Для разрушенных гранитов и красных земель не отмечается большого различия между коэффициентами пористости и зависимости между коэффициентом пористости и гранулометрическим составом, тогда как коэффициент пористости разрушенных риолитов значительно больше, чем у разрушенных гранитов, а также сильно зависит от среднего Md . Кроме того, коэффициент пористости разрушенных риолитов коррелируется с гранулометрическим составом, так как обе величины зависят от степени разрушения риолитов. Для разрушенных гранитов эта зависимость скрыта другими факторами.

Степень водонасыщенности пород зависит от сезонных колебаний и инфильтрации атмосферных вод в тех районах, где не существует постоянного уровня грунтовых вод. Интересно отметить, что наблюдается существенное различие в S_0 между разрушенными гранитами и разрушенными риолитами, как показано в табл. 2. Вследствие более мелкого размера зерен разрушенных риолитов по сравнению с разрушенными гранитами поры в них тоже мельче, и, следовательно, при равных коэффициентах пористости давление поровой воды в ненасыщенных разрушенных риолитах будет больше. Кроме того, степень водонасыщенности при определенном поровом давлении должна находиться в обратной зависимости от коэффициента пористости, т. е. степень водонасыщенности будет уменьшаться

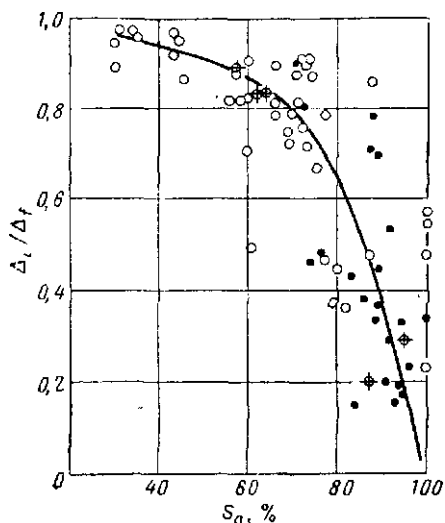
с увеличением коэффициента пористости. Это положение больше относится к разрушенным гранитам. В табл. 3 показана зависимость между S_0 и e_0 . В разрушенных риолитах изменения в степени насыщенности S_0 очень малы и заметно не влияют на коэффициент пористости.

Сопротивление сдвигу и сжимаемость пород

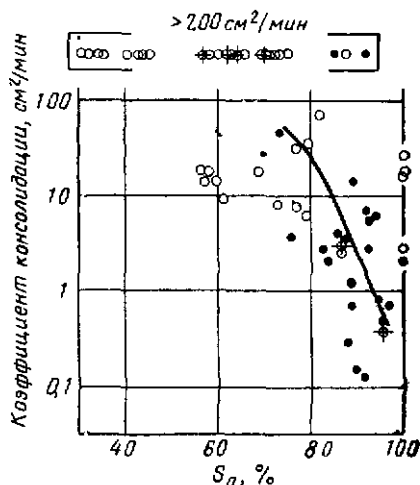
Механические свойства изучались на образцах диаметром 1,5 дюйма. Рассмотрим влияние нарушения структуры на данные опытов. При взятии грунтоносом образцов разрушенных гранитов диаметром 1,5 дюйма происходило увеличение пористости, особенно плотных пород [5]. Для мелкозернистых разрушенных риолитов и красных земель не было проведено сравнительных опытов, но структура пород при взятии образцов грунтоносом, по-видимому, нарушается незначительно, за исключением очень плотных разностей. При выдавливании образцов из грунтоноса оказалось, что образцы очень плотных ненасыщенных разрушенных гранитов или разрушенных риолитов распадаются на отдельные куски. Результаты определения сжимаемости или сопротивления сдвигу на таких сильно нарушенных породах, безусловно, не удовлетворительны, так как они не отражают естественного состояния пород. Опыты на образцах с ненарушенной структурой характеризуют свойства пород *in situ*, и только для плотных разностей сжимаемость может быть выше, а сопротивление сдвигу — ниже истинных значений.

Выветрелые породы сравнительно грубозернисты, и поэтому избыток порового давления воды, возникший при увеличении внешнего давления, довольно быстро исчезает. Следовательно, наиболее достоверными должны быть опыты по определению сопротивления сдвигу в дренированных условиях. Это подтверждено опытами в трехосных приборах, в которых определялись скорости изменения объема при всестороннем давлении σ . На фиг. 5 показаны результаты этих испытаний в форме зависимости Δ_i/Δ_f от S_0 , где Δ_i — объемная деформация, возникающая сразу после приложения всестороннего давления, и Δ_f — объемная деформация при полной консолидации. Если степень водонасыщенности S_0 меньше 70%, наибольшее изменение объема произойдет немедленно после приложения нагрузки и дальнейшее сжатие образца будет быстрым. Это хорошо показывают значения коэффициента скорости консолидации c_v на фиг. 6. Испытание проводилось на образцах высотой 3 и диаметром 1,5 дюйма. Наибольшее измеренное значение c_v равно $200 \text{ см}^2/\text{мин}$. На фиг. 6 видно, что примерно одна треть всех образцов имела значение c_v больше этой максимальной величины.

Если степень водонасыщенности образцов больше 90%, «немедленное» изменение объема мало, и коэффициент скорости консолидации красных земель и разрушенных риолитов относительно мал, меньше $1 \text{ см}^2/\text{мин}$. Эти результаты показывают, что для разрушенных гранитов, неводонасыщенных красных земель



Фиг. 5. Отношение начальной (Δ_i) и конечной (Δ_f) сжимаемости в зависимости от степени водонасыщенности S_g .



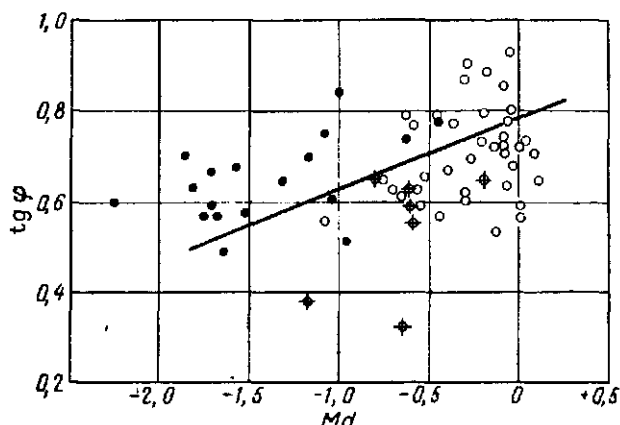
Фиг. 6. Зависимость коэффициента консолидации c_v от степени водонасыщенности S_g .

и разрушенных риолитов следует проводить опыты по определению сопротивления сдвигу в дренированных условиях. В случае почти полного водонасыщения красных земель и разрушенных риолитов более надежными являются опыты в недренированных условиях.

Прочность пород в дренированных условиях. Во всех опытах в дренированных условиях, проведенных в университете Гонконга, скорость деформации была достаточно мала и обеспечивала снятие по крайней мере 95% возможного порового давления воды. Результаты опытов хорошо согласовались с данными экспериментов по уплотнению и измерению порового давления в недренированных условиях, проводимых в Пlover-Ков, которые выражены в форме эффективного давления. В том и другом случае измерялось сопротивление сдвигу ϕ (ϕ_d — для дренированных условий и ϕ' — для эффективного давления) и

сцепление c (c_d — для дренированных условий и c' — для эффективного давления).

Средние значения и отклонения $\text{tg} \varphi$, приведенные в табл. 1 и 2, указывают на значительное различие между тремя груп-



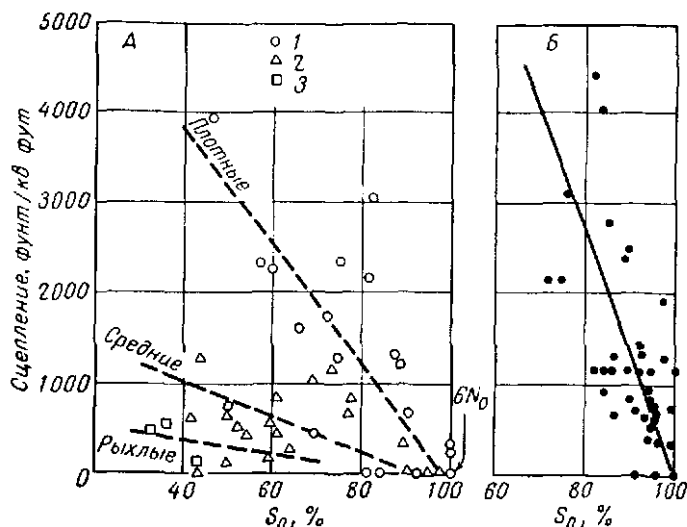
Фиг. 7. Зависимость дренированного угла сопротивления сдвигу φ от среднего диаметра частиц Md .

пами грунтов. Следует полагать, что сопротивление сдвигу изменяется в зависимости от первоначальной пористости и гранулометрического состава, а также от степени водонасыщен-

Таблица 5
КОРРЕЛЯЦИЯ МЕЖДУ КОЭФФИЦИЕНТАМИ ДЛЯ ПАРАМЕТРОВ
ДРЕНИРОВАННОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ

$\text{tg} \varphi$ в отношении к	Md	Dv	Sk	e_0	S_0
Р. Г.	0	Н	0	0	0
К. З.	0	—	—	0	0
Р. Р.	0	0	0	0	0
Все образцы	В	0	Н	0	0

c в отношении к	Md	e_0	S_0
Р. Г.	0	Н	Н
Р. Р.	0	0	В



Фиг. 8. Дренажное сцепление в зависимости от степени водонасыщенности для разрушенных гранитов (А) и разрушенных риолитов (Б).

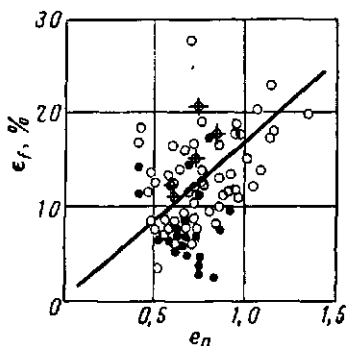
1 — плотные ($e_0 = 0,3 - 0,7$); 2 — средние ($e_0 = 0,7 - 1,1$); 3 — рыхлые ($e_0 = 1,1 - 1,5$).

ности. Однако эта зависимость в ряде случаев оказалась весьма невыразительной (табл. 5). В ранее проведенных опытах на образцах красных земель с нарушенной структурой [5] было установлено, что коэффициент пористости очень сильно влияет на величину ϕ . В данных же опытах этот эффект не был выявлен из-за малого количества образцов с ненарушенной структурой и большого разброса полученных данных. Наблюдалась надежная корреляция между $\text{tg} \phi$ и M_d для всех грунтов одной группы (фиг. 7). Для практических целей значения $\text{tg} \phi$ могут рассматриваться как случайные относительно средних значений и стандартных отклонений табл. 1.

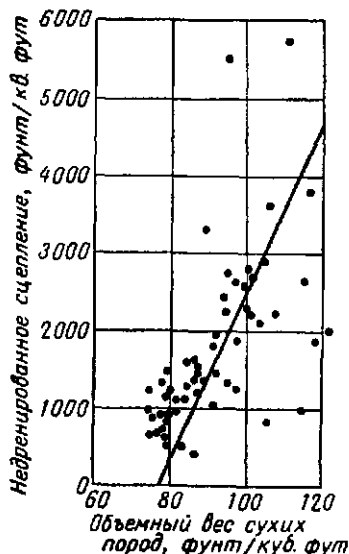
Сцепление разрушенных гранитов и риолитов сильно зависит от степени водонасыщенности (фиг. 8 и табл. 5). Первоначальная пористость оказывает влияние на сцепление, но только в разрушенных гранитах, для которых на фиг. 8 показаны средние линии для рыхлого, среднего и плотного состояний. Для разрушенных риолитов это не типично. Статистические расчеты показали, что зависимость сцепления от гранулометрического состава для обоих типов пород незначительна; водонасыщенность грунтов еще более снижает эту зависимость. Если породы водонасыщены полностью, сцепление уменьшается до нуля, и

они ведут себя как несвязный материал. Наоборот, если породы не насыщены водой, сцепление может повышаться до 4500 фунт/кв. фут¹. Весьма чувствительны к изменению степени водонасыщенности разрушенные риолиты. Увеличение их водонасыщенности на 10% снижает сцепление на 1500 фунт/кв. фут. Красные земли в отношении сцепления подобны разрушенным риолитам.

На фиг. 9 приведена зависимость осевой деформации разрушения ϵ_f (%) от первоначального коэффициента пористости.



Фиг. 9. Осевая деформация при разрушении ϵ_f (%) в зависимости от коэффициента пористости e_0 .

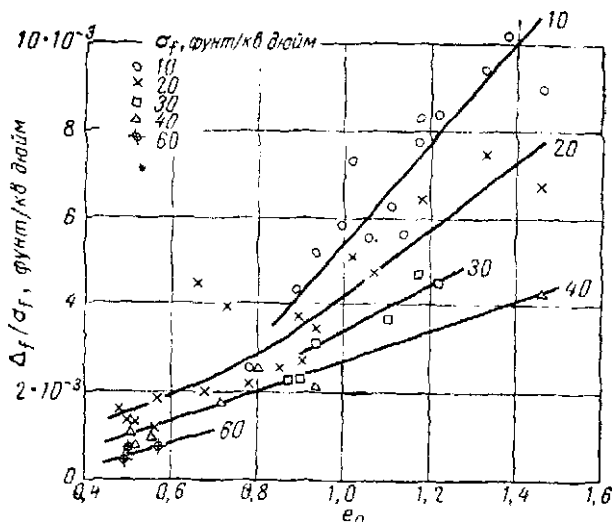


Фиг. 10. Недренированное сцепление в зависимости от плотности разрушенных риолитов.

Влияние степени водонасыщенности на ϵ_f незначительно. То же можно сказать о гранулометрическом составе; выветрелые риолиты разрушаются при гораздо меньших напряжениях, чем граниты или красные земли.

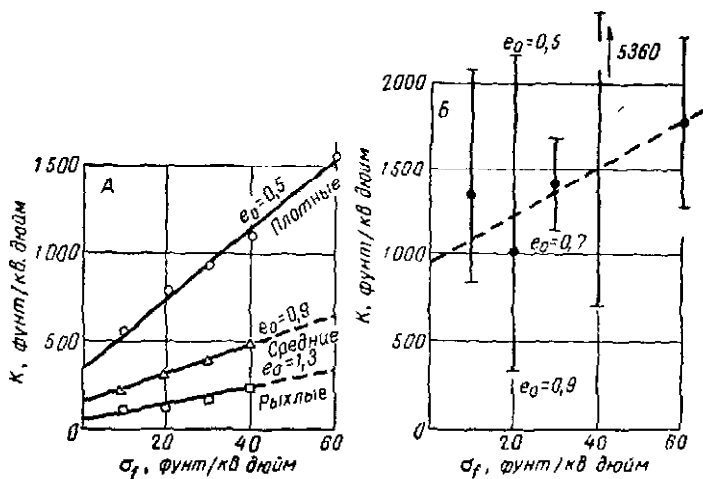
Прочность пород в недренированных условиях. Сопротивление сдвигу разрушенных риолитов и красных земель при их полной или почти полной водонасыщенности лучше всего характеризуется параметрами ϕ_u и c_u для недренированных условий. Была проведена серия опытов по трехосному сжатию в недренированных условиях разрушенных риолитов при водонасыщенности от 80 до 100%. Результаты опытов показали в общем малый кажущийся угол сопротивления сдвигу. По 82 опытам

¹ 1 фунт/кв. фут = 0,000488 кг/см². — Прим. ред.



Фиг. 11. Сжимаемость в зависимости от первоначального коэффициента пористости e_0 для разрушенных гранитов.

Δf — полная объемная деформация; σ_f — всестороннее давление.



Фиг. 12. Модуль полной объемной деформации K в зависимости от конечного гидростатического давления σ_f для разрушенных гранитов (А) и разрушенных риолитов (Б).

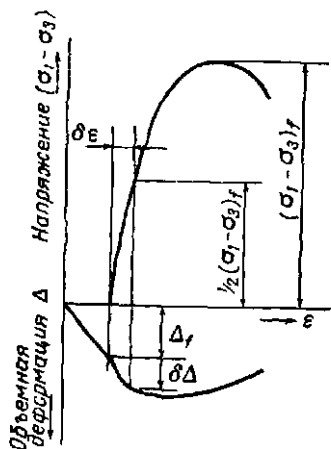
были получены следующие значения φ_u :

φ_u (градусы)	0	5	10	15	20	25	30	35	40
Количество опытов	60	4	5	4	6	1	1	0	1

Корреляция между φ_u и e_0 или S_0 не наблюдалась.

В образцах с нулевым углом сопротивления сдвигу сцепление значительно варьирует от 400 до 5800 фунт/кв. фут. Соотношение между c_u и плотностью сухого грунта γ_d показано на фиг. 10. Эти параметры определялись для красных земель, но значения φ_u и c_u применимы для разрушенных риолитов.

Зависимость между сжимаемостью и напряжением — деформацией. На фиг. 11 приведены данные изменения объема при уплотнении разрушенных гранитов в опытах по дренированному сжатию. Эти данные представлены в



Фиг. 13. Напряжение и объемная деформация в зависимости от осевого сжатия.

$\sigma_1 - \sigma_3$ — напряжение разрушения;
 Δ_f — полная объемная деформация;
 $\delta\Delta$ — приращение объемной деформации;
 $\delta\epsilon$ — приращение осевой деформации.

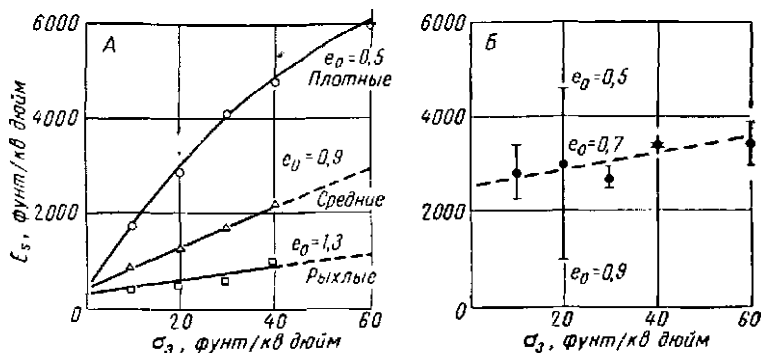
форме Δ_f/σ_f , где Δ_f — полная объемная деформация, наблюдавшаяся при увеличении всестороннего давления от нуля до σ_f . Величина Δ_f/σ_f сильно зависит от первоначальной пористости e_0 и от достигнутого конечного давления. Эта зависимость показана на фиг. 12 А в виде модуля полной объемной деформации $K = \sigma_f/\Delta_f$ для рыхлых, средних и плотных разрушенных гранитов. На фиг. 12, Б дано среднее значение K и его предельные величины для всех разрушенных риолитов. Разрушенные граниты обладают большей сжимаемостью, чем разрушенные риолиты, но модуль полной объемной деформации для обоих типов пород возрастает примерно в линейной зависимости от увеличения давления.

Регистрация осевой деформации ϵ и дополнительной объемной деформации $\delta\Delta$, возникающих при напряжении разрушения $(\sigma_1 - \sigma_3)$ в процессе осевого сжатия в опытах по определению

сопротивления сдвигу, дает возможность определить модуль упругости и коэффициент Пуассона (фиг. 13).

Приращение модуля упругости E_s можно рассчитать по формуле $E_s = 1/2(\sigma_1 - \sigma_3)_f/\delta\epsilon$, где $\delta\epsilon$ — приращение осевой деформации, а $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ — половина напряжения разрушения. Если приращение объемной деформации при этом напряжении равно

$\delta\Delta$, то приращение коэффициентов Пуассона ν_s рассчитывается по формуле $\nu_s = 1/2(1 - \delta\Delta/\delta\epsilon)$. На фиг. 14 и 15 показаны вели-

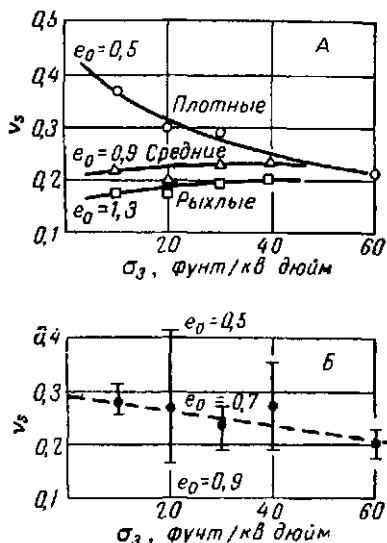


Фиг. 14. Модуль упругости E_s в зависимости от всестороннего давления σ_3 для разрушенных гранитов (А) и разрушенных риолитов (Б).

e_0 — коэффициент пористости.

чины E_s и ν_s для разрушенных гранитов и риолитов в зависимости от давления консолидации σ_3 . Для разрушенных гранитов показано также влияние первоначального коэффициента пористости, а для разрушенных риолитов приведены только средние значения и пределы колебаний этих значений.

Приращение модуля упругости E_s увеличивается с возрастанием первоначального давления σ_3 , тогда как ν_s обычно уменьшается до весьма постоянной величины 0,2 при высо-



Фиг. 15. Коэффициент Пуассона ν_s в зависимости от всестороннего давления σ_3 для разрушенных гранитов (А) и разрушенных риолитов (Б).

ком давлении. Влияния степени водонасыщенности на K , E_s или ν_s не отмечено.

Вполне понятно, что породы не могут рассматриваться как совершенно упругие материалы с постоянными модулями.

Так как E_s увеличивается с возрастанием σ_3 , т. е. с повышением давления от веса вышележащих пород, в первом приближении можно считать, что модуль упругости грунтов линейно увеличивается с глубиной, а коэффициент Пуассона остается постоянным.

Выводы

Изложенные выше результаты опытов показывают, что элювий Гонконга, образовавшийся при выветривании изверженных пород, по свойствам разделяется на три группы. По форме кривых гранулометрического состава эти образования классифицируются на разрушенные граниты, красные земли и разрушенные риолиты.

Все сухие породы имеют значительный угол сопротивления сдвигу: разрушенные граниты в среднем 35° , красные земли 28° и разрушенные риолиты 30° . В отдельных образцах угол сопротивления сдвигу может значительно отклоняться от средней величины, но колебания не зависят от коэффициента пористости, гранулометрического состава или степени водонасыщенности и могут рассматриваться как случайные.

В ненасыщенном состоянии все породы обладают очень высоким сцеплением; при полной водонасыщенности сцепление падает до очень малой величины. Особенно заметное снижение сопротивления сдвигу наблюдается у разрушенных риолитов. Откосы выемок в этих породах, очень устойчивые в сухие сезоны года, часто обрушаются в сезоны дождей, когда атмосферные воды проникают в породы и размягчают их.

Сжимаемость грунтов обычно низкая, за исключением рыхлых разрушенных гранитов, и на нее не оказывает сильного влияния степень водонасыщенности. Явление «нарушения структуры», присущее породам при их полной водонасыщенности, не наблюдается в выветрелых породах Гонконга.

Породы не могут рассматриваться как совершенно упругие материалы, отношение напряжения — деформация в них сильно зависит от всестороннего давления. Для небольших приращений давления модуль упругости увеличивается в прямолинейной зависимости от глубины залегания грунтов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Berry L, Superficial deposits of the Hong Kong Harbour Area, Hong Kong Univ Engng J, 21, 38—50, 1957.
2. Fanshawe H, Soils in the Shek Pik Valley, Symposium on Hong Kong Soils, Hong Kong Joint Group of the Institutions of Civil, Mechanical and Electrical Engineers, 53—56, 1962.

3. Lamb D. W., Decomposed granite as fill material with particular reference to earth dam construction, Symposium on Hong Kong Soils, 57—71, 1962.
4. Lamb P., General nature of the soils of Hong Kong, Symposium on Hong Kong Soils, 19—31, 1962a.
5. Lamb P., The properties of decomposed granite, Géotechnique, 12, 3, 226—243, 1962b.
6. Ruxton B. P., The geology of Hong Kong, Quart. Geol. Soc., London, 115, 233—260, 1960.
7. Williams M. Y., Brock R. W., Schofield S. J., Plemister T. C., The physiography and igneous geology of Hong Kong and the New Territories, Trans. Roy. Soc., Canada (3), (IV), 37, 91—119, 1945.

Д. Л. Нилл, К. С. Джонс

ИССЛЕДОВАНИЕ И ОЦЕНКА ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ОСНОВАНИЙ ПЛОТИН РОСЕЙРЕС, КАРИБА И ЛАТИАН¹

Исследования геологических условий оснований — важнейшая задача при проектировании любой плотины, результаты которых редко публикуются. Вследствие этого методы изучения и оценки пород оснований в инженерных целях разработаны сравнительно мало.

В статье рассматриваются различные способы регистрации данных о породах по кернам скважин, выработкам и обнажениям. Предлагается обсудить, какой комплекс геологической информации необходим для инженеров.

Описаны геологические условия оснований трех плотин — Росейрес (Судан), Кариба (Родезия) и Латан (Иран) — в соответствии с проводившимися исследовательскими работами. Для районов плотин Росейрес и Латан была разработана инженерная классификация пород для оценки их поведения и условий естественного залегания.

Введение

Главной задачей исследования является подробная оценка условий основания до возведения сооружения. Для плотин очень важно знать геологическую структуру и предсказать поведение пород до начала заложения котлована, в стадии проектирования сооружения. Трудности заключаются в том, что данные исследовательских работ не обобщены и не сосредоточены в инженерно-строительной литературе и в настоящее время имеется мало точных геологических методов изучения и оценки пород в инженерных целях. Сопоставление результатов научно-исследовательских работ и материалов, полученных впоследствии при проведении строительных работ, имеет очень большое значение для инженерной оценки пород. Более того, в связи с расширяющимся применением механики пород в практике строительства появляется острая необходимость в геотехнической характеристике пород.

В статье описываются методики, примененные при изучении геологических условий оснований плотин, и форма представления результатов, которые полезны для инженерного строительства. В первых разделах дается общая характеристика геоло-

¹ Knill J. L., Jones K. S., The recording and interpretation of geological conditions in the foundations of the Roseires, Kariba, and Latian dams, *Géotechnique*, XV, № 1, March, 1965.

гической обстановки и обзор различных методов исследований оснований трех плотин, каждое из которых представляет сложный геологический комплекс.

Инженерная оценка пород

Главной задачей, стоящей перед инженером-геологом при изучении пород на участке строительства плотины, является составление отчета, в котором его геологические наблюдения рассматриваются с инженерной точки зрения. В простом случае требуется знать глубину залегания «прочных» пород, пригодных для возведения плотины. Часто экономически нецелесообразно строить бетонную плотину на прочных породах и требуется компромиссное решение. В таком случае инженер-геолог должен предоставить инженеру-строителю всестороннюю характеристику пород основания, включающую сведения о прочности, сжимаемости, проницаемости и химической стойкости пород, естественном напряженном состоянии пород и глубине залегания подземных вод. Геологические наблюдения могут дать качественную оценку инженерных свойств; в настоящее время стало обычным выполнение обширной комплексной программы полевых и лабораторных исследований для проектируемого сооружения.

Систематический сбор геологических данных и их сопоставление с результатами опытов и расчетов привели к совершенствованию методов прогнозов поведения пород. Так, например, Мойе [14] и Кириш и Трешер [10] независимо разработали методы корреляции залегания и поведения пород при проектировании плотин в Снежных горах и плотины Фолсом. В последние годы все большее значение приобретают количественные геологические данные. В частности, это было использовано Мюллером и его сотрудниками [13, 8] при изучении трещиноватости массивов пород. Учитывая их опыт, можно дать количественную характеристику раскрытия, ориентации, интенсивности и протяженности любой системы трещин. Однако шероховатость и относительная гладкость стенок трещин, степень изменения или выветрелости пород могут быть выражены только путем качественной оценки. Следовательно, наиболее удовлетворительным методом анализа инженерно-геологических условий оснований плотин, по-видимому, является комбинированный метод качественной и количественной оценок совместно с систематическим накоплением результатов инженерных экспериментов.

В литературе часто описывались основания, удовлетворяющие условиям возведения бетонных плотин. Приведем цитаты из работ некоторых авторов:

«...наиболее подходящим основанием для любой гравитационной плотины (насыпной или намывной) являются обычные прочные породы близ уровня подземных вод» [4, стр. 526].

«...котлован под основание сооружения следует рыть, пока не обнажатся породы, достаточно прочные, чтобы выдержать максимальную нагрузку» [18, стр. 231].

«Плотные породы основания являются важным условием для возведения бетонной плотины...» [18, стр. 227].

«Надежным основанием является такое, которое достаточно прочно, чтобы выдержать вес сооружения и предотвратить оползание. Оно должно быть и достаточно плотным, чтобы предотвратить фильтрацию...» [5, стр. 44].

«Главное в проектировании плотины — это основание. В связи с тем что породы часто разбиты трещинами, разломами или кливажом, а основания, будь то скальная порода или рыхлая, неоднородны в отношении их свойств, трудно дать на месте точную характеристику материала оснований» [19, стр. 5].

Еще нет точных критериев для оценки надежности основания бетонной плотины, и поэтому требуется инженерное исследование для каждого сооружения.

Обзор методов изучения геологических условий

Геологическое картирование. Составление карты обнаженных на поверхности пород с помощью аэрофотогеологии — основной метод предварительного изучения геологии участка строительства плотины. В задачу картирования прежде всего входит установление распределения и структур различных коренных пород и покровных отложений участка. После завершения предварительного исследования необходимо более детально изучить геологические особенности участка, которые могут оказать влияние на проектируемое сооружение. Геологическая карта должна содержать следующие данные:

- 1) распределение коренных пород и покровных отложений;
- 2) структуры коренных пород и распределение различных их типов;
- 3) характеристику трещиноватости, включая тип, ориентацию, протяженность, заполнение и частоту трещин;
- 4) выветрелость или степень изменения коренных пород.

Оценка пород как основания зависит от характера проектируемой плотины. Например, породы, надежные как основание для гравитационной плотины, которые способны выдержать значительные давления, могут быть непригодными для возведения арочной плотины. Следует уделять внимание некоторым общим требованиям, предъявляемым к основанию бетонных плотин различных типов.

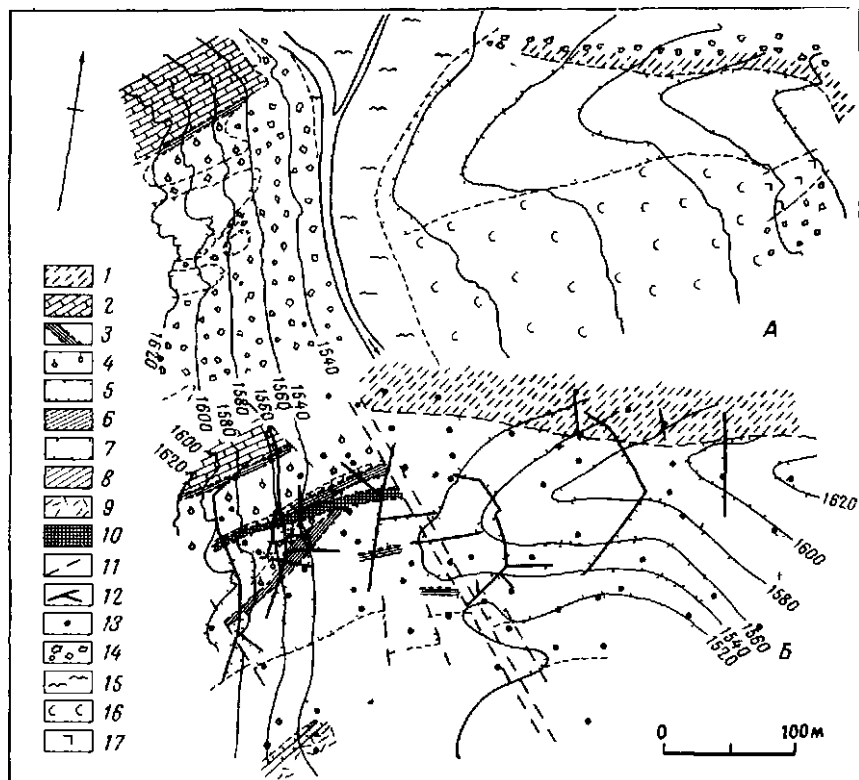
Для оценки основания плотины были разработаны качественные методы изучения механических свойств пород в полевых условиях. Так, с помощью относительно простого устройства можно измерить скорость прохождения сейсмических волн и на основании полученных данных судить о свойствах пород. Более совершенный метод был разработан в Лиссабоне, в Национальной лаборатории гражданского строительства [7], который основан на определении показателя кратковременной абсорбции воды на образцах и его сопоставлении с данными полевых и лабораторных опытов сопротивления сдвигу и сжимаемости пород. Этот показатель абсорбции определяется на большом количестве образцов со всего участка, и путем корреляции составляется карта основания плотины, отражающая специфические инженерные свойства пород [16]. Однако этот метод имеет ограниченное применение, так как наиболее пригоден для выветрелых пород.

На фиг. 1, А показана геологическая карта участка плотины Латиан в Иране, составленная по данным наземной геологической съемки, которую можно сравнить с геологической картой-срезом того же участка (фиг. 1, Б), построенной по данным детальных разведочных работ. При геологическом изучении участка применялись разведки скважинами, штольнями, канавами и шахтами, а также сейсмические и электроразведочные методы. Если породы достаточно хорошо обнажены, то можно закартировать какой-либо один признак, например степень выветренности или трещиноватость, которые характерны для всех типов пород участка. Для иллюстрации этого положения на фиг. 2 показано распределение различных трещин и сбросов, обнажающихся в левом примыкании плотины Невис в Шотландии. Хотя это геологическая карта, по ней можно установить направление и количество основных трещин, а подобные данные необходимы при анализе устойчивости плотины и определении возможности деформаций пород основания.

Разведка штольнями и шахтами. Наиболее удовлетворительным средством для оценки геологических условий основания является разведка при помощи горных выработок. Важно не только внимательно осмотреть породы, но и постоянно записывать данные о ее структуре, видимой на стенках выработок. Если исследование проводится штольнями, обычно не превышающими 3 м в высоту или ширину, то изменения пород и их структуры можно представить на геологическом разрезе-развертке, на котором ясно видны и стенки и потолок выработки (фиг. 3). Можно построить разрез по штольне, который дает полную картину изменений трещиноватости, падения пластов,

смены типов пород и другие сведения, важные для инженерного строительства

На фиг 4 для целей геологической корреляции построен разрез двух штолен, проложенных на одном и том же уровне



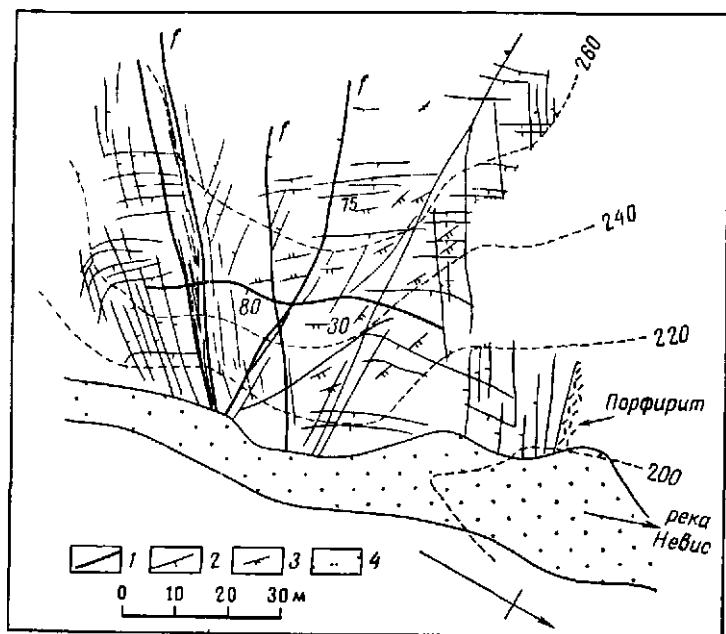
Фиг 1 Геологическая карта участка плотины Латлан

А — геологическая карта по данным наземной геологической съемки, Б — геологическая карта-разрез по данным разведочных работ

1 — зеленощитный комплекс, 2 — доломитовые известняки, 3 — карбопатные аргиллиты, 4 — белые кварциты, 5 — красные кварциты и песчаники, 6 — сланцы с прослойками кварцитов, 7 — серые песчаники, 8 — смешанные слои, 9 — долериты, 10 — зона брекчирования, 11 — сброс, 12 — штольня, 13 — скважина, 14 — щебень, 15 — аллювий, 16 — склоновые отложения, 17 — оползни

на южном примыкании плотины Кариба в Родезии. Аналогично строятся разрезы шахт

Разведка буровыми скважинами. Буровые скважины — наиболее обычный метод исследования пород в основании плотин. Поэтому удивительно, что сделано очень мало инженерных рас-

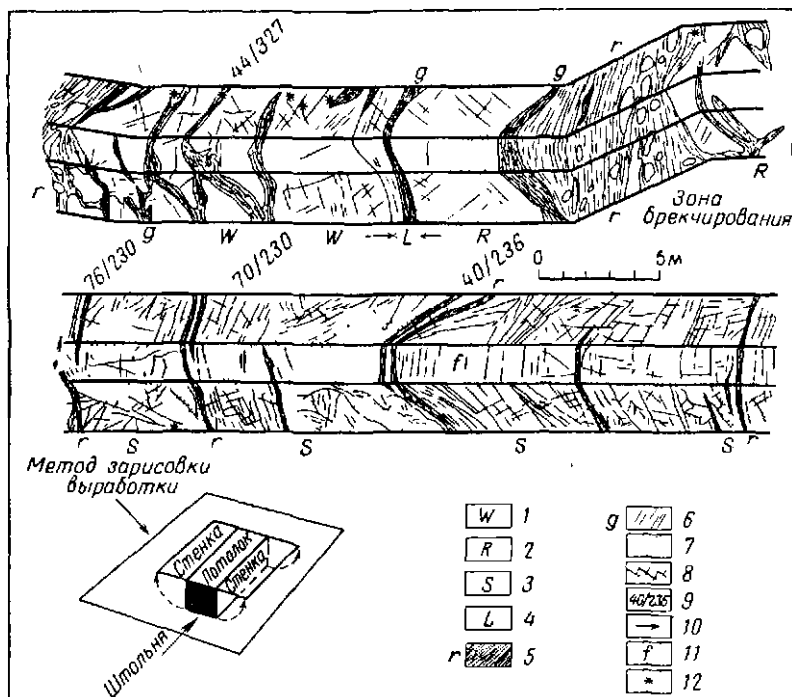


Фиг. 2. Трещиноватость пород левого берега на участке плотины Невис.
1—сброс (f); 2—крутонадающие трещины, 3—пологопадающие трещины, 4—граница обложений.

четов по буровым скважинам. Например, «Site Investigations» Code of Practice (Британские стандарты, 1957 г.) и «Проект малых плотин» (U. S. B. R., 1950; см. [19]) дают краткие сведения по разрезам буровых скважин. В большинстве методических руководств по инженерной геологии и механике грунтов (например, [9]) имеются типичные разрезы буровых скважин, но в них редко можно найти систематическое описание или иллюстрации каких-либо альтернативных форм, в которых могут быть представлены данные. Основные сведения, которые можно получить о породах основания по разрезам буровых скважин, следующие:

- 1) глубина, падение;
- 2) залегание (главным образом путем сопоставления), отметки, степень изменения типов пород и другие важные геологические признаки;
- 3) диаметр скважины, тип бурения и буровой коронки, длина обсадных труб;
- 4) геологическая и инженерная характеристика кернов;

- 5) процент выхода керна и бурового шлама, средний размер кернов;
- 6) уровень подземных вод, места поступления и утечек воды;
- 7) результаты полевых исследований;
- 8) данные начала и конца бурения.



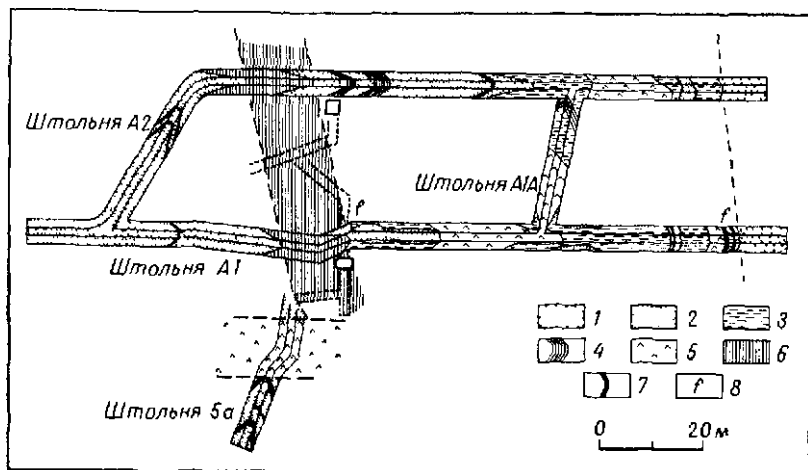
Фиг. 3. Метод геологической документации в разведочных штольнях; участок плотины Латиан.

1—белые кварциты; 2—красные кварциты; 3—красные песчаники; 4—доломитовые известняки; 5—красные сланцы; 6—серо-зеленые сланцы; 7—брекчированная порода; 8—трещины; 9—направление падения; 10—угол падения; 11—пологопадающие трещины; 12—источники.

Полезно располагать сведениями о процессе бурения: о скорости проходки, давлении буровой коронки на забой, длине забуривания и т. д., а также о типе буровой установки. Прежде чем строить геологический разрез скважины, целесообразно установить его масштаб в соответствии с инженерными требованиями для каждого участка.

Геологический разрез буровой скважины, содержащий часть необходимых сведений, показан на фиг. 5; он был составлен на ранней стадии исследования участка плотины Латиан, когда

еще не была окончательно установлена геологическая структура пород. Разрез дает лишь геологическую характеристику пород, а общая характеристика пород может быть интерпретирована по проценту выхода керна. Более простой способ представления буровых данных приведен в табл. 1 (плотина Росейрес



Фиг. 4. Разведочные штольни на южном примыкании плотины Кариба, позволяющие сравнивать разрезы по смежным выработкам.

1 — плотные кварциты; 2 — трещиноватые кварциты; 3 — выветрелые гнейсы; 4 — выветрелые амфиболы; 5 — пегматиты; 6 — слюдяной пласт; 7 — выветрелые слюдяные пласты; 8 — сбросы.

в Судане), который особенно применим, когда требуется получить сведения в короткий срок и не нужна подробная геологическая информация. Наиболее важной особенностью этой формы документации является инженерная классификация пород, основанная на корреляции залегания пород и их оценки как основания сооружения. Этот способ позволяет быстро дать качественную инженерную оценку породам, даже если они представляют сложный геологический комплекс. Для количественной характеристики пород в этом случае вполне достаточны сведения, полученные по кернам пород.

Третья форма документации буровых данных представлена на фиг. 6. Разрез построен по результатам сейсмической разведки, вскрывшей на всем участке аномальное залегание пород. В этой скважине граниты мало изменены с глубиной, однако степень их раздробленности и процент выхода сильно варьировали. Корреляция степени изменения и состояния раздробленности пород, вскрытых в буровых скважинах, и пород,



Фиг. 5. Типичный геологический разрез скважины № 24 на участке плотины Лятнан.

1 — выход керна в процентах; 2 — выход бурового шлама.

Таблица 1

ТИПИЧНЫЙ ГЕОЛОГИЧЕСКИЙ РАЗРЕЗ СКВАЖИНЫ
НА УЧАСТКЕ ПЛОТИНЫ РОСЕЙРЕСБуровая скважина
№ Е30D2

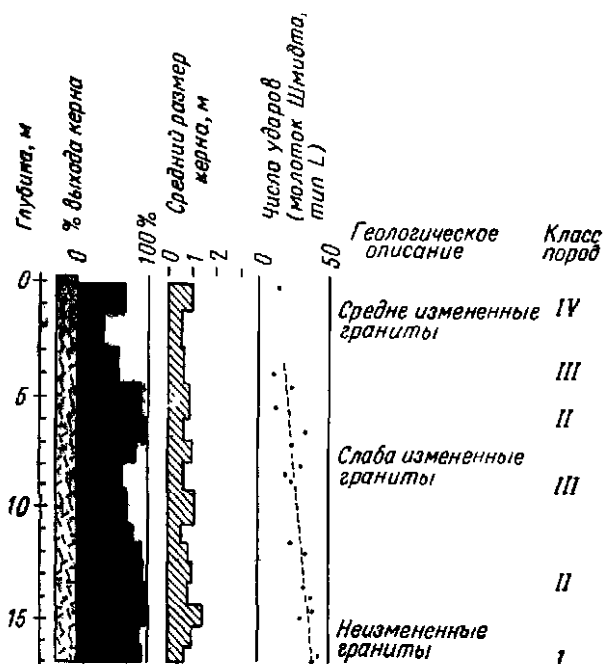
Глубина, м	Отметка, м	Геологическое описание	Выход керна, %	Класс пород
0,0—1,20	438,2	Мигматиты; сохранился твердый керна	70	II
1,20—7,7	431,7	Трещинная зона мигматитов с прослоями хрупких пород; оставшийся керна твердый	92	II
7,7—9,1	430,3	Твердые гнейсы, трещиноватые, слабо выветрелые	100	II
9,1—9,5	429,9	Разрушенная зона; очень мягкие породы	5	IV
9,5—13,0	426,4	Зона трещиноватых гнейсов и мигматитов; гнезда выветрелых и раздробленных пород (мусковитовые гнейсы)	80	II/III
13,0—14,2	425,2	Твердые гнейсы	100	I
14,2—14,6	424,8	Сильно трещиноватые и раздробленные породы	38	III
14,6—16,9	422,5	Трещинная зона гнейсов и мигматитов; сохранился твердый керна	100	II
16,9—17,1	422,3	Выветрелые гнейсы	100	II
17,1—20,0	419,4	Твердые гнейсы; трещиноватость слабая	100	I
20,0—27,2	412,2	Очень твердые граниты	100	I

обнаженных в выработках, была использована для классификации пород, подобной показанной в табл. 1.

При описании пород в кернах важно выбрать форму представления геологических данных и степень их детальности. Должны быть описаны: тип породы, относительная степень изменения или раздробленности (естественная или образовавшаяся при извлечении кернов), ориентировка, интенсивность и характеристика трещиноватости пород [6].

Прежде чем давать инженерную характеристику пород, следует изучить условия их залегания. Сведения об этом можно получить по естественным и искусственным обнажениям пород

или из общих инженерных испытаний определенного типа пород. Например, по имеющимся в настоящее время данным о гранитах можно оценить условия по буровым кернам, не производя детального исследования всего участка [14]. Одним из наиболее



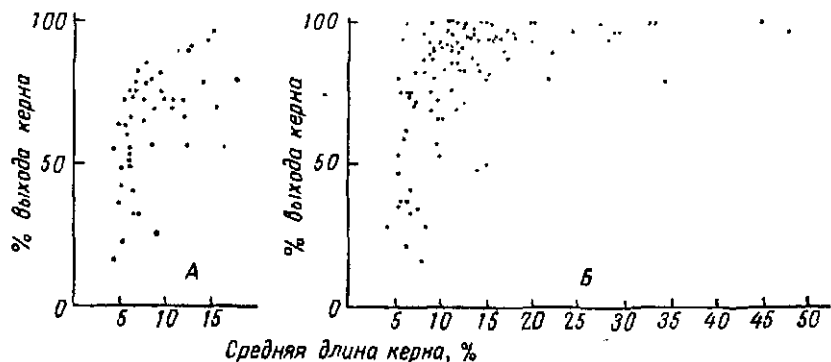
Фиг. 6. Разрез буровой скважины № 1 на участке плотины Ститанс.

простых методов характеристики пород в инженерных целях является установление их классов: от сильно тектонически раздробленных или выветрелых пород до наиболее неизменных и твердых. Этот метод с успехом был применен при исследовании кернов и обнажений пород в выработках на участках плотин Латиан и Росейрес.

Давая оценку пород в их естественном залегании, особенно важно учитывать природную обстановку сравнительно недавнего геологического прошлого. Так, например, оледенение, многолетняя мерзлота, выветривание, колебания уровня подземных вод и движения склонов могут служить существенным фактором при оценке инженерных свойств коренных пород. Используются различные простые методы для оценки пород, например

раздавливание кернов, по которым можно установить классы пород.

Желательно получить некоторые количественные данные о породах, еще не извлеченных керновыми трубами. Так, в Тасмании [20] была определена, например, скорость прохождения ультразвуковых волн. Однако на скорость заметно влияет содержание воды, а для установления степени водонасыщенности



Фиг. 7. Соотношение между выходом керна и его средней длиной в разведочных скважинах.

А — полевошпатовый кристаллический сланец (плотина Ститианс); Б — гранит (плотина Альтнаеглиш).

породы требуются лабораторные исследования. Метод удара молотком (по Шмидту, тип *L*), обычно используемый при испытании бетона, был применен к кернам гранита на участке платины Ститианс в Корнуэлле (фиг. 6). Хотя определение количества произведенных ударов было чисто эмпирическим, оно все же указывало на уменьшение степени выветрелости пород с глубиной и на необходимость последующего упрочнения пород.

Выход керна — это общая длина керна в процентном отношении ко всей глубине скважины. В практике обычно измеряют длину керна и раздробленного материала и все вместе называют «выходом керна», в действительности же это следует называть «выходом бурового шлама». Длина керна обычно изменяется от 1 до 3 м в зависимости от длины буровой колонки и глубины бурения на данном интервале. Кроме того, полезно одновременно измерить среднюю длину отдельных обломков керна, чтобы установить тип разрушения породы во время бурения. Если порода не выветрела и достаточно твердая, то длина керна в среднем может превышать 1 м. Часто наблюдается взаимоотношение между средней длиной керна и процентным отношением выхода керна (фиг. 7): чем более

трещиновата и более выветрела порода, тем меньше могут быть длина и процент извлеченных кернов. Количество извлеченных кернов и бурового шлама и средняя их длина зависят также от аккуратности, с которой проводилось бурение скважины, и от ее диаметра. Бурение скважин обычно ведется карбидовольфрамовыми или алмазными бурами с двойной колонковой трубой и промывкой водой. В последнее время стали применять буровые снаряды с воздушной продувкой и облицованными пластиком трубами. Этот способ значительно улучшил извлечение керна и с успехом используется при сложных условиях залегания пород.

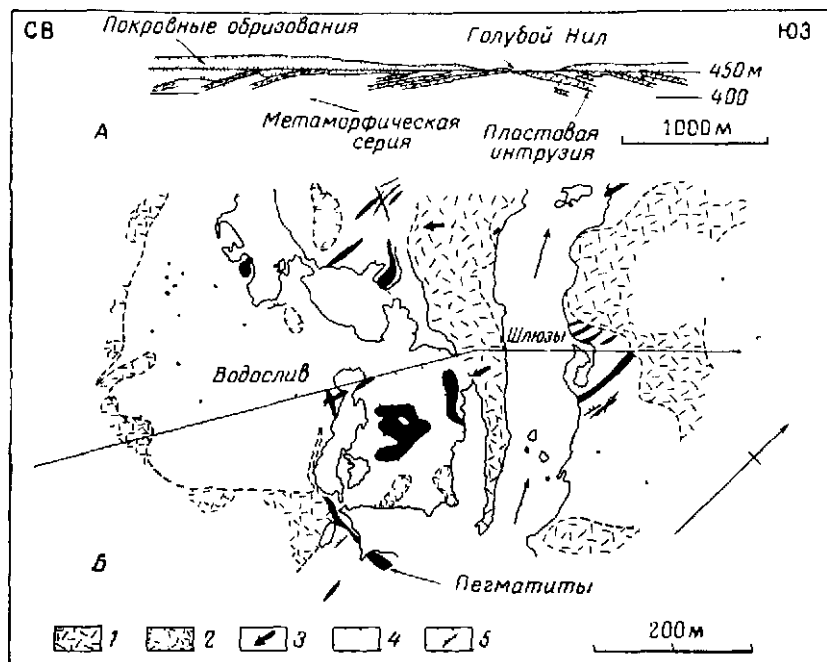
Плотина Росейрес

Общие сведения. Плотина Росейрес построена на Голубом Ниле в 500 км юго-восточнее Хартума. Плотина состоит из центральной бетонной секции примерно 1030 м длиной и двух земляных плотин общей длиной 14 км. Максимальная высота плотины над дном реки намечалась 60 м, но впоследствии появилась возможность увеличить высоту еще на 10 м. На постройку плотины должно было пойти 850 000 м³ бетона и по проекту на первую очередь создавалось водохранилище объемом примерно 3000 млн. м³. Подготовку котлована под бетонную плотину предполагалось закончить в 1965 г.

Оригинальные геологические исследования были проведены доктором Францисом Джонсом, который изучал площадь Дамазин-Рапидс в 1952 г. Была выполнена обширная программа бурения скважин по трем створам, которые предварительно были намечены как оси плотины. На основании данных исследовательских работ и инженерных проработок был выбран участок плотины. В период 1961—1964 гг. были проведены земляные работы и дальнейшее научное исследование в районе Росейрес в процессе подготовительных строительных работ и при возведении плотины. Во вторую стадию исследований было пробурено скважин около 4000 пог. м. Все керны скважин были тщательно задокументированы, а также детально описаны все геологические обнажения и горные выработки.

Коренные породы Росейреса представлены различными метаморфическими породами и гранитами, составляющими часть основного Комплекса Судана. Породы обнажены на расстоянии примерно 8 км вдоль Дамазин-Рапидса, но вдали от реки их выходы встречаются очень редко. Буровая разведка, проведенная в 1952—1953 гг., показала, что Голубой Нил течет вдоль поднятия, поверхность коренных пород падает в стороны от реки (фиг. 8) и борта долины Нила пологие. На обеих сторонах

Дамазин-Рapidса выходят грубозернистые кристаллические мраморы (известняки), и, поскольку пласты падают от реки, вероятно, в Росейресе имеет место антиклинальная структура с осью, направленной с северо-востока на юго-запад. Покровные



Фиг. 8. А — геологический разрез в 1,3 км выше по течению от плотины Росейрес, построенный по данным 23 скважин, пробуренных в 1952—1953 гг.; Б — геологическая карта участка плотины Росейрес.

1 — нижняя интрузия, 2 — верхняя интрузия, 3 — наклонная интрузия, 4 — метаморфическая серия, 5 — наклонное залегание.

породы участка бетонной плотины представлены песками с редкими прослойками гравия, перекрытыми на обширной площади темными глинами и илами.

Можно привести следующую схему геологической истории района Росейрес:

Фаза 4. Глубокое выветривание.

Фаза 3. Значительный интервал времени, в течение которого происходила интенсивная эрозия.

Фаза 2б. Интрузии поздних пегматитов и аплитов.

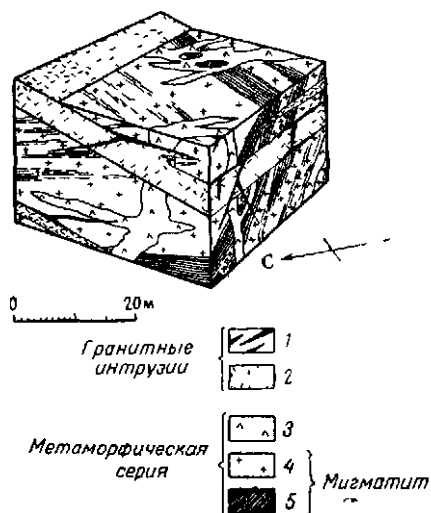
2а. Внедрение поздних гранитных пластовых интрузий.

Фаза 1в. Образование ранних пегматитов, несогласно перекрытых породами фазы 1б.

1б. Образование ранних гранитов, из которых впоследствии сформировались мигматитовые породы и гнейсы.

1а. Образование гнейсов, главным образом в результате метаморфизма песчаных и глинистых пород.

Взаимоотношение между вышеперечисленными породами показано графически на фиг. 9. Породы, образовавшиеся в фазе 1, назовем «метаморфической серией», а породы фазы 2 — «гранитными интрузиями».



Фиг. 9. Блок-диаграмма, иллюстрирующая геологическое строение участка Росейрес.

1 — поздние пегматиты, 2 — поздние граниты,
3 — ранние пегматиты, 4 — ранние граниты,
5 — гнейсы.

Геологическое строение. В районе Дамазин-Ралидс основную часть коренных пород составляет метаморфическая серия; на участке плотины породы падают под углом 30—70°. Следует иметь в виду, что гнейсы, ранние граниты и пегматиты в условиях естественного залегания ассоциируются друг с другом; характеристика этих пород дается отдельно.

В районе Росейрес различные гнейсы представлены тонкозернистыми биотитовыми, грубозернистыми биотитовыми, мусковитовыми и рогово-обманковыми гнейсами. Наиболее широко распространены тонкозернистые биотитовые гнейсы, которые являются био-

титово-кварцево-плагиоклазовыми породами с однородной структурой. Наименьшим распространением пользуются мусковитовые гнейсы, которые обычно находятся в выветрелом состоянии. Невыветрелые гнейсы были обнаружены в откосах и в главном русле реки. Эти гнейсы имеют следы сколов и бледно-коричневый цвет, часто изменяющийся до пурпурно-красного.

Ранние граниты очень широко распространены на участке плотины в виде пластов мощностью в несколько метров и тонких прожилков, чередующихся с гнейсами (фиг. 10, Б). Типичные ранние граниты — розовые или белые, грубозернистые и обычно состоят из зерен кварца, калиевого полевого шпата (микролина и пертита), плагиоклаза и биотита. Ранние граниты — мигматитовые по своему происхождению, и нет сомнений, что



Ф и г. 10. Плотина Росейрес.

А—нижняя гранитная интрузия на западном берегу Росейреса, **Б**—сильно выветренные гнейсы, равные граниты и пегматиты, падающие вниз по течению реки и прорезанные тонкими гранитными интрузиями (обнажены на высоту 5 м), **В**—сильно выветренные гнейсы (класс IV), залегающие под гранитными интрузиями (обнажены на высоту около 1 м).

гнейсы частично превратились в граниты при вхождении в их состав кварца и полевых шпатов.

Ранние пегматиты обнажаются в виде даек и пластовых интрузий, неравномерно разветвляющихся в массивах гнейсов и ранних гранитов.

Наиболее представительная серия даек пегматитов обнаружена вниз по течению от плотины (фиг. 8). Дайки шириной несколько метров имеют сложную структуру. Породы вблизи пегматитов пронизаны мелкими жилами, разделяющими гнейсы и мигматиты на отдельные блоки.

Характер рельефа долины реки на участке плотины определяется главным образом выходами на поверхность поздних гранитных интрузий, которые на обширной площади были перекрыты метаморфическими породами, позднее размытыми (фиг. 10, А). Вблизи участка плотины обнаружены две мощные пластовые интрузии гранитов, которые были названы нижней и верхней пластовыми интрузиями. Нижняя интрузия обнажается на обоих берегах Нила и пересекает реку в виде пологой антиклинальной структуры, верхняя обнажается вдоль западного берега отводного канала и полого падает в юго-западном направлении. Однако в обеих интрузиях местами наблюдаются раздвоение и ответвление мелких жил. Гранитные интрузии обычно представляют неизмененные, средне- или тонкозернистые породы с сахаровидной структурой, состоящие из кварца, пертита, микроклина, плагиоклаза, биотита и небольшого количества мусковита. Цвет гранитов розовый или серый. Поздние пегматиты, как правило, тесно ассоциируют с гранитными залежами, пересекая их в виде жил мощностью от 1 до 15 см. Эти пегматиты не являются определяющим фактором коренных пород Росейреса. Жилы часто наблюдаются вдоль трещин в гранитах.

Геологическая история метаморфических и гранитных пород района Росейреса — типичный пример образования «гранитной серии» Рифта [17]. Самыми древними породами являются высоко метаморфизованные гнейсы, с гранатами и силлиманитами в качестве характерной составной части. Возможно, что образование главной антиклинальной структуры связано по времени с этим метаморфизмом. Слои гранитов, встречающиеся в гнейсах, возникли в процессе превращений *in situ*, и в результате образовалась сложная серия пород мигматитового происхождения. Поздние пегматиты, представляющие остаточную фазу геологической истории развития района, внедрились впоследствии в гнейсы и мигматиты. Небольшие трещины скола вдоль ослабленных зон в гнейсах и трещины растяжения образовались при остывании пород.

Наконец, тонкие гранитные интрузии были внедрены вдоль слабо изогнутых трещин растяжения. Эти граниты второй фазы представляют собой магматические дериваты ранних мигматических пород.

Выветривание. По-видимому, наиболее важным с инженерной точки зрения событием в геологической истории района Росейрес было выветривание, которое изменило близповерхностные коренные породы. Характер выветривания в огромной степени зависит от свойств различных типов пород, поэтому глубина измененной зоны может значительно меняться. Весьма характерно, что твердые мало выветрелые породы часто подстилаются сильно выветрелыми. Понятно, что это очень важно для оценки условий основания и предсказания максимальной глубины котлована. Главным фактором выветривания пород было химическое разложение минеральных компонентов, в результате чего наблюдались изменения биотита и полевых шпатов, изменение цвета породы до коричневого и нарушение ее структуры. На участке плотины наиболее сильно подвержены выветриванию гнейсы, которые требуют особого внимания при проектировании плотины. По степени выветрелости гнейсы можно разделить на пять больших групп:

IV. Полностью выветрелые гнейсы. Гнейсы, полностью разложившиеся в результате выветривания *in situ*, но сохраняющие структуру первичной породы; полевые шпаты разрушены до состояния глины, а биотиты превращены в хлоритовые минералы, хрупкие, превращающиеся при разработке в пылеватые пески; распадаются в воде; образцы извлекаются из скважины главным образом в виде мелкой дресвы; выход керна менее 15%.

IIIa. Сильно выветрелые гнейсы. Сильно выветрелые гнейсы представляют собой слабо сцементированные, но твердые породы с прослойками хрупких зернистых материалов; окраска обычно темная красновато-коричневая; только часть породы распадается в воде; выход керна в пределах 15—45%.

IIIб. Средне выветрелые гнейсы. Подобны сильно выветрелым гнейсам, но с меньшим количеством хрупкого материала; выход керна около 45—70%.

II. Слабо выветрелые гнейсы. Твердые породы, трещиноватые с редкими небольшими гнездами хрупкого материала; светлая желто-коричневая окраска; выход керна 70—100%.

I. Невыветрелые гнейсы. Твердые породы с редкими трещинами; выход керна обычно превышает 90%, за исключением хрупких, но невыветрелых грубозернистых биотитовых гнейсов.

Переходная зона между различными классами выветрелых гнейсов может быть весьма различной по характеру и достигать более 2—3 м. Исследования показали, что граница между этими

классами гнейсов местами очень четкая. Кроме того, иногда трудно утверждать, что степень выветрелости гнейсов, определенная по образцам из буровых скважин, в действительности установлена точно. Например, порода, которая была описана на поверхностном обнажении как «сильно выветрелая», по изучению буровых образцов может оказаться «полностью выветрелой». Внимательное изучение котлованов, предварительно исследованных с помощью буровых скважин, показало, что по кернам можно предсказать степень выветрелости гнейсов, даже если был достигнут частичный выход бурового шлама.

Конечным продуктом выветривания гнейсов являются гнейсовые почвы, которые образовались в результате полной дезинтеграции породы и полного разрушения ее структуры. Такие почвы встречаются в виде поверхностных осадков на большей части участка плотины.

Мусковитовые и роговообманковые гнейсы подвержены более сильному выветриванию и на большую глубину, чем типичные биотитовые гнейсы. Причина такого интенсивного изменения пород, содержащих мусковит, не известна, но, по-видимому, это происходит из-за их большей трещиноватости и нарушенности структуры.

Обнаженные на поверхности ранние граниты и пегматиты обладают хрупкой структурой; с глубиной породы становятся более твердыми. Если граниты являются биотитовыми и гнейсоподобными, то они подвергаются интенсивному выветриванию. Включения гнейсов в гранитах становятся хрупкими, а наличие в граните большого количества биотита способствует дезинтеграции породы. Ранние гранитовые и пегматитовые жилы, которые встречаются в более сильно выветрелых гнейсах, чрезвычайно хрупкие и способны разламываться на мелкие обломки.

Гранитные интрузии полностью сохраняют ненарушенность и не обнаруживают следов выветривания. Связанные с ними поздние пегматиты растрескиваются на дневной поверхности, хотя менее нарушены, чем ранние пегматиты, встречающиеся в сходных условиях. Наиболее важной чертой гранитных интрузий в отношении выветривания является наличие нижележащих гнейсов, которые часто находятся в рыхлом состоянии и испытали более сильное воздействие процессов выветривания (фиг. 10, В). Такая обстановка создавалась, по-видимому, в результате открытой трещиноватости в пластовой интрузии и образования потоков подземных вод вдоль трещин в направлении падения пород в стороны от Нила (фиг. 8).

Различная степень выветрелости гнейсов, ранних и поздних гранитов, очевидно, объясняется их различной структурой. Так, например, в поздних гранитах кристаллы имеют четкие границы и прочно связаны между собой; поэтому структура этих пород

очень прочная. В гнейсах, наоборот, кристаллы весьма расплывчатой формы и между ними нет прочной связи, что обуславливает слабую структуру и способность породы быстро распадаться. Структура ранних гранитов занимает промежуточное положение между поздними гранитами и гнейсами; при обнажении на поверхности ранние граниты частично разрушаются.

Глубина выветривания пород в районе Росейреса колеблется в пределах отметок 420—450 м (в среднем 435 м). Результаты статистических расчетов глубины выветривания, основанные на данных 127 разведочных скважин, показаны на фиг. 11.

Инженерно - геологическая характеристика пород.

Поведение пород в Росейресе во взаимодействии их с инженерным сооружением определяется в основном двумя факторами: типом пород и степенью их выветрелости. Свежие и не затронутые выветриванием по-

роды механически прочные, за исключением неизменных грубозернистых биотитовых гнейсов, обладающих сравнительно слабыми структурой и прочностью. В коренных породах Росейреса нет разломов или крупных тектонических трещин, кроме трещины скола в мусковитовых гнейсах. Трещины растяжения встречаются в метаморфических сериях, но более многочисленны в поздних гранитных интрузиях. В невыветрелых породах широко распространены закрытые трещины растяжения.

Вследствие сложных взаимоотношений залегания различных типов пород в Росейресе необходимо было выбрать относительно простой способ описания инженерных свойств пород. Для всех пород Росейреса была использована существующая классификация выветрелых гнейсов. Она позволила сгруппировать различные породы, обладающие одинаковыми инженерными свойствами. Таким образом были установлены четыре класса пород (фиг. 12):

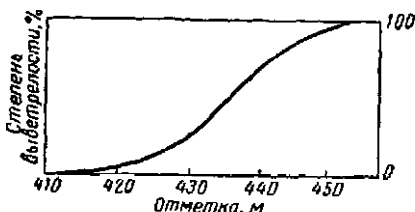
Класс IV. Полностью выветрелые породы.

Класс III. Сильно и средне выветрелые породы.

Класс II. Слабо выветрелые породы.

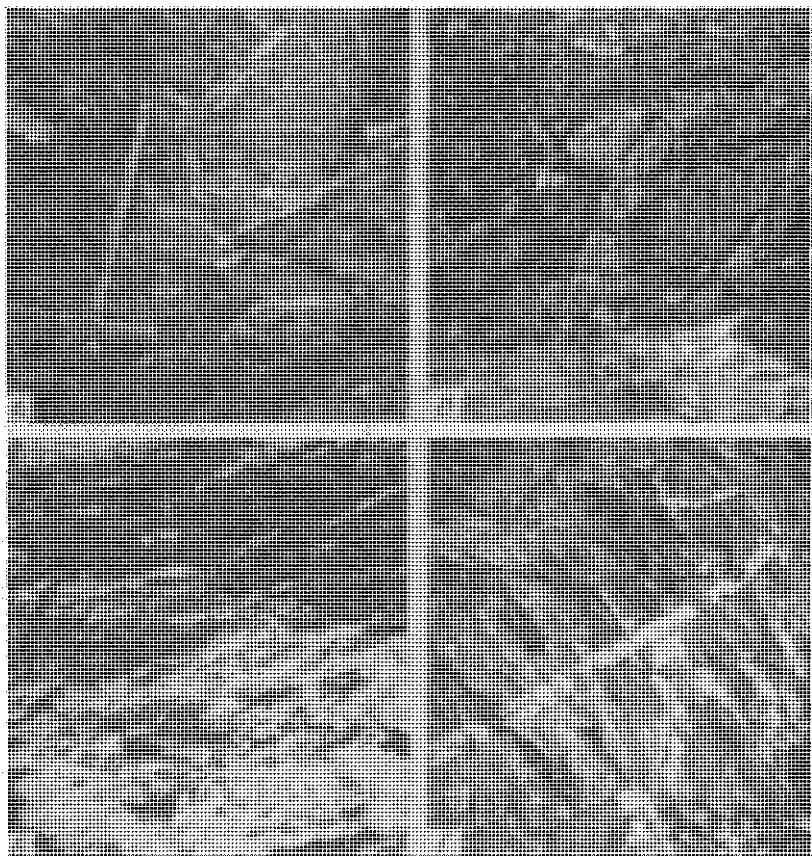
Класс I. Невыветрелые породы.

Полностью выветрелые породы очень хрупкие и при соприкосновении с водой легко распадаются на агрегаты. В структурном отношении они довольно плотные и водопроницаемые,



Фиг. 11. Изменение степени выветрелости пород по данным 127 разведочных скважин на участке плотины Росейрес.

Если имеются многочисленные жилки ранних гранитов или пегматитов, то породы высоководопроницаемы; в них наблюдается размыв в условиях больших фильтрационных градиентов. В результате выноса илистых частиц из выветрелых гнейсов в более



Фиг. 12. Плотина Росейрес.

А — полностью выветрелые гнейсы с тонкими прожилками гранитов (класс IV), *Б* — сильно выветрелые мусковитовые гнейсы (класс III); *В* — слабо выветрелые трещиноватые гнейсы в откосе одного из котлованов (класс III/II), *Г* — биотитовый гнейс, прорезанный пегматитовой жилой и пологопадающими трещинами (класс II).

трещиноватые гранитные зоны образуют суффозионные каналы. Полностью выветрелые породы не являются надежным основанием для бетонных плотин, но при соответствующей технической обработке могут быть использованы как основание для низких земляных плотин. Котлованы в таких породах могут

быть пройдены как механизмами, так и вручную. Откосы котлованов в породах этого класса обрушиваются при увлажнении и держат угол 25—30°.

Сильно и средние выветрелые породы объединены в один класс как имеющие одинаковые свойства, которые определяются главным образом присутствием ослабленных зон, располагающихся вдоль поверхностей сланцеватости или трещин. Массивы пород, разделенные этими зонами, слабо сцементированы между собой, но не нарушены. Свойства и условия залегания этих пород определяются степенью их выветрелости. Породы водопроницаемы; это подтверждается наличием источников, которые встречаются в котлованах, прилегающих к Нилу. Количество источников зависит от уровня воды в Ниле. В местах просачивания вод наблюдается скопление большого количества гидроокиси железа, образовавшейся в результате выщелачивания из выветрелой породы, через которую фильтровались воды. Возможен размыв в местах залегания пород со слабой структурой. Полевые опыты показали, что проницаемость пород редко достигает 5 единиц Люжона; обычно же составляет 2 единицы Люжона или менее. Ни сильно, ни средние выветрелые породы не являются надежным основанием для бетонной плотины, но при соответствующей обработке они могут быть удовлетворительным основанием для земляных плотин.

Проходка котлованов в породах этого класса производится с помощью взрывных работ; откосы высотой до 10 м устойчивы, исключая небольшие обрушения.

Слабо выветрелые породы — это в основном твердые породы с включением небольших зон и тонких гнезд хрупких мусковитовых образований, располагающихся параллельно структурным элементам, а не вдоль трещин. Водопроницаемость пород определяется простиранием выветрелых зон по отношению к трещинам твердых пород; обычно проницаемость низкая и характеризуется 1 единицей Люжона.

Породы класса I твердые; в метаморфических сериях наблюдаются многочисленные закрытые трещины; в гранитных интрузиях трещины частично открытые, особенно близ контактов. Через открытые трещины в граниты проникают подземные воды, которые вызывают разложение прилегающих метаморфических пород. Породы класса I являются надежным основанием для бетонной плотины большой высоты. При оценке пород класса II как основания следует учитывать залегание подстилающих пород и высоту плотины на данном участке. Котлованы в породах классов I и II проходятся взрывным способом, и для этого требуется меньшая энергия взрывов, чем для такого же объема земляных работ в породах II и III классов.

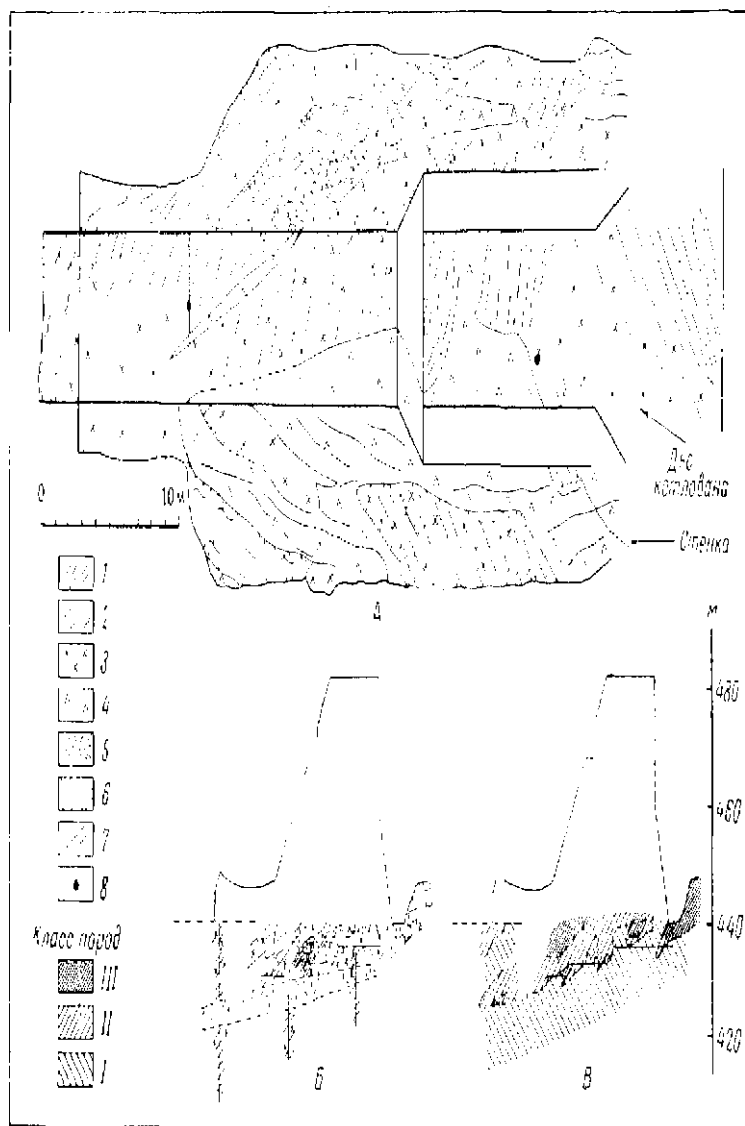
Гнейсы и граниты метаморфической серии не являются надежными породами из-за наличия в них большого количества биотита. Речной гравий, в основном состоящий из базальтов и кислых вулканических пород, можно рассматривать как потенциальный строительный материал.

Методы исследования. Рельеф и геологическое строение долины Нила в районе Росейрес так сложны, что достоверным методом исследования является лишь бурение скважин.

В течение второй половины 1961 г. и первой половины 1962 г. проводились строительные работы на различных участках, включая водосбросы и плотину. По данным, полученным в котлованах, и по скважинам, пробуренным по оси будущей бетонной плотины, детально определены геологическое строение и залегание выветрелых пород. Это позволило определить факторы, контролирующее поведение пород во взаимодействии их с инженерным сооружением, и классифицировать породы по их свойствам. В табл. I показаны типичные разрезы скважин, включающих важные геологические и инженерные данные в простейшем изображении; более подробных сведений обычно не требуется. Одновременно с бурением скважин подготавливалось основание контрфорсов для бетонирования. Пример большого количества данных, характеризующих условия заложения фундамента одного из контрфорсов, показан на фиг. 13. Геологическая документация котлованов была дана в масштабе 1:100 с развертками откосов и дна котлована. На основании данных, полученных в котловане и в буровых скважинах, построены два разреза, иллюстрирующие геологическое строение и различные классы пород (фиг. 13, *Б* и *В*). При проходке котлована одного из контрфорсов применялся пневматический ручной бур, чтобы можно было оценить механическую прочность пород, залегающих ниже дна котлована.

Плотина Кариба

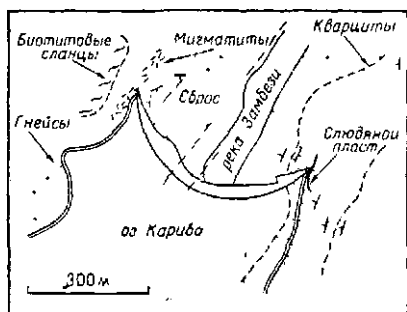
Общие сведения. Граница между Замбией и Родезией на протяжении 400 миль проходит по реке Замбези, которая на большей части течет в открытой местности, сложенной породами системы Кару. В Кариба река образовала ущелье, прорезав горстоподобный блок докембрийских метаморфических пород. Арочная плотина Кариба, расположенная в 2 милях вниз по течению от начала ущелья, имеет максимальную высоту 128 м. Ее строительство началось в 1956 г. и в основном было закончено в 1959 г. До сооружения плотины была проведена геологическая съемка ущелья и выполнены обширные исследования, включая бурение скважин, проходку штолен и шахт. На осно-



Фиг. 13. А — геологический план основания контрфорса (секции) 27 платины Росейрес; Б — геологический разрез через контрфорс 27; В — характеристика пород по классам.

1 — базальтовые гнейсы; 2 — мусковитовые гнейсы; 3 — ранние граниты; 4 — гегматиты; 5 — правая изгибы; 6 — эвекские породы; 7 — трещины; 8 — скважины.

вании полученных данных был выбран створ плотины. Геологическая документация проводилась во время проходки котлована под плотину. В 1960 и 1961 гг. были проведены детальные исследования на двух участках проектируемой второй очереди электростанции на северном берегу и для планировочных работ на южном берегу. В качестве консультанта-геолога во время строительства плотины был приглашен проф. Л. Дюбертре.



Фиг. 14. Геологическая карта участка плотины Кариба.

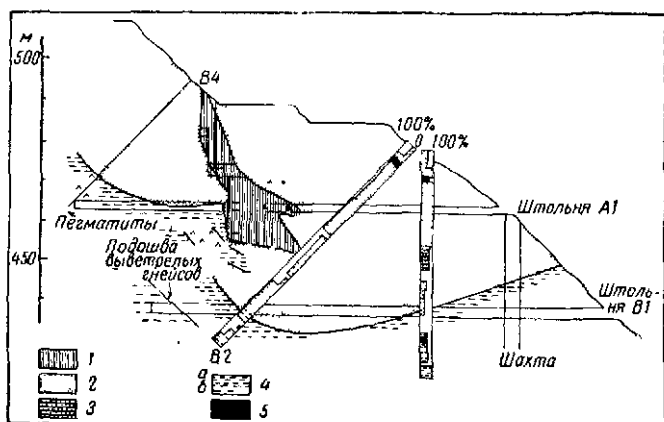
Сложные инженерные и геологические условия на участке плотины Кариба потребовали одновременного применения буровых скважин и штолен во время исследовательских работ.

Геологическое строение. Породы основания плотины представлены главным образом биотитовыми гнейсами с редкими прослойками амфиболитов, которых больше на южном берегу. Мощная толща кварцитов, образующих синклинальную складку, обнажается в верхней части южного берега (фиг. 14 и 15). Кварциты пересланяются с гнейсами. Часто присутствуют дайки пегматитов, а гнейсы настолько пронизаны небольшими гранитными интрузиями, что их можно принять за мигматитовые породы. Основное простирание отдельных литологических горизонтов — с северо-востока на юго-запад, хотя имеются как региональные, так и местные признаки поздней складчатости по оси, перпендикулярной основному напластованию.

Наиболее важным с инженерной точки зрения тектоническим элементом является небольшой надвиг, в результате которого образовалась синклинальная флексура в верхней части южного берега. С этой складкой связаны глубоко выветрелые породы, что представляет особую инженерную проблему. Вблизи русла реки и на ее северном берегу наблюдаются сброс, протягивающийся параллельно ущелью, и несколько ступенчатых сбросов меньшего масштаба.

Геологическое строение северного берега несложное: повсеместно прочные гнейсы имеют зону выветривания мощностью около 10 м. Разведка буровыми скважинами и штольнями выявила геологическое строение, а исследования для второй очереди электростанции подтвердили первоначальные представления.

Геологическое строение южного берега более сложное; здесь гнейсы перекрыты кварцитами, которые имеют крутое падение в сторону реки. Для кварцитов характерны сильная тектоническая раздробленность и трещины скалывания; отдельные трещины имеют борозды и зеркала скольжения. Кварциты обычно умеренно выветрелы, а трещины между ними заполнены глинистым материалом. В основной кварцитовой массе встречаются



Фиг. 15. Геологический разрез южного примыкания плотины Кариба, построенный по данным буровых скважин и штолен.

1 — слюдяной пласт; 2 — кварциты; 3 — слюдяные кварциты; 4 — гнейсы (а — выветрелые, б — твердые); 5 — амфиболиты.

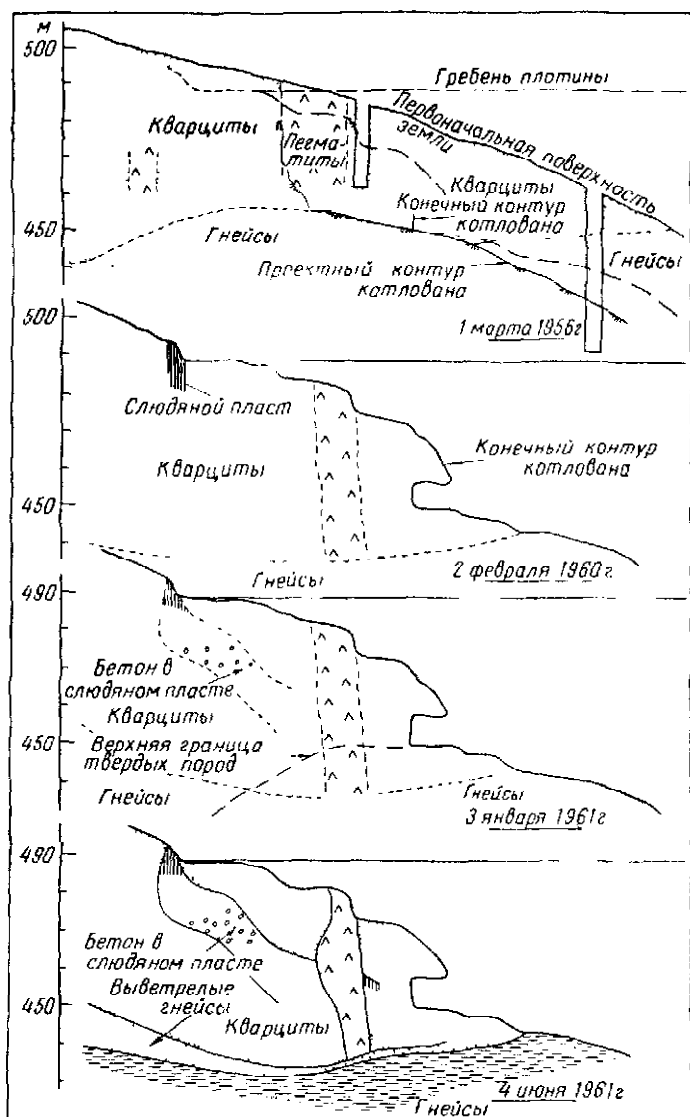
слои гнейсов и слюдяных кварцитов. Мягкие слюдяные гнейсы, состоящие в основном из биотитов и мусковитов и относящиеся к «слюдяному пласту», образуют изогнутую зону в кварцитах (фиг. 15). Слюдяной пласт, по-видимому, включен в кварциты, и границы его приблизительно параллельны контакту кварцитов и гнейсов. Слюдяной пласт обнажается выше плотины в виде 3-метровой полосы; с глубиной мощность его значительно увеличивается. Контакт между гнейсами и кварцитами имеет криволинейное очертание; ось кривизны проходит параллельно долине.

Исследования на южном берегу. В 1956 г. проводились бурение скважин и проходка разведочных шурфов и штолен для изучения геологического строения. Эти исследования не выявили каких-либо структурных взаимоотношений между кварцитами на южном берегу, слюдяным слоем кварцитов или зоной выветривания на контакте кварцитов и гнейсов.

Кварциты южного берега в структурном отношении ненадежны для примыкания плотины, и были предприняты меры по очистке трещин и укреплению пород [11]. В течение 1960 г. огромное количество выветрелого слюдяного материала было вымыто из кварцитов. В то же самое время в котлованах ворот шлюза и дороги была вскрыта зона мягких слюдяных пород, которая нигде не выходила на поверхность и не была встречена ни в котлованах плотины и шлюзов, ни в туннелях и шахтах подземного здания электростанции. В слюдяной залежи были пройдены выемки и установлено, что ее залегание весьма неблагоприятно и что она является ненадежной как основание плотины.

Таким образом, обширная программа исследований предусматривала определение залегания различных типов пород на южном берегу, характеристику кварцитов и слюдяных пород и необходимость удаления заполнителя из трещин кварцитов. Буровые скважины располагались веерообразно для охвата всей площади пород, на которых проектировалось строительство плотины. Данные бурения не всегда были удовлетворительными, поскольку они давали общие сведения, например положение контакта между кварцитами и гнейсами. Нельзя было получить достоверных сведений о возможном поведении пород в основании залегания слюдяной залежи, так как при бурении вместо кернов выходил шлам. Поэтому было решено заложить серию штолен и дополнительных скважин. На южном берегу были пройдены две горизонтальные выработки на разных уровнях, на расстоянии 32 м один от другого, и несколько мелких штолен в разных местах. Кроме того, в штольнях проводились сейсмические исследования и опыты с нагрузками штампами для оценки свойств пород *in situ* [11, 12].

По трещинам в кварцитах поверхностные воды легко проникали в породы и вымывали в трещины глинистый материал. Кварциты оказались настолько водопроницаемы, что подземные воды фильтровались вдоль контакта с подстилающими их гнейсами. Все это привело к образованию зоны выветривания гнейсов на контакте с кварцитами (фиг. 15). Гнейсы частично превратились в глинистый материал, который не был удален из трещин, и их не удалось зацементировать. Мощность зоны выветрелых гнейсов колебалась от 1—2,5 м под плотиной до 30 м в нижнем бьефе. Поверхность твердых и выветрелых гнейсов на границе кварцита — гнейсы имела различные отметки (фиг. 16). Интересно сравнить зону выветривания в Кариба и в Росейресе, где она развита ниже гранитных интрузий. Прослойки глинистых продуктов выветривания наблюдались на границе слюдяного пласта с кварцитами.



Фиг. 16. Геологические разрезы южного примыкания плотины Кариба, построенные по разведочным данным и по документации строительных работ.

Дополнительные штольни и скважины полностью выявили геологическое строение южного примыкания плотины. На фиг. 15 показан разрез участка непосредственного южного примыкания плотины, а на фиг. 16 даны разрезы, построенные для различных этапов строительства плотины. На всех четырех разрезах видно, что твердые породы находятся дальше от дневной поверхности, чем это первоначально предполагалось. Было установлено, что породы обладают значительно менее благоприятными свойствами в направлении к нижнему бьефу плотины.

На основании этих исследований заключили, что трещиноватые кварциты недостаточно надежны как основание плотины и имеют высокую сжимаемость. Так как кварциты подстилаются выветрелыми гнейсами, которые глубже становятся прочными породами, было решено передать нагрузку арочной плотины на твердые гнейсы посредством бетонных опор [1, 12].

Плотина Латнан

Общие сведения. Плотина Латнан расположена примерно в 25 км восточнее Тегерана в долине Джаеруд. Окончательная высота плотины определилась в 105 м при длине 420 м; по гребню плотины предусматривалось проложить шоссе. Объем бетона для 23 контрфорсов и двух опорных гравитационных блоков составлял 760 тыс. м³.

Первое геологическое картирование ущелья Джаеруд было проведено проф. Ривьером в 1930 г. [15]. Позднее, в 1945 г., эта площадь вновь исследовалась Эдвардом Бэйли и д-ром Джонсом при содействии проф. Асфия; ими была закартирована большая часть горы Эльбурс [2]. Изучение пород как основания плотины началось в 1960 г., и первые выработки пройдены в 1963 г. Было заложено около сотни буровых скважин, 16 штолен, несколько различных шахт и траншей.

Ущелье врезано в тектоническое окно из осадочных дотретичных пород, которые перекрыты более молодыми раннетретичными зеленоцветными породами. Дотретичный комплекс тектонического окна Джаеруд был сильно смят в складки и деформирован при формировании антиклинальной структуры [2]. Возраст дотретичных пород тектонического окна Джаеруд охватывает девон — эоцэн. Они образуют серию складок, опрокинутых в северном направлении. Во время складкообразования породы были разрушены и смещены, что сильно усложнило стратиграфические и структурные взаимоотношения различных групп пород. Позднее на поверхность этой серии отложился зеленоцветный комплекс пород, который впоследствии был смят в складки. Плотина Латнан расположена ближе к северной границе текто-

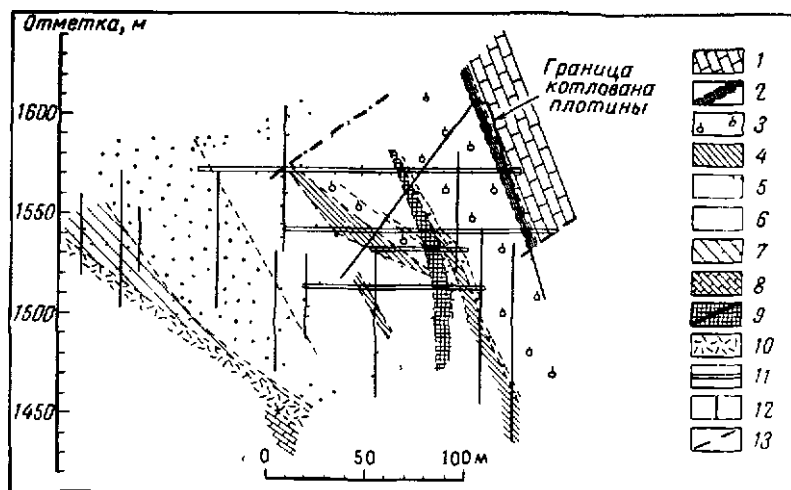
нического окна, где падение древних и молодых пород направлено к северу.

Породы участка плотины подразделяются на три группы (сверху вниз): зеленоцветные породы, каменноугольно-девонский комплекс и зона дробления. Крутая и почти вертикальная граница зеленоцветной серии пересекает более древние породы таким образом, что обнажающиеся на правом берегу известняки не выходят на левом берегу, где зеленоцветные породы и красные девонские песчаники находятся в непосредственном контакте (фиг. 1). Долину пересекает крупный сброс, который затрудняет корреляцию между девонскими породами на левом и правом берегах; в породах встречаются и более мелкие тектонические зоны и сбросы.

Девонские кварциты и песчаники на участке плотины Латиан представляют ненарушенный комплекс, допускающий заложение водонепроницаемого котлована (фиг. 1). Доломитовые известняки могут служить только одним примыканием; прочные серые песчаники и песчаные известняки ниже по течению от красных кварцитов почти полностью перекрыты мощными поверхностными отложениями; еще ниже по течению зона дробления (частично долериты) сложена нарушенными и частично кавернозными породами, которые непригодны как основание плотины. На зеленоцветный комплекс в левом примыкании плотины можно опереть некоторые контрфорсы, но породы должны быть укреплены, так как частично представлены непрочными глинистыми сланцами.

Геологическое строение. Наиболее полный разрез участка плотины имеется на правом берегу, где вследствие падения пластов вверх по течению породы обнажены. Самый верхний горизонт на правом берегу — массивные слоистые доломитовые известняки, которые ниже постепенно переходят в слоистый базальный горизонт. Известняки подстилаются 5—10-метровой толщей тонкозернистых красноцветных карбонатных аргиллитов массивной структуры; аргиллиты местами несогласно перекрывают белые кварциты. Обнажающиеся белые кварциты составляют большую часть основания плотины на правом берегу. Белые кварциты нарушены сбросом по нижней границе обнажения, где они контактируют с зоной брекчирования, которая представлена блоками красных кварцитов, находящихся в массивах сдвинутых серых и красных глинистых сланцев.

Ниже по течению от зоны брекчирования обнажаются красные кварциты мощностью почти 90 м. Красные кварциты обладают массивной структурой со следами неравномерной слоистости. В нижней части обнажения встречаются бледноокрашенные измененные кварциты; здесь же обнажаются линзовидные

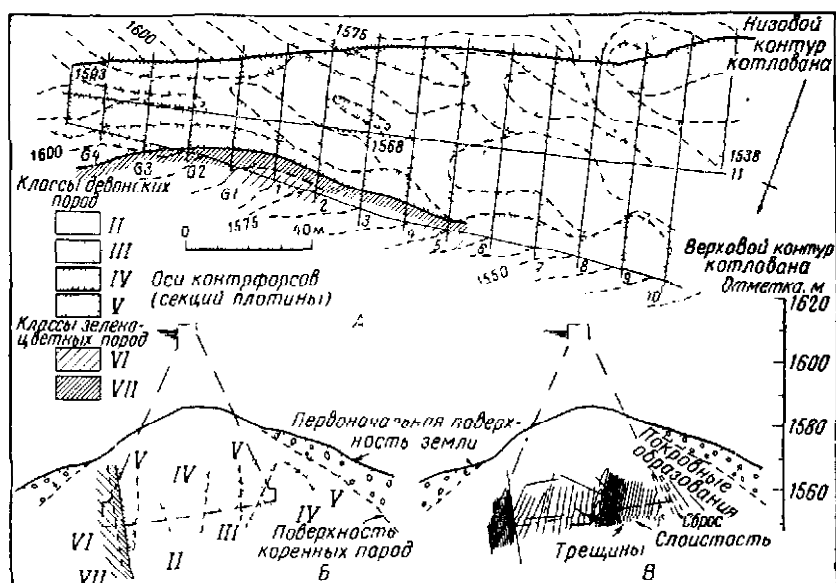


Фиг. 17. Разрез правобережного примыкания плотины Латян, обобщающий данные разведочных штолен и скважин.

1—доломитовые известняки, 2—карбонатные аргиллиты, 3—белые кварциты; 4—сланцы с кварцитовыми включениями, 5—красные кварциты, 6—серые песчаники; 7—смешанные слои, 8—темно-желтый известняк (лейас—вижняя юра); 9—зона брекчирования, 10—долериты, 11—штольня; 12—скважина, 13—сброс.

включения белых кварцитов. Ниже залегает пласт серых и красных сланцев с редкими включениями красных кварцитов. С глубиной мощность сланцев увеличивается (фиг. 17). На южной стороне обнажения красных кварцитов наблюдается толща серых песчаников, содержащая частые прослойки темных песчаных известняков. Ниже серых песчаников залегает пачка пересланяющихся красных сланцев, красных и белых кварцитов. Зона дробления обнаружена в виде ответвления, протягивающегося в восточном направлении от правого берега. Эта зона сложена главным образом измененными долеритами, образующими основную массу, в которую включены обломки красных кварцитов, сланцев и различных известняков.

Дно долины сложено речным гравием, достигающим максимальной мощности 10 м. Основной структурной особенностью дна долины является сброс, пересекающий основание плотины и протягивающийся с северо-запада на юго-восток; сброс проявляется в виде зоны нарушенных пород шириной около 5 м. В левом склоне долины этот сброс представлен крупными пакетами белых и красных кварцитов и темных известняков, включенных в основную массу трещиноватых красных и серых сланцев. Ниже дна долины зона сброса сложена главным образом красными кварцитами с тонкими гнездами красных и черных



Фиг. 18. Залегание и характеристика пород по классам в плане в левобережном котловане плотины Латиан (А). Разрезы через контрфорс 4, иллюстрирующие залегание пород разных классов (Б) и структурные элементы (В)

сланцев и одним мощным слоем темных известняков. Кроме основной зоны сброса, встречаются многочисленные другие разрывы, протягивающиеся вдоль реки (фиг. 1).

Характерной чертой левого берега является полоса, протягивающаяся в восточном направлении от дна долины, большая часть которой сложена слонстыми красными песчаниками и кварцитами, местами чешуйчатыми, с несколькими маломощными слоями красных сланцев. Граница с зеленоцветными породами имеет вертикальное или очень крутое падение, пересекает северную часть этой полосы и наклонена в направлении вниз по течению. Зеленоцветный комплекс представлен здесь пластинчатыми темными кремнистыми сланцами, переслаиваемыми с темными глинистыми сланцами. Главной структурной особенностью левого берега является простирание кварцитов и песчаников с запада на восток. Серия антиклинальных складок с крутопадающими крыльями пересекает водораздел (фиг. 18, В). Оси пекоторых складок протягиваются на 50 м. Весьма примечательно, что сопутствующие синклиналильные складки почти всегда отсутствуют, а если и появляются, то смещены и на их месте паходятся крутые сбросы. Внутренняя структура

водораздела представляется сложной и характеризуется падением пластов пород от гребня в виде широкой «псевдоантиклинали» (фиг. 18, В). Красные песчаники левого берега нельзя с уверенностью сопоставить с красными кварцитами правого берега. Возможно, что подобные песчаники встречаются ниже главного уступа из красных кварцитов, но выше серых песчаников правого берега. Толща снесенных со склонов осадков левого берега скрывает слои, залегающие ниже красных песчаников. Скважины показали, что серые песчаники пересекают главную зону сброса долины, но мощность их не более 15 м по сравнению с 50 м на правом берегу. Зона дробления, залегающая ниже серых песчаников, развита на площади, покрытой склоновыми накоплениями, и соединяется с обнажениями правого берега долины.

Методы исследования. В 1960 г., когда были начаты исследовательские работы в Латиан, еще не был утвержден проект плотины. Все исследования проводились с целью получить геологическую информацию для выбора типа и обоснования возведения бетонной или земляной плотины. На правом берегу были пройдены две штольни вкрест простиранию кварцитов, сланцев и известняков и был установлен полный разрез отложений на этом берегу. Кроме того, два туннеля и штольня были заложены на левом берегу. В связи со сложностью залегания пород полученные данные не были достаточными для выяснения геологического строения берега.

Первоначально на участке плотины запланировали 32 скважины, но в связи со сложностью геологических условий необходимо было пробурить несколько дополнительных скважин. В дне долины была проведена сейсмо- и электроразведка. В первой половине 1961 г. получили сведения, на основании которых приняли решение детальнее изучить возможность постройки контрольной плотины в Латиан. Началась новая фаза исследовательских работ, которые предусматривали проходку туннеля ниже русла реки, окончательное установление положения границы между девонскими и зеленоцветными породами с помощью траншей, штолен и наклонных буровых скважин, а также получение детальных геологических данных о различных участках путем бурения дополнительных скважин.

В начале 1962 г. были пройдены три траншеи на левом берегу и дополнительные штольни в нижнем бьефе правого примыкания плотины и проведена сейсмическая разведка на левом склоне водораздела.

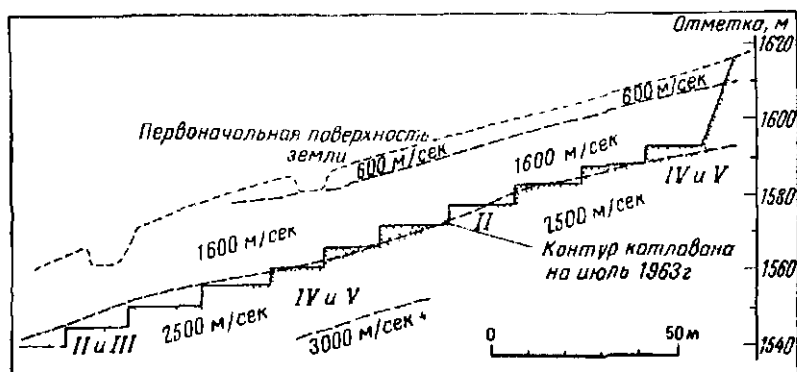
Исследования на участке плотины Латиан интересны в том отношении, что они являются примером использования на одном геологическом разрезе данных, полученных различными метода-

ми. Разрез правого примыкания плотины (фиг. 17) иллюстрирует метод обобщения данных подземных исследований. Такие детальные сведения невозможно было получить только по буровым скважинам. Хотя разрез на фиг. 17 дает возможность предсказать геологическое строение пород на правом берегу, он не показывает различия инженерных свойств пород основания плотины. В действительности каждый геологический горизонт на правом берегу, по-видимому, имеет свои особые инженерные свойства и рассматриваемый геологический разрез может использоваться для оценки условий основания с небольшими дополнениями.

При исследовании русла долины возникло несколько проблем. Во-первых, отсутствие корреляции между геологическими разрезами левого и правого берегов свидетельствовало о наличии здесь зон сброса. Во-вторых, предполагали, что в дне долины, ниже современных аллювиальных гравелистых отложений, существует погребенное русло. Наконец, было непонятно, почему геологическое строение склонов долины продолжается в ее дне. По первым вертикальным скважинам установили, что мощность аллювия приблизительно 10 м. В связи с тем что долина широкая, а бурить наклонные скважины через гравелистый аллювий трудно, было решено проводить исследования сейсмическими и электрическими методами, которые не показали никаких признаков погребенного русла. Было обнаружено заметное увеличение скорости распространения сейсмических волн и электросопротивления с глубиной от зеленоцветных до девонских пород. Наблюдалось изменение сопротивления в девонских породах в широтном направлении и отклонение сопротивления по линии север-северо-запад на юг-юго-восток, что указывало на возможное существование здесь главной зоны сброса. Эта зона сброса была дважды пройдена штольной, заложенной ниже серии Джаеруд, и отмечена в наклонной скважине, пробуренной впоследствии на левом берегу.

Изучение контакта зеленоцветные породы — девонские породы проводилось с помощью вертикальных и наклонных скважин, штолен и траншей вдоль действительной границы. Эти работы ясно определили положение контакта и условия залегания пород в непосредственной близости от него.

Девонские породы, слагающие большую часть левого берега, изучались с помощью трех туннелей, четырех штолен, многочисленных буровых скважин и сейсморазведки. Наибольшее значение для определения деталей залегания пород левого берега имели буровые скважины. Выход керна из скважин, пробуренных в песчаниках левого берега, значительно колебался. Изучение кернов скважин и наблюдения в штольнях условий залегания



Фиг. 19. Разрез по оси левого плеча плотины Латвиан, иллюстрирующий изменение скоростей сейсмических волн и залегание пород основания.

и структуры пород свидетельствовали о трудности инженерной оценки основания плотины на левом берегу.

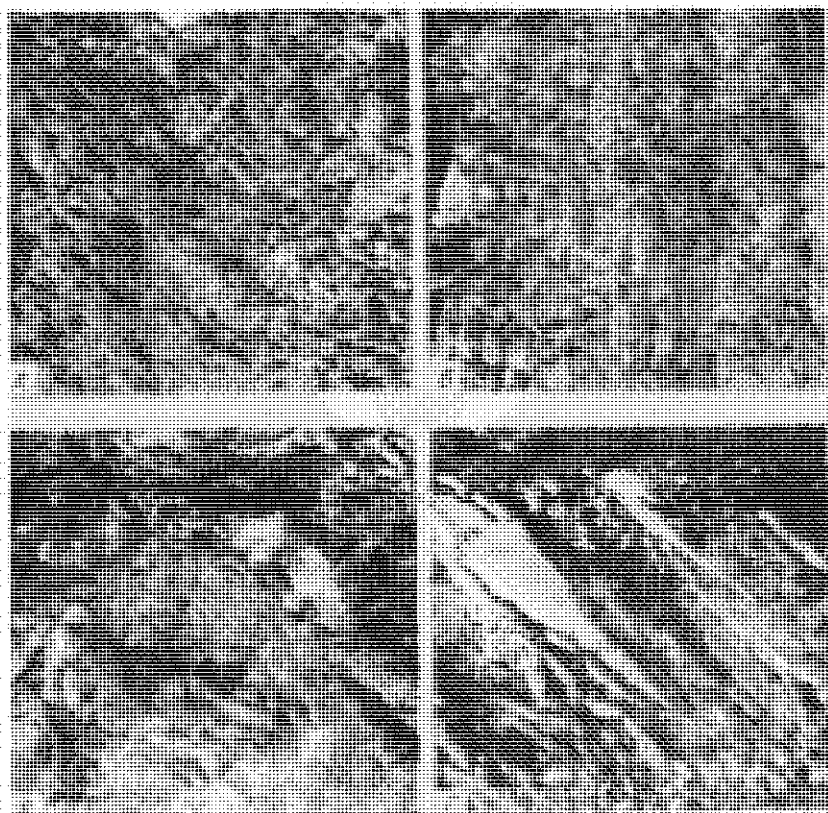
Залегание пород на левом берегу. Первые исследования залегания песчанников левого берега с помощью буровых скважин и штолен дали мало сведений о структуре пород всего гребня. Было установлено, что в ядре гребня породы имеют крутое падение, тогда как на склонах падение более пологое и направлено в разные стороны. Поэтому гребень имеет «псевдоантиклинальную» структуру (фиг. 18,В). Наблюдались сбросы и зоны раздробленных пород, но не закартировано их действительное расположение. Проводились сейсмические исследования на поверхности и в туннелях, которые показали, что скорость распространения сейсмических волн в общем увеличивается с глубиной (фиг. 19), что свидетельствует о большей плотности пород внутри массива [12]. Три траншеи, пройденные на гребне, показали, что породы, слагающие его с поверхности, выветрелы и частично находятся в рыхлом состоянии.

После проходки в июле 1963 г. главных котлованов на левом берегу для укрепления пород основания плотины начали детально изучать породы, обнажившиеся на поверхности многочисленных бERM. Эти исследования обнаружили значительные различия в действительном залегании песчанников и кварцитовых песчанников по сравнению с предварительными данными. Было выделено семь классов девонских пород, различающихся по условиям залегания и свойствам (фиг. 20):

Класс I. Прочные массивные породы без слабых зон и с редкими трещинами,

Класс II Слоистые, относительно прочные породы с прослоями сланцев

Класс III Тонкослоистые или пластинчатые породы с прослоями сланцев.



Фиг. 20 Плотина Латиан.

А—неравномерно трещиноватые выветрелые песчаники (класс V), Б—разбитый на блоки трещиноватый кварцитовый песчаник с прослойками сланцев (класс IV), В—слоистый песчаник с тонкими прослойками сланцев (класс III), Г—массивный кварцитовый песчаник (класс II). В каждом случае высота 5 м

Класс IV Блоковые трещиноватые породы с частыми пропластками сланцев и глин; имеются открытые трещины.

Класс V. Разрушенные сбросами и выветрелые породы с глинистыми сланцами рыхлого сложения.

Классификация зеленоцветных пород, которые меньше уплотнены, чем девонские:

Класс VI. Тонкослоистые породы с тонкими пропластками глинистых сланцев.

Класс VII. Рыхлые глинистые сланцы¹.

Породы класса I не были обнаружены в выработках на левом берегу, но встречаются в белых кварцитах правого берега.

Классификация пород основана на их различных геологических характеристиках, которые в совокупности определяли инженерную оценку пород. Эти геологические характеристики следующие:

1. Степень выветрелости и уменьшение сцепления.
2. Относительная плотность массива пород.
3. Интенсивность и ориентация различных трещин (напластования, разрыва, растяжения).
4. Заполнитель трещин и однородность массива пород.
5. Количество прослоев сланцев.

Поверхности берм в котловане были закартированы и на карту нанесены различные классы пород и их структура. Карта распределения классов пород показана на фиг. 18,А. Установлено, что ядро гребня сложено породами классов II и III и перекрыто породами классов IV—VII. Средне слоистые плотные кварцитовые песчаники с тонкими прослойками сланцев, относящиеся к классу II, обнажаются в нижней части котлована. Породы класса II встречаются в виде узкой полосы ниже контрфорсов 1 и 3; в котлованах, пройденных после июля 1963 г., отмечено увеличение мощности этой зоны с глубиной. Породы класса III отчетливо прослеживаются в нижнем бьефе в пределах контрфорсов 1—3. Обычно это плотные породы с толщиной отдельных слоев 5—15 см. В этих породах присутствуют только тонкие прослойки глин и сланцев.

Породы класса IV составляют основную часть котлована и, по-видимому, являются породами класса II, но выветрелыми и трещиноватыми. В них наблюдаются трещины от пологозалегающих до крутопадающих. Прослойки сланцев, как правило, рыхлые; плоскости отдельностей часто покрыты глинистым и выветрелым материалом.

Наименее прочные породы — это песчаники (класс V) с прослоями глинистых сланцев, разрушенные и сильно выветрелые. Трещиноватость неравномерная, трещины часто открытые и заполнены различным материалом. Встречаются зоны брекчирования, связанные со сбросами. На контакте с девонскими породами зеленоцветные глинистые сланцы имеют зону разрушения рыхлого сложения мощностью около 4 м. Эти образования отно-

¹ Судя по литологическому типу и возрасту пород, их следует называть е сланцами (shales), а скорее плотными аргиллитами. — *Прим. ред.*

сятся к классу VII. Несколько выше по течению — зеленоцветные породы тонкослоистой текстуры с прослойками сланцев, относящиеся к классу VI.

Различные разведочные выработки позволяли картировать распространение пород в плане и предсказывать их залегание на глубине. На фиг. 18,Б показаны разрезы через контрфорсы I—10 на левом берегу, иллюстрирующие разнообразие условия и структуры пород. Результаты корреляции данных бурения и сейсморазведки [12] с различными классами пород сведены в табл. 2.

Таблица 2

Класс пород	E_1 , кг/см ²	E_2 , кг/см ²	$V_{\text{полев.}}$ м/сек	$\frac{V_{\text{полев.}}}{V_{\text{лабор}}}$
I	60 000	150 000	3800	0,72
II	45 000	100 000	3400	0,69
IV	15 000	40 000	2600	0,59
V	18 000	20 000	2000	0,50
VI	8 000	20 000	2500	0,74
Бетон	300 000	300 000	4800	0,96

Примечания:

E_1 — модуль деформации;

E_2 — модуль упругости (третий цикл);

$V_{\text{полев.}}$ — скорость продольных сейсмических волн в водонасыщенных породах, в полевых условиях;

$V_{\text{лабор}}$ — скорость продольных сейсмических волн в водонасыщенных породах, измеренная на образцах в лаборатории. Лабораторные образцы были отобраны в поле из пород соответствующего класса;

$\frac{V_{\text{полев.}}}{V_{\text{лабор}}}$ — показатель трещиноватости.

Были созданы физические и математические модели пород основания для определения их деформируемости и распределения напряжений в контрфорсах. Следует отметить, что отношение значений скорости распространения сейсмических волн в породах естественного залегания и в лабораторных образцах характеризует степень трещиноватости пород. Этот показатель неизменно уменьшается от пород класса I к породам класса V по мере увеличения трещиноватости в кварцитах и песчанках. Сланцы обладают деформируемостью, но обычно плотные, за исключением рыхлой зоны кровли. Поэтому показатель трещиноватости в сланцах класса VI такой же высокий, как и в породах класса I.

Сопротивление сдвигу массивов пород оценивалось по данным двух полевых опытов и большого количества лабораторных

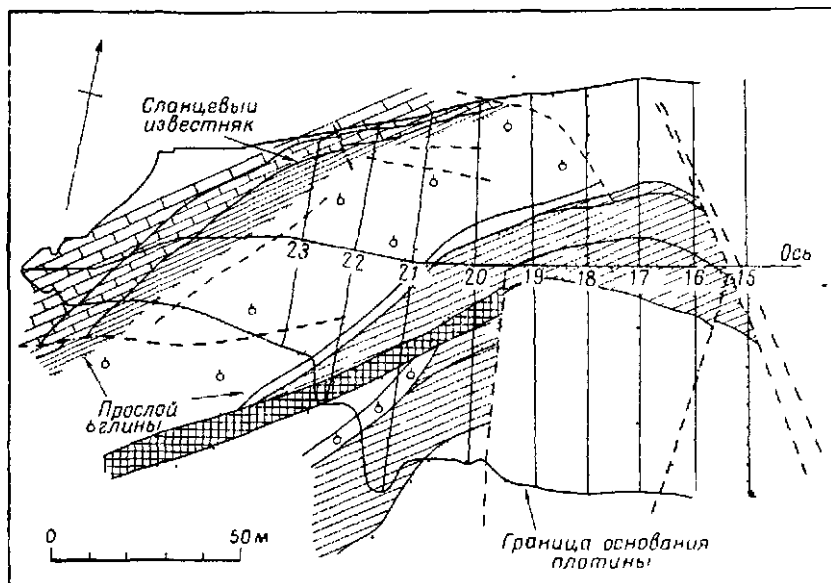
испытаний на сдвиг по трещинам и по их заполнителю. Глинистые сланцы, встречающиеся в девонских породах, обычно пылеватого состава, с максимальным пределом текучести 30 и числом пластичности 6—10; содержание глинистой фракции меньше 20%. Глинистые сланцы зеленоцветных пород по составу являются активными глинами с пределом текучести, превышающим 80. Двадцать образцов сланцев, испытывающихся при одноосном сжатии, показали прочность в среднем $1,9 \text{ кг/см}^2$; разрушение наблюдалось при деформации 10—20%. Трехосные испытания с образцами сланцев не были вполне удовлетворительными вследствие неравномерной передачи давления на образцы. Геологические и инженерные данные по оценке сопротивления сдвигу пород левого берега были использованы в расчетах устойчивости.

Укрепление пород на левом берегу осуществлялось цементацией, для чего были пробурены вертикальные и наклонные под углом к слоистости около 40° скважины на участке основания плотины. Опыты в скважинах показали, что породы основания имеют весьма непостоянную водопроницаемость (в среднем около 5 единиц Люжона); на глубине 30 м породы почти непроницаемы (часто получали значения 0,5 и 0,1 единицы Люжона). Кроме того, на одном неблагоприятном участке были пробурены под углом 70° — 80° к напластованию наклонные скважины из траншеи на ненапорной стороне гребня ниже подошвы фундамента. Контактная цементация должна была проводиться после заложения контрфорсов на глубину 5 м. В общем левое плечо плотины будет опираться на породы классов II и III, а нижние секции — на породы класса IV. Предварительная оценка объема цементационных работ была сделана по геологическим разрезам (фиг. 18,Б), но окончательное решение возможно только после вскрытия пород основания. Породы классов V и VI, обычно покрывающие гребень, были удалены. Большая глубина котлована потребовалась в верхней по течению части, где плотина располагается на зеленоцветных породах.

Удаление всех пород, за исключением пород класса VII, производилось с помощью взрывов. Породы классов VII и VI держат откосы с углом 40° или менее при высоте около 10 м. Откосы в породах классов V и VI обычно имеют угол 45° — 50° при высоте 15—20 м. Откосы в породах класса II в естественном залегании имеют максимальный угол 70° при высоте 20 м.

Геология русловой части и правого берега долины. В результате строительных работ, проведенных во второй половине 1963 г. и в 1964 г., были вскрыты коренные породы на правом берегу и под аллювием в дне долины; геологическая карта показана на фиг. 21.

Истинное геологическое строение на правом берегу соответствовало предполагаемому, ранее определенному исследованиями. Действительное строение русловой части долины несколько



Фиг. 21. Геологическая карта правого берега русловой части долины на участке плотины Латиан по документации в котловане.

Обозначения те же, что на фиг. 17. Указана граница площади основания и оси контрфорсов

отличалось от предсказанной, и с инженерной точки зрения оно было более благоприятным. Основные различия между предполагаемыми и действительными геологическими условиями следующие.

1. Ширина зоны главного сброса долины была меньше предполагаемой, так как опытная штольня ниже серин Джаеруд пересекла главный сброс и смежный второстепенный сброс, не сопряженный с первым.

2. Слой сланцев и зона брекчирования, протягивающиеся с правого берега, пересекаются в дне долины второстепенным сбросом, который был ранее обнаружен в нижнем бьефе плотины (фиг. 1).

3. Мощность пачки сланцев в дне долины больше, чем предполагалось.

Обнажившиеся в котловане породы были закартированы, и установлено, что классификационная шкала, принятая для пород левого берега, должна быть уточнена. Классы VI и VII

соответствовали различным девонским породам, включая, в частности, зону сланцев и сланцы с кварцитовыми прослойками. Был введен дополнительный класс IIIb для пород, промежуточных между классами II и IV, не обладающих чешуйчатой слоистой текстурой. Для более точного распределения пород по классам изучались керны скважин и эти данные сравнивались с данными исследований пород в котлованах. Результаты сопоставления классов пород и процента выхода керна при бурении скважин сведены в табл. 3.

Таблица 3

Класс пород	Номер скважины	Средний % выхода керна
VI	5	19
V	6	24
IV	7	55
III b	6	68
II	2	75

Выводы

При рассмотрении методов документации и оценки геологических условий оснований плотин важно в каждом отдельном случае учитывать масштабы и цели исследований. Независимо от типа каждого проектируемого сооружения следует иметь в виду, что результаты исследований требуют соответствующей обработки в геологическом и инженерном смысле. Существуют переходные стадии от детальной документации геологических данных в обнажениях, буровых скважинах, штольнях и т. п. (фиг. 2, 3, 5 и табл. 1) и построения геологической карты (фиг. 1, 9, 15 и 17) до окончательной оценки пород основания (фиг. 6, 13, 18 и табл. 1). Нередко оценка пород или отметка заложения фундамента, рекомендованная по результатам исследовательских работ, при вскрытии котлована оказывается неверной. Обычной причиной неточной первоначальной инженерной оценки являются немногочисленные геологические данные, полученные по кернам скважин.

Геологическое строение на любых двух створах плотины не может быть одинаковым, хотя инженерная оценка отдельных типов пород часто бывает одна и та же.

Описанные в статье основания трех плотин представляют характерный пример возведения сооружений на коренных породах. Методы исследования могут применяться для других случаев. Дальнейшее развитие инженерной геологии оснований плотин улучшит систематическую документацию геологических данных, оценку и прогноз поведения пород в естественных условиях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Anerson D., Paton T. A. L., Blackburn C. L., Zambesi hydro-electric development at Kariba; first stage, Proc. Instn. civ. Engrs., 17, 39—60 and 21, 587—610, 1960.
2. Bailey E. B., Asfia S., Jones R. C. B., Notes on the geology of the Elburz mountains north-east of Tehran, Quart. J. Geol. Soc. Lond., 104, 1—42, 1948.
3. British Standards Institution, Site investigations, London, 1957.
4. Brown J. Guthrie (Editor), Hydro-electric engineering practice, 1, Blackie, London and Glasgow, 1958.
5. Creager W. P., Justin J. D., Hinds J., Engineering for dams, I, Wiley, New York, 1945.
6. Deere D. U., Technical description of rock cores, Rock Mech. and Eng. Geol., 1, 1, 16—22, 1963.
7. Hamrol A., A quantitative classification of the weathering and weatherability of rocks, Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech., Paris, 2, 771—774, 1961.
8. John K. W., An approach to rock mechanics, Proc. Am. Soc. civ. Engrs., 88, SM, 1, 1—30, 1962.
9. Krynine P. D., Judd J. W., Principles of engineering geology and geotechnics, McGraw-Hill, New York, 1957.
10. Kiersch G. A., Treasher R. J., Investigation; areal and engineering geology—Folsom Dam Project, Central California, Econ. Geol., 50, 3, 271—310, 1955.
11. Lane R. G. T. L., The jetting and grouting of fissured quartzite at Kariba, Proc. Conf. Grouts. Butterworths, London, 1964a.
12. Lane R. G. T. L., Rock foundations, Diagnosis of mechanical properties and treatment, Proc. Eighth Congr. Large Dams, 1, 141—166, 1964b.
13. Muller L., Der Felsbau, 1, Einke, Stuttgart, 1963.
14. Moye G. D., Engineering geology for the Snowy Mountains Scheme, J. Inst. Engrs., Australia, 27, 5, 281—298, 1955.
15. Riviere A., Contribution à l'étude géologique de l'Elbourz, Rev. géol. et géol. dynamique, 7, 1—190, 1934.
16. Rocha M., Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams, Proc. Eighth Congr. Large Dams, 1, 785—832, 1964.
17. Read H. H., The granite controversy, Murby, London, 1957.
18. Skeat W. O. (Ed.), Manual of British water supply practice, Heffer, Cambridge, 1958.
19. United States Bureau of Reclamation, Design of small dams, U. S. Government Printing Office, Washington, 1960.
20. Wiebenga W. A., Exploration geophysics applied to the Dolerites of Tasmania, in Dolerite—a symposium, Geology Dept, Univ. of Tasmania, 170—183, 1958.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие	5
-----------------------	---

I. Напряжения в массивах пород и их изучение в естественных условиях и на моделях

Н. Хаст, Т. Нильсон. Измерения напряжений в скальных породах и их значение для строительства плотин. <i>Перевод с английского Р. С. Зиангирова</i>	13
А. Э. Шайдеггер. Тектонические напряжения и их влияние на геологические смещения. <i>Перевод с немецкого Ю. Я. Ретеюма</i>	22
Э. К. Гербер, А. Э. Шайдеггер. Проблемы разрушения скальных склонов в аспекте образования плоскостей разрыва Мора. <i>Перевод с немецкого Ю. Я. Ретеюма</i>	29
А. Робертс, И. Хокс, Ф. Уильямс, С. Мюррел. Определение прочности и напряженного состояния скальных пород в условиях естественного залегания. <i>Перевод с английского Р. С. Зиангирова</i>	37
Д. Крسمанович, С. Милич. Изучение распределения напряжений на моделях блочного строения. <i>Перевод с английского Р. С. Зиангирова</i>	56

II. Оползни и устойчивость склонов и откосов

Л. Мюллер. Оползень в долине Вайонт. <i>Перевод с английского Р. С. Зиангирова</i>	74
А. В. Скемптон. Длительная устойчивость глинистых склонов. <i>Перевод с английского Р. С. Зиангирова</i>	142
А. В. Скемптон, П. Ларошель. Оползень в Брэдвелле. Быстрое разрушение откосов котлована в дондонских глинах. <i>Перевод с английского Р. С. Зиангирова</i>	177
Б. Айзенштейн. Наблюдения над разуплотнением карбонатных пород крутых склонов. <i>Перевод с английского Р. С. Зиангирова</i>	207
В. Менцль, П. Петер, Я. Есенак, Я. Скопек. Три вопроса об устойчивости откосов. <i>Перевод с английского Р. С. Зиангирова</i>	215
Г. Келлер. Устойчивость искусственных откосов в слоистых породах. <i>Перевод с немецкого Ю. Я. Ретеюма</i>	227
А. Дворжак. Устойчивость скальных откосов при взрывах. <i>Перевод с немецкого Ю. Я. Ретеюма</i>	240

III. Выветрелые породы и инженерно-геологические условия оснований плотин

П. Лам. Выветрелые породы Гонконга. <i>Перевод с английского Р. С. Зиангирова</i>	247
Д. Л. Нилл, К. С. Джонс. Исследование и оценка геологических условий оснований плотин Росейрес, Кариба и Латтан. <i>Перевод с английского Р. С. Зиангирова</i>	269

**ПРОБЛЕМЫ ИНЖЕНЕРНОЙ
ГЕОЛОГИИ**

Редактор Т. И. Никифорова

Художник И. Ф. Федорова

Художественный редактор

Е. И. Подмарькова

Технический редактор Ф. К. Третьякова

Корректор М. М. Колотилина

Сдано в производство 24/IV 1967 г.

Подписано к печати 4/IX 1967 г.

Бумага маш. мел. $60 \times 90 \frac{1}{8} = 9,75$ бум. л.

19,5 печ. л. Уч.-изд. л. 18,85. Изд. № 6/4198

Цена 1 р. 58 к. Зак. 690

(Темплан 1967 г. изд.-на «Мир»,
пор. № 184)

ИЗДАТЕЛЬСТВО «МИР»

Москва, 1-й Рижский пер., 2

Ленинградская типография № 2

имени Евгения Соколовой

Главполиграфпрома

Комитета по печати при Совете

Министров СССР.

Измайловский проспект, 29