

Н. Н. МАСЛОВ
ПРИКЛАДНАЯ
МЕХАНИКА
ГРУНТОВ

МАШСТРОЙИЗДАТ — 1949

624.131

М-31

Н. Н. МАСЛОВ
Доктор технических наук, профессор

ПРИКЛАДНАЯ
МЕХАНИКА
ГРУНТОВ

8612
9693

ИЗДАТЕЛЬСТВО
МИНИСТЕРСТВА СТРОИТЕЛЬСТВА
ПРЕДПРИЯТИЙ МАШИНОСТРОЕНИЯ
Москва—1949



В книге в сжатой и общедоступной форме излагается теоретический аппарат основных проблем инженерной геологии, как синтез тридцатилетней практической и научной работы автора в данной области.

Книга может служить полезным пособием для инженеров-геологов и проектировщиков, работающих в самых разнообразных областях нашего строительства.

Редактор В. Г. Булычев.

Техн. редактор Е. А. Чебышева

Подписано к печати 12/ХII 1949 г.

А-14976.

Печ. л. 20 $\frac{1}{2}$ + 1 вклейка.

Уч.-изд. л. 25,5.

Знак. в 1 печ. л. 50.000.

Изд. № 194.

Тираж 4900 экз.

Типография Машстройиздата, Ленинград, Бульвар Профсоюзов, 4.
Заказ № 1068.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие	5
-----------------------	---

Раздел первый

Первоначальные сведения

Глава I. Некоторые исторические данные	9
Глава II. Основные принципы назначения и разработки защитных мероприятий	15
Глава III. Классификации горных пород и сооружений	21

Раздел второй

Некоторые вопросы исследований по оценке несущей способности оснований

Глава IV. Принципиальные положения	30
Глава V. О составе исследований по оценке условий устойчивости и прочности оснований сооружений	33
Глава VI. О составе исследований по прогнозу деформаций сооружений	40
Глава VII. О некоторых вопросах полевых исследований	44
Глава VIII. О полевых специальных опытных работах	51
Глава IX. К вопросу о показателях сопротивления грунтов сдвигу	58
Глава X. К вопросу о показателях сжимаемости грунта	90
Глава XI. Установление расчетных характеристик	101
Глава XII. Справочные данные по инженерно-геологическим расчетным характеристикам грунтов	108

Раздел третий

Расчетные приемы по оценке устойчивости и прочности оснований сооружений

Глава XIII. Расчетные формулы	112
Глава XIV. О построении областей разрушения	134
Глава XV. Некоторые частные случаи оценки устойчивости оснований	151
Глава XVI. Расчетные приемы по оценке степени устойчивости сооружений и их оснований на сдвиг	163
Глава XVII. Вопросы прогноза осадок и деформаций сооружений	169

Раздел четвертый

Защитные мероприятия

Глава XVIII. Защитные мероприятия по повышению степени устойчивости оснований сооружений. Случай вертикальных сил	209
Глава XIX. Защитные мероприятия по обеспечению устойчивости сооружения на сдвиг	227
Глава XX. Защитные мероприятия по борьбе с вредным влиянием деформации толщи основания сооружений (осадки и пучение)	237

Раздел пятый

Оползни и противооползневые мероприятия

Глава XXI. Оползневые расчеты, как один из существенных элементов анализа	257
Глава XXII. Инженерно-геологическая оценка наиболее известных методов расчетов оползней	262
Глава XXIII. Учет в расчетах оползней гидродинамического фактора	286
Глава XXIV. Инженерная классификация оползней и классификация противооползневых мероприятий	290

Раздел шестой

К вопросу о методике выявления причин аварий сооружений

Глава XXV. Некоторые вспомогательные данные	314
Глава XXVI. Частные аварийные примеры	318
Литература	327

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проектирование, возведение и эксплуатация всякого сколько-нибудь ответственного сооружения неразрывно связаны с разрешением ряда инженерно-геологических вопросов.

Эти вопросы приобретают особенно большое значение в нашей стране в связи с непрерывным ростом строительства и при том сооружений весьма крупных по своим масштабам.

Правильный подход к разрешению рассматриваемых вопросов во всех случаях может облегчить строительство, ускорить сроки его осуществления и вместе с тем удешевить стоимость самого сооружения. Нам известно немало примеров, когда в результате правильно поставленного и проведенного инженерно-геологического анализа удавалось полностью отказаться от использования очень сложных и дорогостоящих мероприятий. Мало того, при правильном решении задачи представлялось возможным возводить безупречное сооружение в тяжелых природных условиях, которые в недавнем прошлом рассматривались как непригодные для строительства. Вместе с тем всякие ошибки в этом отношении могут быть чреваты последствиями.

Современный уровень строительной техники обеспечивает возможность решения всех этих вопросов. Главное — это правильно поставить задачу, особенно в случаях возведения крупных и ответственных сооружений.

Автор настоящего труда около 30 лет принимает участие в практической работе по проектированию сооружений, исследованиям на стройплощадках и возведению наиболее крупных объектов нашего Союза, и что, пожалуй, самое важное, — участие в наблюдениях за поведением этих сооружений при их эксплуатации. При этих условиях автор настоящего труда имел возможность неоднократно убеждаться в практической ценности тех или иных работ в рассматриваемой области и наметить наиболее продуктивные с его точки зрения и оправданные пути разрешения важнейших инженерно-геологических задач.

Однако настоящий труд отнюдь не претендует на изложение всех существующих методов решения этих задач. Более того, автор не претендует на изложение здесь даже всех наиболее важных инженерно-геологических вопросов, могущих возникнуть в практике строительства. Автор поставил перед собой более узкую задачу. Дело в том, что строительная практика со всей определенностью указывает нам, что для достижения наибольшего эффекта при разрешении инженерно-геологических проблем во всех случаях следует стремиться к оценке и прогнозу инженерно-геологических явлений в количественном выражении. Таким образом, и в данном случае возникает необходи-

мость широкого использования теоретического математического аппарата. Как известно, таким расчетным аппаратом в рассматриваемой области является строительная механика и, в первую очередь, механика грунтов, как ее отдельная ветвь.

Настоящая работа и посвящается рассмотрению приложения некоторых наиболее важных вопросов механики грунтов к инженерно-геологической практике.

Само собой разумеется, что рассматриваемые вопросы не являются новыми в строительной практике; им отводится значительное место в огромном количестве работ по строительной механике и механике грунтов, в курсах строительного производства, инженерной геологии и т. д.

Именно благодаря повышенному интересу к рассматриваемым проблемам мы являемся свидетелями выхода в свет все новых и новых теоретических работ, в частности, по механике грунтов. При этих условиях появление в свет новой работы, трактующей все те же вопросы, может казаться на первый взгляд неоправданным.

Однако это не совсем так.

Прежде всего следует отметить, что строительная практика до этого времени отмечает разнообразные по своему характеру случаи аварий. Следовательно, разрешение рассматриваемых вопросов общепринятыми методами, повидимому, не свободно от ошибок и не может быть принято во всех случаях без соответствующего анализа. Нередко все эти работы, не базируясь на данных опыта, а являясь следствием одних лишь умозаключений, не отражают правильно физику самого явления. При этом условия в свете опытной проверки очень многие расчетные приемы и методы оказываются недопустимыми к использованию в строительной практике.

При подобных обстоятельствах автор настоящей работы ставит своей целью поделиться с читателями своим опытом в области разрешения инженерно-геологических проблем применительно к требованию реальной действительности и в рамках действительной практической ценности тех или иных решений.

Книга составлена в виде изложения основных путей и положений, которых следует придерживаться при решении некоторых наиболее важных инженерно-геологических задач (оценка явления, назначение защитных мероприятий, состав исследований).

Так как книга в основном предназначается для практиков-исследователей, проектировщиков и строителей, т. е. для читателя, обладающего некоторыми специальными познаниями в рассматриваемой области, мы избегаем изложения основных понятий и элементарной трактовки затронутых вопросов, отсылая читателя в надлежащих случаях к тем или иным литературным источникам и, в частности, к книге автора «Инженерная геология», Стройиздат, 1941 г., продолжением и развитием которой по существу и является настоящая работа.

Вместе с тем, учитывая прикладной характер настоящей работы, автор уклонился от изложения в ней сложных и громоздких теоретических выводов, приводя в тексте необходимые формулы лишь в окончательном для практического использования виде.

Ссылки на цитированную или использованную при составлении данной работы литературу приводятся непосредственно в тексте. Вместе с тем, в конце книги дана библиография наиболее интересных работ в рассматриваемой области. В библиографию включены лишь издания, выпущенные после 1941 года. Библиография по более ран-

ним источникам приводится в упомянутой уже выше книге автора «Инженерная геология».

Автор пользуется случаем выразить свою искреннюю благодарность за помощь в создании этой книги Г. А. Андрееву, С. Б. Враскому, С. Н. Максиму, З. В. Пильгуновой, А. Г. Тюриной, В. А. Шнитниковой, Д. В. Шнитникову и А. П. Фадеевой.

Автор не может здесь не вспомнить с глубокой печалью безвременно погибших Ф. И. Ругина и Д. А. Францева, своих самых близких товарищей по работе, сделавших очень много для развития прикладной механики грунтов.

ПЕРВОНАЧАЛЬНЫЕ СВЕДЕНИЯ

Глава I

НЕКОТОРЫЕ ИСТОРИЧЕСКИЕ ДАННЫЕ

1. Начальный период. С вопросами строительной оценки оснований, возводимых сооружений и устойчивости берегов и русел водотоков, т. е. с теми вопросами, которые мы относим к области инженерной геологии, — человечество, несомненно, встретилось еще на заре своей деятельности.

Мы не имеем достоверных сведений о путях решения этих вопросов в древности. Однако несомненно, что в то время при разрешении этих задач широко применялся метод строительных аналогий. Необходимо также отметить, что качественное решение рассматриваемых задач стояло уже в те далекие времена на должной высоте. В противном случае совершенно немыслимо было бы выполнение целого ряда крупных сооружений древности и в том числе гидротехнических сооружений на ирригационных системах Египта, Вавилонии, мостов древнего Рима, портов Родоса, Финикии и т. д.

В древней Руси имели весьма широкое распространение гидротехнические сооружения, связанные с использованием водной энергии (мельницы). Упоминание о водных мельницах, как хорошо уже известных на Руси сооружениях, встречается уже с XIII века в актах, ярлыках татар и в грамотах русских князей. В XVI веке в Москве известна целая система плотин и шлюзов при Кремле для питания водой крепостных рвов и несколько гидросиловых установок при бумажных «заведениях». Ко времени царя Алексея Михайловича на судоходных реках уже строились значительные по размерам плотины. К XVIII веку, по свидетельству В. В. Данилевского, строительство плотин в России достигло исключительного развития, обеспечив нашей стране ведущее место в мировой гидротехнике. Особенно много в это время строилось плотин на Алтае и Урале.

Некоторые из них были совершенно исключительными сооружениями. Число плотин по всей России в этот период времени измерялось многими десятками тысяч. Мощность же гидросиловых установок превышала 700 000 лошадиных сил. Не лишне будет также напомнить, что в XVIII веке было начато строительство ряда морских портов (например, Кронштадта) и каналов водных систем с большим числом крупных гидротехнических сооружений.

Совершенно очевидно, что строительство достаточно сложных и ответственных гидротехнических сооружений возможно было лишь при трезвом учете, как мы это теперь называем, «инженерно-геологических» условий. Наши предки уделяли этим вопросам должное внимание.

В этом смысле интересна книга Григория Махотина «Мемориальная о заводском производстве» (XVIII век), в которой даны весьма ценные практические указания по обоснованию плотин и заводских сооружений. Эта «записка» Григория Махотина может, повидимому, считаться первым по времени русским «инженерно-геологическим» руководством.

Большое внимание в нашей стране всегда уделялось вопросам устойчивости берегов и борьбы с оползнями. Весьма интересные описания оползней мы находим в Нижегородских летописях XV—XVI веков. Уместно будет отметить, что наши предки имели уже достаточно ясное представление о причинах, порождавших оползневые явления, и умели в надлежащих случаях принимать ответственные решения, правильность которых подтверждалась дальнейшим развитием событий. В этом плане очень интересна и поучительна история борьбы с оползнями в Ульяновске (б. Симбирск).

В конце XVIII и в первой половине XIX века опубликован ряд работ, посвященных описаниям и исследованиям оползневых явлений, в особенности на юге России (акад. Паллас, Сумароков, Смольянинов Завадовский и т. д.).

В 70-х годах прошлого века кончается первый период формирования русской инженерной геологии, и она вступает во второй более ответственный период.

В отличие от зарубежной литературы, уделявшей в основном свое внимание описаниям всякого рода явлений, русская инженерная геология уже и в этом периоде отличалась яркой целеустремленностью и трезвым учетом реальной обстановки.

2. Инженерная геология как наука. Дореволюционный период. Начало возникновения в России инженерной геологии, уже как науки, относится к 60—70-м годам прошлого века. Это был период относительно бурного строительства в нашей стране железных дорог и связанных с ними мостов. Инженеры-путейцы и геологи еще в те годы совершенно правильно и своевременно оценили исключительное значение синтеза инженерных и геологических дисциплин в деле железнодорожного строительства.

Русский геолог Иван Мышенков своею деятельностью первый открывает блестящую страницу работ инженеров-геологов на строительстве. Известно, что его работа «Исследования по линии Лозово-Севастопольской ж. д.» («Горный журнал», IV, 1874) в этом отношении явилась первой работой как у нас, так и за рубежом.

Весьма важны работы проф. Меллера и горного инженера Шельтинга на оползневом участке «Батраки» Московско-Казанской жел. дор. (1873—1875 гг.). Эти оползни были впервые описаны русским академиком Гельмерсенем. Особенно важным является тот факт, что упомянутые исследователи не только подробно описывают оползни, но одновременно дают анализ причин возникновения оползней и рекомендации по обеспечению устойчивости полотна на данном участке. Здесь же проводились исследовательские работы по выявлению поверхности скольжения и по наблюдению за режимом подземных вод.

Таким образом, в данных работах мы находим все элементы инженерно-геологического обследования оползневых участков, за исключением современных лабораторных исследований и расчетов.

Интересно также отметить весьма важную работу В. В. Докучаева «Способы образования речных долин» («Труды СПб общества естествоиспытателей», IX), а также работы Леваковского, Феофилактова, Данилова, Петлина, Ротмана, Зенкевича, Шегреня, Штукенберга, Стеще-

вича, Жаринцева, С. Н. Никитина, Д. Л. Иванова и, наконец, выдающегося русского ученого И. В. Мушкетова.

Яркой особенностью всех отмеченных выше работ являлась их целеустремленность. Исследователи не ограничивались здесь лишь описанием явлений и их природной обстановки. Они старались объяснить явления и находить пути к обеспечению устойчивости земляных масс и сооружений. Русские инженеры-геологи этого периода не замыкались при этом в круг «беспристрастных сторонних» наблюдателей и не уклонялись от принятия на себя ответственности за решения.

Вместе с тем в эти годы за рубежом появляется несколько работ, оказавших там в дальнейшем весьма отрицательное влияние на направление развития инженерной геологии как науки. Такова работа Брауна «Техническая геология или геология в приложении к технике» (1878) и книга Вагнера «Приложение геологии к инженерному делу» (русский перевод, 1887). Последняя книга, имевшая широкое распространение, ориентировала инженеров-геологов на долгие годы в неправильном и ограниченном направлении. В России это влияние носило местный и относительно кратковременный характер. За рубежом весьма заметное влияние этой работы сказывается и до сего времени. Вагнер не ставил никаких новых инженерно-геологических проблем и тем более не давал их решений. Геологам рекомендовалось заниматься лишь описанием местной природной обстановки и уклоняться от принятия тех или иных решений, которые якобы полностью должны относиться к компетенции инженеров-строителей.

Эти позиции поддерживались и поддерживаются многими зарубежными учеными и специалистами и до наших дней. В иностранной литературе мы часто встречаемся с заявлениями вроде нижеследующих: «Геолог не должен вдаваться в технические вопросы, дабы не брать на себя ответственности» (Макс Зингер); «Геолог должен пользоваться только методами естественных наук и не выходить за их пределы» (М. Люжон) и т. д.

В современную нам эпоху за границей выходит немало книг по «инженерной геологии», то в виде «Геологии для инженеров», то под названием «Геология и инженерное дело». Все эти книги отнюдь не могут служить руководством по инженерной геологии в нашем советском понимании. Мы находим в них лишь более или менее элементарные сведения по геологии, которые с точки зрения авторов этих работ могут оказаться полезными инженеру-строителю в его работах. При этом авторы совершенно четко проводят подразделение решения одной и той же инженерно-геологической проблемы между двумя противопоставляемыми друг другу лагерями геологов и инженеров.

Подводя итог, мы должны отметить, что после начального периода ярко выраженного самобытного развития инженерной геологии в России конец XIX и начало XX веков в этой области знаменуются некоторым кризисом, а сама инженерная геология сводится к роли фиксирующей местную природную обстановку прикладной дисциплины. Вся же тяжесть работ по оценке инженерно-геологических явлений и разработке приемов инженерно-геологической «стратегии» и «тактики» в борьбе с силами природы в обеспечении прочности и устойчивости сооружений легла в этот период на плечи инженера-строителя.

Не получая ответа на свои запросы, инженеры вынуждены были сами заняться проблемами инженерной геологии, мобилизовав себе на помощь весь арсенал инженерных дисциплин и в первую очередь строительную механику. Поэтому рассматриваемые вопросы во многих

случаях разрешались почти в полном отрыве от фактических условий строения грунтовой толщи, пренебрегая геологическими явлениями и подменяя подлинную природу явлений метафизическими и механистическими схемами. Получилось в точности так, как писал В. И. Ленин: «Элементы, в качестве реальных, объективных данных, т. е. в качестве физических элементов исчезли совершенно. Остались только формальные отношения, представляемые дифференциальными уравнениями»... (см. В. И. Ленин, том XIII, издание 3-е, стр. 251). Вместе с тем, инженер-геолог превращался просто в геолога «при строительстве».

Создалось совершенно ненормальное положение, которое незамедлительно сказалось в практической жизни. Строительная практика рассматриваемого времени исключительно богата строительными катастрофами, авариями и неполадками с сооружениями и в первую очередь с напорными гидротехническими сооружениями. И это понятно, так как чрезвычайно трудно отобразить даже в той или иной мере в математической формулировке все многообразие природных процессов.

Однако во многих случаях и в этот период специалисты вынуждены были действовать как инженеры-геологи в нашем понимании этого термина. Такая необходимость особенно часто складывалась в области тоннелестроения и в особенности в вопросах противооползневой борьбы. И здесь на первом месте должно быть названо имя акад. А. П. Павлова, навсегда вошедшего в историю русской инженерной геологии.

Интересно также отметить в той области строительной механики, которую мы ныне называем «механикой грунтов», работы проф. М. Н. Герсеванова (1830—1907 гг.). Еще задолго до каких-либо работ за границей им была установлена и изучена способность глин уплотняться при высыхании и нагрузке.

3. Инженерная геология в Советском Союзе. С началом строительства в СССР крупнейших инженерных сооружений, создавших целую эпоху в мировой гидротехнике, и, в первую очередь, с началом сооружения ряда гидроэлектрических станций наступает период зрелого становления инженерной геологии, как науки. В этот период инженерная геология подвергается исключительной критике и проверке.

По мере развития в нашей стране строительства весьма ответственных и исключительных по масштабу и значимости инженерных сооружений нередко в тяжелых инженерно-геологических условиях, пришлось в каждом отдельном конкретном случае устанавливать: 1) рентабельность возведения проектируемого сооружения в данных условиях; 2) характер необходимых «защитных мероприятий», способных обеспечить бесперебойную работу сооружения в этих условиях. Очевидно, что правильные ответы на эти вопросы могли быть получены лишь на основании глубоких прогнозов как режима проектируемого сооружения, так и связанных с ним природных процессов. Ясно, что для составления таких прогнозов необходимо было давать количественные показатели, правильно характеризующие в данных условиях свойства отдельных напластований грунтов и всю толщу в целом.

Прогнозы при этом должны были выполняться с учетом всего многообразия природной обстановки, а также всех геологических процессов, могущих воздействовать на сооружение, и в свою очередь явиться следствием воздействия этого сооружения на окружающую его среду. Совершенно очевидно, что все эти вопросы могли быть решены лишь на основе использования комплексного метода с применением как геологических, так и инженерных дисциплин. В этом случае геологические

процессы впервые рассматривались не только с качественной, но обязательно и с количественной стороны.

Мало того, возникала необходимость в разработке в желательном для нас направлении путей насильственного воздействия на те или иные неблагоприятные природные факторы. Мы вправе здесь повторить слова И. В. Мичурина: «Мы не можем ждать милостей от природы; взять их у нее — наша задача».

Таким образом, инженерная геология для возможности разрешения всех возникающих перед ней задач обязана была обратиться к помощи «механики грунтов», в ее прикладном аспекте, которая стала основной базой инженерной геологии, получив таким образом широчайшее использование.

Особенную пользу прикладная механика грунтов оказала при количественной оценке степени влияния на процесс тех или иных факторов, для выявления величин пределов возможных ошибок и, наконец, — что особенно важно, — для установления величин коэффициентов запаса в соответствии с той или иной рабочей гипотезой. Ясно, что в этих условиях должны использоваться и использовались наиболее простые и вместе с тем наиболее наглядные методы и решения. Неточность их полностью искупалась одновременным проведением расчетов различными методами, базирующимися на различных исходных положениях с использованием грунтовых характеристик, наиболее близко и полно отражающих свойства реальных грунтов.

Необходимость разработки точных математических методов решения инженерно-геологических задач при этом условии, конечно, никак не отрицается. В частности, точные решения могут быть использованы и сейчас с большим успехом для оценки величин ошибок, допускаемых приближенными методами, широко практикуемыми прикладной механикой грунтов.

Разумно используя в инженерной геологии прикладную механику грунтов, советская строительная практика обогатилась весьма действенным оружием в борьбе за разрешение крупнейших инженерно-геологических задач. Между тем за рубежом инженерно-геологические задачи и поныне разрешаются чисто формальными механистическими методами. Об этом свидетельствуют опубликованные в последние годы работы по механике грунтов: К. Терцаги «Теоретическая механика грунтов» (1943), Плюммера и Дорра «Механика грунтов и фундаменты» (1943) и др.

При этом условии становится совершенно понятным, что когда в 1927 г. возникла необходимость проектирования в труднейших инженерно-геологических условиях сооружений ряда гидростанций, наша страна не смогла найти помощи у зарубежных специалистов.

Данные объекты выпадали по своим условиям из привычной для Запада обстановки. И при подобных обстоятельствах иностранные специалисты оказались бессильными. Американец Бэссель рекомендовал вовсе отказаться от строительства напорных сооружений в подобных условиях.

Надлежащий подход к разрешению инженерно-геологических задач, в свое время найденный на строительстве советских гидростанций и заключавшийся в широком и полном синтезе естественных и точных наук, был богато развит последующими исследовательскими и строительными советскими организациями.

Следует особо отметить возведение таких исключительных сооружений как канал им. Москвы, осуществление которого оказалось возмож-

ным лишь на основе широкого использования в строительстве положений прикладной механики грунтов, крупнейшие портовые сооружения, возводимые нередко в очень тяжелых и трудных геологических условиях, и многие другие.

Все эти работы были безупречно выполнены лишь на основе использования советской инженерной геологии и советской механики грунтов, обогатив тем самым содержание как инженерной геологии, так и механики грунтов.

Таким образом, в области инженерной геологии и механики грунтов наша советская наука давно уже перегнала передовые капиталистические страны и вышла на широкую дорогу дальнейшего плодотворного развития.

ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ НАЗНАЧЕНИЯ И РАЗРАБОТКИ ЗАЩИТНЫХ МЕРОПРИЯТИЙ

„Марксисты не могут останавливаться на том, чтобы объяснить мир, а должны идти дальше, чтобы изменить его“.

И. СТАЛИН (О Ленине, 1945, стр. 8)

4. О новых решениях. При рассмотрении любого инженерно-геологического вопроса мы всегда должны ставить перед собой задачу нахождения новых возможных путей решения вопросов, более отвечающих природной обстановке и, главное, более эффективных. «...Мыслитель не должен успокаиваться ни на каком положительном выводе, а должен искать, нет ли в предмете, о котором он мыслит, качеств и сил, противоположных тому, что представляется этим предметом на первый взгляд: таким образом, мыслитель был принужден обзрывать предмет со всех сторон, и истина явилась ему не иначе, как следствием борьбы всевозможных противоположных мнений»¹.

Однако было бы безрассудным отвергать огромные достижения строительной техники, накопленные человечеством в течение многих тысячелетий. Вопрос идет лишь о том, чтобы их критически пересмотреть с новых, современных нам позиций, не боясь при этом выдвигать принципиально новые решения, хотя бы и противоречащие на первый взгляд установившимся взглядам. Направляющая роль научной теории здесь очевидна.

5. О защитных мероприятиях. Основной целью использования «защитных» мероприятий (в широком значении этого термина) при возведении инженерных сооружений является обеспечение с наименьшими затратами средств, материалов и времени надлежащих условий устойчивости, прочности и нормальной эксплуатации сооружений. В соответствии с этим использование принципов защитных мероприятий может и должно идти по линии:

- а) выбора надлежащего для данных инженерно-геологических условий типа сооружения;
- б) использования собственно конструктивных защитных мероприятий;
- в) назначения надлежащих методов производства работ и
- г) установления необходимого для данных природных условий благоприятного режима эксплуатации сооружения.

В конечном итоге учет всех этих условий при проектировании сооружения приводит к полному выявлению самого сооружения и стоимости его осуществления.

Тем самым определяется экономическая и техническая целесообразность возведения проектируемого сооружения.

Совершенно понятно, что каждое защитное мероприятие должно удовлетворять следующим основным обычным для инженерных соору-

¹ Чернышевский, Полное собр. соч., том II, стр. 187, 1906.

жений условиям: а) эффективности, б) легкой осуществимости и простоте и в) экономичности.

Несомненно, что наиболее важным в данном случае является условие эффективности мероприятия.

Эффективность же того или иного мероприятия определяется в свою очередь условиями:

а) целесообразностью самого мероприятия и

б) соответствием его данной инженерно-геологической обстановке.

6. О принципиальных и частных методах борьбы с природными явлениями. При разработке и назначении тех или иных защитных мер всегда оказывается продуктивным рассматривать отдельно: принципиальные общие вопросы борьбы с теми или иными природными явлениями и частные вопросы, диктуемые местными условиями. Применительно к принципиальному решению задачи, необходимо говорить об общих путях решения, об их целях и о тех условиях и требованиях, которым должны удовлетворять те или иные решения. При разрешении частных вопросов, в отличие от принципиальных, мы уже не выбираем пути к достижению конечной цели борьбы, а лишь в соответствии с этой целью добиваемся наиболее эффективных и выгодных решений в каждом отдельном случае. Говоря более коротко, принципиальная разработка вопроса о защитных мероприятиях должна нам указать, как бороться с угрожающим нашему сооружению явлением. В то же время при разрешении частных вопросов должен быть получен ответ на вопрос — какими средствами бороться.

При этом основным положением является строгое соответствие этих мероприятий с природой преодолеваемых явлений.

7. Основные принципы установления защитных мероприятий. При разработке вопроса о защитных мероприятиях оказывается наиболее рациональным в борьбе с природой — заставить работать на человека самую природу, активно используя законы ее развития и внутренние противоречия.

При возведении плотины мы часто имеем в виду использование разности потенциалов верхнего и нижнего бьефов в энергетических целях. Однако, заполняя водохранилище, мы вынуждены применять специальные меры борьбы против возможного подмыва сооружения в результате естественного стремления к ликвидации этой разности потенциалов.

Ясно, что в указанном аспекте ликвидация потенциала и есть преодоление противоречия, которое наступает при достижении некоторого критического предела. Мерой этого предела является критический градиент.

Ясно, что обеспечение нормальных условий работы сооружения требует поддержания создаваемой им разницы потенциалов в известных пределах ниже критического (т. е. с градиентом ниже критического). Однако необходимо всегда помнить, что всякая авария подготавливается постепенно и лишь бурно проявляется.

Вместе с тем движущая сила разности потенциалов может проявляться одновременно и в положительном и отрицательном планах. Так, например, калматаж (заилиение) для фильтров и дренажей — явление отрицательное, при борьбе же с фильтрацией — положительное. Обвалы при нарочитых подкопах и подрывах — явление положительное; стихийные же обвалы — отрицательное и т. д.

Отсюда следует, что в нашем случае нам необходимо для использования сил природы и борьбы с ними изучать проявления разности потенциалов как в положительном, так и отрицательном смысле.

Вместе с тем, использование сил природы связано:

- а) или с использованием существующей разности потенциалов (например, использование движущей силы ветра, текущей воды и т. п.);
- б) или с «обострением» противоречий и повышением разности потенциалов и градиента (например, при подъеме воды плотиной и использовании ее энергии).

При использовании существующих разностей потенциалов и градиентов необходимо заботиться об их сохранении в старой форме (например, при использовании движущей силы текущей воды).

При использовании сил природы с «обострением» разности потенциалов или градиента надо позаботиться об искусственном поддержании этой разности, как это имеет место, например, при возведении плотины и гидростанции.

Вместе с тем, во избежание катастроф разность потенциалов и градиент должны поддерживаться на некотором уровне ниже предельного (водослив в земляной плотине и соответствующее развитие подземного контура).

Ясно, что мы обязаны уметь количественно оценивать степень состояния нашего сооружения относительно его критического состояния (установление коэффициентов запаса).

Защитные мероприятия, а одновременно и борьба с силами природы, могут идти по линии: а) прямой борьбы (активной и пассивной); б) уменьшения градиента (снижение потенциала и увеличение объема вовлекаемых в работу масс грунта) и, наконец, в) путем повышения сопротивляемости самого грунта.

Так например, борьба с оползневыми явлениями может идти по линии отказа от строительства сооружения на угрожаемом участке или посредством периодической уборки оползающих масс породы (пассивная форма борьбы). При использовании подпорных стенок мы идем на поддержание разности потенциалов (активная форма). Во многих случаях благоприятные результаты могут быть достигнуты за счет уменьшения высоты откоса с уменьшением разности потенциалов или его уположения (смягчения градиента). Одновременно во всех случаях оказывается полезным осушение грунта в откосе (повышение сопротивляемости толщи).

8. Основные операции анализа. Разработка принципиальных и частных вопросов инженерно-геологического анализа во избежание односторонности понятия и произвольного толкования явлений, во избежание окостенения и омертвения этих понятий и, в конечном итоге, во избежание ошибочных выводов должна при этом совершенно безусловно вестись по линии, продиктованной ленинской теорией познания, т. е. по линии первоначального созерцания, последующих обобщений и заключений и, наконец, — проверка.

В данном случае созерцание — это опытное наблюдение в поле, в лабораториях, на сооружениях и строительствах, — обобщение и заключение — теоретический анализ и синтез на базе дедукции и индукции результатов опытного наблюдения, а проверка — проверка опытом и на практике полученных выводов.

Теория познания инженерно-геологических явлений должна полностью базироваться на законах диалектического материализма, дающего научную ориентировку, ясность перспективы и уверенность в работе при решении самых сложных задач. Гесьма важным фактором является также то обстоятельство, что как известно, диалектика дает возможность правильно ориентироваться в эмпирическом материале.

9. Рабочая гипотеза. При проведении всех операций анализа весьма важным является использование обоснованной рабочей гипотезы, применение которой обеспечивает:

- а) ограничение по мере возможности объема самой задачи и
- б) придание предельной ясности и целеустремленности всем исследованиям и самому анализу.

Практикуемый иногда способ накопления возможно большего количества всякого рода наблюдений и проведение большого числа исследований, не подчиненных общей цели и плану, без наличия и вне соответствия с рабочей гипотезой, — в огромном большинстве случаев оказывается не достигающим цели. При наличии оправданной рабочей гипотезы объем исследований может быть значительно сокращен. Вместе с тем, при проведении исследований по линии объективного контроля гипотезы обеспечивается наиболее правильное и целесообразное решение вопроса.

Однако разработка обоснованной рабочей гипотезы во многих случаях оказывается делом исключительно сложным и для правильных решений нередко требует привлечения к работе наиболее опытных и квалифицированных специалистов. Особенно важно уметь правильно вскрывать внутреннюю тенденцию развития явлений — подчас по самым мелким и на первый взгляд незначительным фактам и событиям.

10. Первоначальные исследования. Наблюдения на первоначальной стадии исследования являются весьма важным звеном в цепи анализа. В технике при составлении теории и выводов решающее слово принадлежит опыту. При этом опыт должен обязательно предшествовать составлению теоретических обоснований. Здесь имеются в виду, как это было уже отмечено выше, лабораторные опыты, полевые наблюдения и практика строительства.

Проведение исследований должно удовлетворять следующим основным требованиям.

а) Исследования ставятся и проводятся в соответствии с рабочей гипотезой. По ходу исследований гипотеза может претерпевать изменения. Соответственно может изменяться программа исследований, которые должны строго соответствовать всей, нередко сложной, совокупности природной обстановки и условиям дальнейшей работы грунта во взаимодействии с сооружением.

б) Вследствие этого инженерно-геологическим исследованиям чужд трафарет. В большинстве случаев они не могут быть ни унифицированы, ни стандартизованы. Обычно программа исследований и их методика подлежат специальной разработке для каждого нового объекта.

в) При проведении инженерно-геологических исследований наиболее продуктивным оказывается метод «прощупывания». При методе «прощупывания» мы разнообразными исследованиями оцениваем свойства грунта и его способность работать в тех или иных условиях. Сами исследования проводятся таким образом, чтобы в данном опыте в возможно большей степени исключить число неизвестных (факторы влияния). Таковую постановку опытов мы в дальнейшем будем называть опытами «по элементам».

г) Исследования во всех сколько-нибудь ответственных случаях должны быть по возможности многообразны.

д) При проведении исследований необходимо учитывать все данные, как бы малозначимыми они не казались с первого взгляда. Нередко они позволяют делать исключительно ценные выводы.

При проведении исследований надо твердо помнить замечательные слова товарища Сталина: «...диалектический метод считает, что ни одно явление в природе не может быть понято, если взять его в изолированном виде, вне связи с окружающими явлениями, ибо любое явление в любой области природы может быть превращено в бессмыслицу, если его рассматривать вне связи с окружающими условиями, в отрыве от них, и, наоборот, любое явление может быть понято и обосновано, если оно рассматривается в его неразрывной связи с окружающими явлениями, в его обусловленности от окружающих его влияний»¹.

Коренной задачей исследований является изучение взаимосвязи и взаимообусловленности предметов и явлений.

Взаимосвязь явлений обычно очень велика и сложна. Для практических целей необходимо выделить наиболее существенные связи. Особенно важным является установление причинной связи между явлениями, без чего нельзя найти пути воздействия на явления.

Одновременно мы должны рассматривать изучаемые явления в состоянии непрерывного движения, изменения и развития.

При проведении исследований необходимо трезво учитывать способность предметов или явлений на определенном пределе менять свое качество, следовательно, чрезвычайно важно знать и уметь устанавливать пределы, при которых предметы и явления качественно меняются.

Не менее важным этапом исследования является раскрытие внутренних противоречий, решающих и определяющих развитие явления.

При этом надо помнить, что наиболее общим видом противоречий является противоречие между формой и содержанием, между «старой» формой и «новым» содержанием. Во избежание ложного толкования наблюдений необходимо помнить, что равновесие, как единство противоположности, — условно, временно, относительно, а борьба противоположностей абсолютна. Здесь отрицается, как неправильное и метафизическое представление, что предмет без приложения силы извне неспособен изменить своего состояния и находится в равновесии.

При составлении рабочей гипотезы и при разработке программы исследования нередко очень существенную помощь может оказать прикладная механика грунтов с ее расчетным и теоретическим аппаратом. Уже самые грубые и ориентировочные расчеты, выполняемые в контрольном порядке, способны указать на большую или меньшую жизнеспособность той или иной рабочей гипотезы и тем самым повернуть в определенном направлении все исследования.

В этом отношении может быть интересен следующий пример. Вопреки первоначальному представлению выполненные расчеты по прогнозу деформаций одного крупного гидротехнического сооружения указали, что в данном случае не будет деформации осадки сооружения, вместо которой будет наблюдаться весьма значительное пучение грунтов при их замачивании. Очевидно, что при этом условия защитные мероприятия в обеспечении нормальных условий работы сооружения должны были быть приняты принципиально-качественно совсем иные. Ясно, что и направление исследований пошло совсем по иной линии.

11. Теоретические обобщения и заключения. На этом этапе в порядке теоретических обобщений и заключений выполняются прогнозы поведения и режима сооружений, проводится количественная оценка тех или иных явлений и, наконец, разрабатываются принципиальные и ча-

¹ Вопросы ленинизма, XI изд., стр. 536.

стные вопросы защитных мероприятий. Самым важным на данном этапе исследования является раскрытие природных закономерностей («природы явления»). Ясно, что данная операция анализа является одной из ответственных.

Вместе с тем, в инженерной геологии все явления должны рассматриваться в состоянии непрерывного движения, изменения и развития. При этом условия устанавливаемые в инженерной геологии явления могут оказаться в достаточной мере сложными.

Во всех случаях, когда математически невозможно охватить в надлежащей степени всю сложность явлений, необходимо переходить к словесному описанию этих явлений. Наиболее сложной первостепенной и ответственной частью исследования является при этом раскрытие природы изучаемых явлений на опытной базе. Обобщение же и формулировки являются лишь последующей операцией исследования.

Приведенное выше положение позволяет нам, несмотря на значительное несовершенство расчетных приемов механики грунтов, широко ее использовать при составлении прогнозов и количественной оценки явлений. Вместе с тем, мы должны отдавать себе ясный отчет в том, что эти расчеты являются лишь вспомогательным методом инженерного анализа.

Вместе с тем, отметим также большую роль теоретических и расчетных положений и расчетных приемов механики грунтов в установлении природы явлений. В этом случае расчетами устанавливается большая или меньшая вероятность и возможность той или иной рабочей гипотезы.

Особенно эффективным этот прием оказывается при изучении оползневых явлений.

В качестве примера отметим, что в одном случае резкого и мощного оползня в целях его стабилизации были предприняты большие земляные работы по уполóжению откоса. Выполненные расчеты со всей очевидностью определили неоправданность этого представления. Работы были приостановлены, и дальнейшее развитие событий подтвердило правильность прогноза, что причиной данного оползня было вытекание песка из подстилающего слоя (суффозия).

12. Поверочные контрольные наблюдения. Поверочные контрольные наблюдения для установления правильности выверенных анализом закономерностей надлежит проводить как в лабораторной, так и в полевой обстановке. Эти наблюдения преследуют следующие цели:

а) обеспечить фактический контроль за целесообразностью принятых решений как на период строительства, так и на период эксплуатации сооружений;

б) своевременно корректировать эти решения в процессе их использования;

в) накапливать опыт для дальнейшего развития как инженерной геологии, так и механики грунтов;

г) обеспечивать наибольшую безопасность для строителей и для сооружений (вести работы под «защитой наблюдения»).

В общем комплексе используемых методов метод наблюдений и контроля имеет существеннейшее значение.

Вместе с тем отметим с чувством большой гордости, что нигде в мире не имеется столь широких возможностей к проведению опытных наблюдений и исследований, как в нашей стране. Наши сооружения нередко становятся объектом широких исследований, позволяющих извлекать чрезвычайно ценный материал, характеризующий поведение «модели» в натуральную величину.

КЛАССИФИКАЦИИ ГОРНЫХ ПОРОД И СООРУЖЕНИЙ

13. Назначение классификаций. При проведении исследований, при выполнении расчетов и составлении прогнозов весьма важным является вопрос о необходимой степени детализации решения той или иной инженерно-геологической задачи. Очевидно, что степень детализации, а равным образом и объем исследовательских и аналитических работ должны вытекать из особенностей природной обстановки и одновременно тесно увязываться с характером проектируемого сооружения. Ясно, что степень детализации во всех случаях должна повышаться с усложнением природной обстановки (неоднородность толщи, нарушение залегания пластов, наличие грунтов с низкой несущей способностью и т. д.). Понятно, например, что вопрос о предстоящих осадках сооружения будет весьма актуальным при наличии в основании прослоек торфа и может совершенно не рассматриваться при обосновании сооружения на скале.

Также очевидно, что необходимая степень детализации тех или иных инженерно-геологических вопросов в первую очередь должна определяться назначением сооружения. Так например, вопрос о фильтрационной устойчивости грунтов основания возникает лишь в специальных случаях наличия напора. Понятно также, что необходимая степень развития исследовательских, а равным образом и аналитических работ, а следовательно, и объемы этих работ должны повышаться с увеличением значимости сооружения, т. е. с повышением класса по его капитальности и, конечно, одновременно с повышением чувствительности данного вида сооружения к деформациям.

Капитальность тех или иных сооружений устанавливается в зависимости от характера, размера, стоимости и народно-хозяйственного значения объекта и определяется официальными условиями и нормами. Во всех необходимых случаях мы будем просто ссылаться на тот или иной класс сооружения, имея в виду эти нормы. Вместе с тем при рассмотрении вопроса с точки зрения оценки инженерно-геологических свойств горных пород, а равным образом по линии учета большей или меньшей чувствительности сооружений к деформациям оказывается удобным использовать соответствующие классификации.

14. Классификация горных пород как оснований сооружений. Классификация горных пород как оснований сооружений приводится в табл. 1. Отметим прежде всего, что рассматриваемая классификация обеспечивает возможность установления большей или меньшей вероятности той или иной формы нарушения устойчивости и прочности оснований сооружений применительно к обоснованию их на тех или иных породах.

Классификация горных пород как оснований сооружений (по Маслову)

Характеристика пород по признаку механической прочности	I класс		II класс			III класс		IV класс		V класс
	Скальные породы (с временным сопротивлением, разлагающему более 500 кг/см ²)		Полускальные породы (с пониженной прочностью сопротивления раздавливанию от 50 до 300 кг/см ²)			Сыпучие породы без сцепления		Глинистые (слабые) породы		
Характеристика пород по признаку физико-химической гидростойкости	1-я группа гидростойкие (нерастворимые)	2-я группа гидростойкие (растворимые)	1-я группа гидростойкие (нерастворимые)	2-я группа гидростойкие (растворимые)	3-я группа цементно-растворенные гидростойкие (растворимым) цементом	1-я группа гидростойкие (нерастворимые)	2-я группа гидростойкие (растворимые)	1-я группа гидростойкие (слаборазмягчающиеся в воде)	2-я группа гидростойкие (размягчающиеся в воде)	Породы с низкой несущей способностью
Наименование пород	Гранит Диабаз Порфирит Базальт Гнейсы Кварциты Кремнистые сланцы	Плотные и массивные известняки Доломиты	Вулканический туф Выветрившиеся скальные породы I группы Песчаники с гидростойким цементом	Гипс Амширит Качежная соль Выветрившиеся породы 2-й группы I класса	Известковистые песчаники Гипсовые конгломераты	Гравий Галька Щебень магнитических пород Кварцевые пески	Известковый щебень и песок Доломитовые пески Гипсовые пески	Глинистые сланцы Опаловидные (кремнистые) глинны Плотные мергели	Обычные глины Суглинки. Лёсс	Торф Чернозем Илы
Форма	Нарушение прочности основания при чрезмерной нагрузке	Мало вероятно	Мало вероятно			Вероятно		Вероятно	Весьма вероятно	Весьма вероятно
Нарушения прочности	Нарушение устойчивости сооружения через сдвиг сооружения при чрезмерном сдвигающем усилии	Вероятно	Вероятно			Вероятно		Весьма вероятно		

ности и устойчивости оснований	Нарушение прочности и деформация сооружения при неравномерных осадках или просадках сооружения	Невероятно	Мало вероятно	Весьма вероятно	Вероятно	При статической нагрузке—мало вероятно—при динамической нагрузке—вероятно		Мало вероятно	Весьма вероятно	
вазвания	Размыв грунтов основания фильтрующей водой (механическая суффозия)	Невероятно	Мало вероятно			Весьма вероятно		Невероятно	Вероятно	Для торфа—вероятно, для других грунтов—весьма вероятно
	Выщелачивание горных пород основания фильтрующей водой (химическая суффозия)	Невероятно	Вероятно	Невероятно	Весьма вероятно	Вероятно	Невероятно	Весьма вероятно	Невероятно	Невероятно
	Фильтрационные потери	Вероятно		Весьма вероятно	Вероятно	Весьма вероятно	Весьма вероятно	Вероятно	Невероятно	Мало вероятно

Горные породы в классификации подразделяются:

А) по признаку их механической прочности — на 5 классов: скалистые породы, полускалистые породы¹, сыпучие породы без сцепления, глинистые (связные) породы и породы с низкой несущей способностью.

Б) По признаку их физико-механической и химической гидростойкости в пределах классов на группы:

а) гидростойкие (нерастворимые или слабо размягчающиеся в воде);

б) гидронестойкие (растворимые или размягчающиеся в воде).

Степень вероятности возникновения деформаций или нарушения устойчивости или прочности сооружения оценивается в классификации следующими терминами: а) невероятно, б) мало вероятно, в) вероятно, г) весьма вероятно.

Необходимую степень детализации вопроса надлежит определять на основании оценки степени вероятности нарушения устойчивости или прочности основания:

а) если деформация или нарушение устойчивости или прочности основания невероятно, — вопрос исключается из рассмотрения;

б) если деформация или нарушение устойчивости или прочности основания мало вероятно, — вопрос подлежит рассмотрению лишь для сооружений I класса капитальности;

в) если деформация или нарушение устойчивости или прочности основания вероятно, — вопрос подлежит рассмотрению при проектировании всех сооружений I, II, III классов капитальности;

г) если деформация или нарушение устойчивости или прочности основания весьма вероятно, — вопрос подлежит особо подробному рассмотрению при проектировании всех без исключения сооружений.

15. Классификация гидротехнических сооружений по их чувствительности к деформациям основания. Инженерные сооружения по их чувствительности к деформациям основания с точки зрения обеспечения прочности и нормальных условий эксплуатации сооружения могут быть подразделены на три класса:

I класс — сооружения, мало чувствительные к деформациям основания;

II класс — сооружения, чувствительные к деформациям основания;

III класс — сооружения, весьма чувствительные к деформациям основания.

Сооружения I класса: «мало чувствительные к деформациям» разделяются на две группы:

1-я группа: «единоцельные» и

2-я группа: «гибкие».

Вопрос об осадках сооружений I класса не требует, как общее правило, особой детализации — однако лишь с точки зрения прочности самого сооружения.

С этой точки зрения сооружения 1-й и 2-й групп I класса равнозначны. Однако при рассмотрении условий эксплуатации сооружений или отдельных их элементов они оказываются в различном положении. В самом деле, возьмем например, вопрос об операциях гидравлически-

¹ В классификации мы сознательно пользуемся терминами «скалистые» и «полускалистые» породы. Можно говорить: «скальные работы», т. е. работы, требующие скальвания, можно говорить, хотя уже и менее оправдано: «скальные грунты», т. е. грунты, требующие при своей разработке скальвания. Однако нельзя говорить: «скальные горные породы», нельзя говорить: «скальное основание» и т. д.

ми затворами. В условиях эксплуатации сооружений 2-й группы (гибкие) в этом смысле могут встретиться значительные затруднения, например, в результате перекоса сооружений. Вместе с тем наклон башни, как одного целого тела, в этом же смысле не ведет ни к каким трудностям.

Отметим, однако, что в некоторых случаях и сооружения из группы единовременных могут предъявлять исключительно жесткие требования к незыблемости своих оснований. Таковы, например, высокие створные знаки, в особенности при обслуживании морских каналов, специальных проходов и т. д.

Нам известен, например, случай аварийного выхода судна на откос морского канала по причине отхода на 35 см верха высокого створного знака от вертикальной его оси.

К 1-й группе I класса относятся:

жесткие неразрезные сооружения, воспринимающие деформации основания, как единая пространственная конструкция, и допускающие относительно значительные равномерные и неравномерные деформации основания без вреда для целостности конструкции и устойчивости сооружения (напр. маяки).

Ко 2-й группе I класса относятся:

нежесткие сооружения, допускающие относительно значительные деформации без вреда для целостности конструкции (напр., каменные наброски).

— К сооружениям, чувствительным к деформациям основания, (II класс), относятся:

а) жесткие разрезные сооружения, допускающие без вреда для целостности конструкции небольшие взаимные смещения отдельных элементов (например, шлюзы и доки с отдельно стоящими стенками);

б) деревянные и дерево-грунтовые сооружения (например, свайные набережные);

в) нежесткие сооружения, допускающие без вреда для целостности конструкции лишь относительно незначительные деформации (например, деревянные доки и шлюзы);

г) нежесткие сооружения, имеющие в своем составе жесткие разрезные элементы, допускающие без вреда для целостности конструкции относительно незначительные деформации (например, набережные на ряжевом фундаменте).

К сооружениям, весьма чувствительным к деформациям основания, (III класс), относятся:

а) жесткие неразрезные сооружения, допускающие лишь незначительные деформации основания без вреда для целостности конструкции, устойчивости сооружения или эксплуатации (например, шлюзы или доки со сплошным днищем);

б) жесткие разрезные сооружения, допускающие деформации основания лишь как относительно незначительные взаимные смещения отдельных элементов (например, головы разрезных бетонных шлюзов);

в) нежесткие сооружения, имеющие в своем составе жесткие элементы, весьма чувствительные к деформациям основания или деформациям нежестких частей сооружения (например, головы деревянных шлюзов).

Примерное распределение главнейших гидротехнических сооружений по группам чувствительности к деформациям основания приведено в таблицах 2 а и 2 б.

В зависимости от степени чувствительности сооружения к деформациям основания, для обеспечения прочности и устойчивости сооружения, следует применять специальные защитные меры как конструктив-

Таблица 2а

Классификация гидротехнических сооружений по степени их чувствительности к деформациям основания

А. Портовые сооружения

Характер сооружения	I класс. Сооружения, мало чувствительные к деформациям основания		II класс. Сооружения, чувствительные к деформациям основания	III класс. Сооружения, весьма чувствительные к деформациям основания
	1-я группа одиночные	2-я группа гибкие		
Маяки и створные знаки	Маяки различного типа			Створные знаки (высокие)
Внешние оградительные сооружения		<ol style="list-style-type: none"> 1. Каменная наброска 2. То же, из искусственных массивов 3. Свайные ряды с каменным заполнением 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Сооружения в виде вертикальной стенки: <ol style="list-style-type: none"> а) из ячеистых и циклопических массивов; б) из железобетонных ящиков; в) из ряжей с каменной засыпкой 	Сооружения из обыкновенных массивов
Набережные стенки	Набережная на основании из железобетонных ящиков	1. Больверки разных типов	<ol style="list-style-type: none"> 1. Набережные из бетона или каменной кладки на растворе 2. Набережные на деревянных свайных фундаментах разных типов 3. Набережные на ряжевом фундаменте 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Набережные из кладки массивов 2. Железобетонные свайные набережные разных типов
Сквозные причальные сооружения		Деревянная набережная — эстакады балочной конструкции	<ol style="list-style-type: none"> 1. Деревянная набережная — эстакады решетчатой конструкции 2. Пирс-эстакада решетчатой конструкции 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Железобетонные балочные конструкции 2. То же — решетчатые конструкции 3. То же — рамные конструкции

Характер сооружений	I класс. Сооружения, мало чувствительные к деформациям основания		II класс. Сооружения, чувствительные к деформациям основания	III класс. Сооружения, весьма чувствительные к деформациям основания
	1-я группа единосельные	2-я группа гибкие		
Сухие доки и шлюзы			1. Шлюзы и доки с отдельно стоящими стенами 2. То же, с днищем, разрезанным по середине 3. Деревянные доки и шлюзы	1. Шлюзы и доки со сплошным днищем 2. Головы шлюзов всех типов
Судоремонтные эллинги (слипы)				1. Продольные эллинги 2. Поперечные эллинги
Судостроительные эллинги				1. Продольные эллинги 2. Поперечные эллинги

ного или производственного порядка, так и специальные работы исследовательского и расчетного порядка, в следующих случаях:

а) Для сооружений, мало чувствительных к деформациям основания: если деформации или нарушение прочности или устойчивости основания весьма вероятны, — для сооружений всех классов капитальности; если деформации или нарушения прочности или устойчивости основания вероятны, — для сооружений II и III классов капитальности; если деформации или нарушения прочности или устойчивости основания мало вероятны, — для сооружений I класса капитальности.

б) Для сооружений, чувствительных к деформациям основания: если деформации или нарушения прочности или устойчивости основания вероятны и весьма вероятны, — для сооружений всех классов капитальности; если деформации или нарушения прочности или устойчивости основания мало вероятны, — для сооружений I и II классов капитальности;

в) Для сооружений, весьма чувствительных к деформациям основания: если деформации или нарушения прочности или устойчивости основания мало вероятны, вероятны или весьма вероятны — для сооружений всех классов капитальности.

Классификация гидротехнических сооружений по степени их чувствительности к деформации основания

Б. Сооружения гидроэнергетических и транспортных речных узлов

Характер сооружения	I класс. Сооружения, мало чувствительные к деформациям основания		II класс. Сооружения, чувствительные к деформациям основания	III класс. Сооружения, весьма чувствительные к деформациям основания
	1-я группа Единые	2-я группа Гибкие		
Плотины		<ol style="list-style-type: none"> 1. Земляные укатанные и намытые плотины: <ol style="list-style-type: none"> а) из однородного грунта, б) с пластичным ядром, в) с пластичным экраном 2. Набросные плотины: <ol style="list-style-type: none"> а) с гибким экраном, б) с пластичным экраном 3. Плотина смешанного типа 4. Пластичные понуры перед плотинами 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Деревянные плотины 2. Земляные укатанные и намытые плотины <ol style="list-style-type: none"> а) с жестким экраном, б) с жесткой диафрагмой или ядром 3. Набросные плотины: <ol style="list-style-type: none"> а) с жестким или полужестким экраном, б) с диафрагмой 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Бетонные арочные плотины 2. Бетонные гравитационные плотины 3. Бетонные контрфорсные плотины 4. Железобетонные многоарочные и купольные плотины 5. Железобетонные контрфорсные плотины с плоскими плитами
Водосбросы и водоспуски	Башенные и шахтные водосливы		Деревянные водосбросы и водоспуски	<ol style="list-style-type: none"> 1. Бетонные и железобетонные водоспуски 2. Трубы, заложённые в основании плотин и в теле земляных плотин

Водозаборы			Деревянные водозаборы	Бетонные и железобетонные водозаборы
Суходольные и лесосплавные устройства при плотинах			<ol style="list-style-type: none"> 1. Деревянные шлюзы, бревеноспуски и плотоходы 2. Бетонные и железобетонные головы и камеры шлюзов докового типа 	Бетонные и железобетонные головы и камеры шлюзов разрезной конструкции
Прочие сооружения головного узла		Земляные и набросные дамбы, не поддерживающие напора	Бетонные и железобетонные сооружения, не поддерживающие напора (ледозащитные стенки, подпорные стенки и т. п.)	
Водоводы		Каналы необлицованные	<ol style="list-style-type: none"> 1. Трубопроводы деревянные, железобетонные и металлические 2. Лотки 3. Дюкеры 4. Каналы облицованные 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Тоннели 2. Акведуки
Сооружения станционного узла			Деревянные конструкции напорных бассейнов	<ol style="list-style-type: none"> 1. Уравнительные резервуары 2. Бетонные и железобетонные конструкции напорных бассейнов 3. Здание гидростанции

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ОЦЕНКЕ
НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЙ

Глава IV

ПРИНЦИПИАЛЬНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

16. О значении исследований. Одной из основных причин аварий и неполадок сооружений из-за неустойчивости грунтов является несоответствие обычно используемых в инженерно-геологических расчетах коэффициентов запаса со степенью детальности выполненных исследований. Обычно эти коэффициенты принимаются лишь немногим больше единицы. При таких коэффициентах запаса недостаточно точное установление расчетных показателей и недостаточно строгое использование их при расчетах легко может привести ко всякого рода неполадкам и авариям.

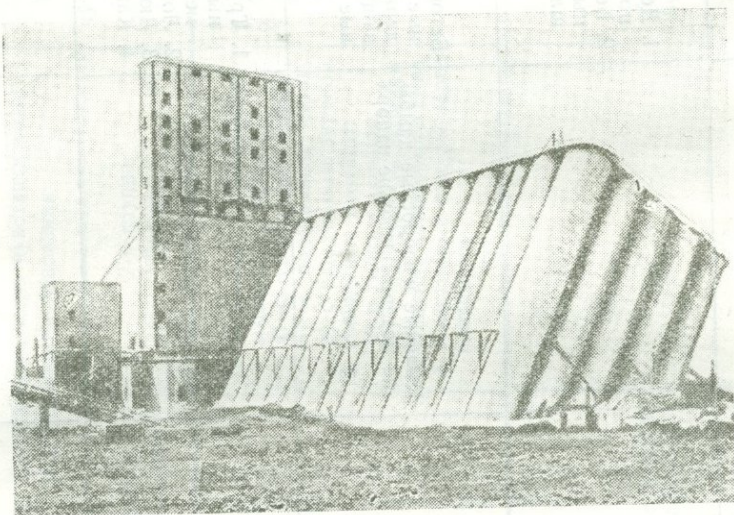


Рис. 1. Авария Трансконского элеватора (Канада).

В качестве классического примера, указывающего на разрыв в коэффициентах запаса на прочность конструкции самих сооружений и коэффициента запаса на устойчивость грунтов, является авария Трансконского элеватора (Канада). Эта авария явилась следствием выпора грунтов в связи с чрезмерной нагрузкой. Как известно, Трансконский элеватор дал одностороннюю осадку в 880 см и наклонился на 27° , причем само сооружение почти совершенно не пострадало (рис. 1).

Интересно отметить, что эта авария произошла вследствие недоучета при проведении исследований влияния значительной ширины со-

оружения на глубину захождения в основание зон с предельным состоянием равновесия грунта. Если бы это обстоятельство было своевременно учтено, то исследования с изучением свойств грунтов несомненно были бы выполнены на необходимую глубину. Залегающие здесь под мощным покровным слоем песка мягкие пластичные глины, явившиеся непосредственной причиной аварии, были бы при этом несомненно вскрыты. Очевидно, что при этих обстоятельствах уже с самого начала сооружение было бы обосновано при посредстве глубоких фундаментов на твердых ледниковых глинах, залежавших в основании разреза. Ясно, что в данном случае при правильной постановке исследований можно было бы избежать аварии.

Значение исследований в роли обеспечения надлежащей устойчивости и прочности сооружений очевидно. Огромная роль принадлежит исследованиям в деле облегчения, ускорения и удешевления строительства. Здесь оказываются исключительно важными одновременно и выбор места расположения сооружения с наиболее благоприятными инженерно-геологическими условиями и в то же время правильная, исчерпывающая расшифровка самой сущности природной обстановки на территории предполагаемого возведения сооружений. Для иллюстрации этих положений приведем несколько примеров, почерпнутых из практики.

При строительстве одного из портов в намеченном месте на акватории исследованиями была обнаружена многометровая толща илов. Строительство было начато и до некоторого времени продолжалось в очень тяжелых условиях. Последующими исследованиями в том же районе была выявлена площадка, вполне благоприятная для размещения порта, но свободная от илов и сложенная весьма плотными межморенными суглинками. Строительство было приостановлено и порт был перенесен на новую площадку, где все работы выполнялись без всяких помех.

Другой случай возник при проектировании морских причальных сооружений. Первичными исследованиями было установлено, что в акватории под маломощным слоем песков залегает морена с валунами. На основе этих данных проектировщики отошли от использования простого свайного варианта и перешли к применению более сложного решения (железобетонные ящики). В дальнейшем выяснилось, что данная толща была представлена совсем не мореной с валунами, а весьма плотным межморенным суглинком. Незначительное количество валунов в толще суглинков не оказалось препятствием для осуществления свайной бойки.

Весьма интересный вопрос на одном строительстве возник при проектировании шлюзов. Исследованиями было установлено, что в основании сооружений залегает мощная толща пльвунов. Решено было провести замену грунта с общим объемом работ в три миллиона куб. метров. В дальнейшем эти пльвуны оказались весьма чистыми мелкозернистыми кварцевыми песками, дававшими пробки и переходившими в текучее состояние лишь под воздействием взвешивающего напора воды с градиентами выше критических. От замены грунта удалось отказаться.

Еще один случай. Возникал вопрос о возведении тяжелых судоремонтных сооружений в сложных условиях вечной мерзлоты. При развитии исследований эти сооружения удалось разместить на талых песках. Задача решилась неизмеримо более просто.

17. О целевом назначении исследований. При проведении исследований по оценке несущей способности оснований имеются в виду следующие основные цели:

1) установление наличия и значимости вопроса в данных конкретных условиях.

2) накопление опытных данных, необходимых для проведения прогнозов по несущей способности основания (вопросы о допустимой нагрузке и деформации сооружений).

3) то же, с целью установления необходимости использования тех или иных защитных мероприятий.

4) то же, с целью установления возможности и эффективности использования намечающихся защитных мероприятий.

В конечном итоге целью проведения исследований по данному вопросу является:

а) выявление инженерно-геологических условий строительства и эксплуатации проектируемых сооружений;

б) установление расчетных инженерно-геологических показателей, характеризующих собой свойства грунта и способных быть использованными в необходимых расчетах при разработке проекта сооружения.

Выявление инженерно-геологических условий строительства и эксплуатации сооружений должно при этом идти по линии всестороннего учета геологической и гидрогеологической обстановки данной площадки и свойств и природы слагающих толщу основания грунтов («состава и состояния»).

Таким образом, наиболее важной и первоочередной задачей анализа инженерно-геологической обстановки, а вместе с тем и абсолютно необходимой задачей исследований является изучение условий залегания и свойств грунтов во всем многообразии и с полным учетом всего комплекса природных явлений.

В конечном итоге данного анализа свойства грунтов должны быть характеризованы применительно к предполагаемым работам как с качественной, так, и в особенности, с количественной стороны.

Отметим, однако, что стоящая перед нами задача ни коим образом не должна решаться абстрактно, без учета реальной потребности и без учета особенностей проектируемого сооружения.

Так например, установление допустимой, а тем более критической нагрузки на грунт, вне зависимости от требований, предъявляемых к грунтам основания со стороны сооружения в том или ином конструктивном его решении применительно к гидротехническим сооружениям в подавляющем большинстве случаев — является беспредметным. По существу дела, исследователь обязан установить возможность возведения проектируемого сооружения с определяющей его нагрузкой на грунт в данных условиях и оценить степень безопасности (коэффициент запаса) такого решения.

Отсюда становится очевидным, что уже при разработке программы исследований мы должны знать, под какое сооружение проводится исследование, должны иметь в своем распоряжении сведения, конечно, в самом первом приближении, о размерах сооружения, о намечающейся глубине его заложения и о предположительном значении величины давления на грунт (p_0).

Все эти сведения всегда могут быть и должны быть получены от проектной организации.

О СОСТАВЕ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ОЦЕНКЕ УСЛОВИЙ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

18. О напряженном состоянии толщи. При приложении к поверхности грунта нагрузки в толще его возникает некоторое определенное напряженное состояние. Напряженное состояние будет изменяться от величины и характера приложенной к грунту нагрузки и от положения рассматриваемой точки в толще основания. Мало этого, мы должны считаться с тем положением, что напряжение через различным образом ориентированные площадки, проведенные через ту же точку, вообще будут неодинаковыми.

Представим себе вырезанным на некоторой глубине в основании сооружения некоторый объем породы с вертикальными и горизонтальными гранями (рис. 2). В соответствии с законами распределения напряжений наш элемент в условиях плоской задачи в общем случае будет находиться под совокупным воздействием системы нормальных (p_z и p_x) и сдвигающих (τ_z и τ_x) напряжений (рис. 2 а).

Представим себе, что этот элементарный объем сложен из нескольких мельчайших зерен (рис. 2 б); под влиянием нормальных сил от веса сооружения и реакции окружающей породы элемент будет стремиться сжаться, уменьшиться в объеме, уплотниться. Воздействие же системы сдвигающих напряжений ведет к перекашиванию нашего элементарного объема. Характер этой общей деформации изображен на рис. 2 в. Мы видим, что при этом явлении зерна, слагающие элемент, приобретают тенденцию к взаимному перемещению. При чрезмерной нагрузке устойчивость грунта оказывается нарушенной: частицы будут действительно смещены, произойдет сдвиг, ведущий в итоге к выпиранию грунта и нарушению устойчивости самого сооружения. Таким образом, нарушение прочности основания наступает лишь при некотором критическом значении сдвигающих напряжений и усилий.

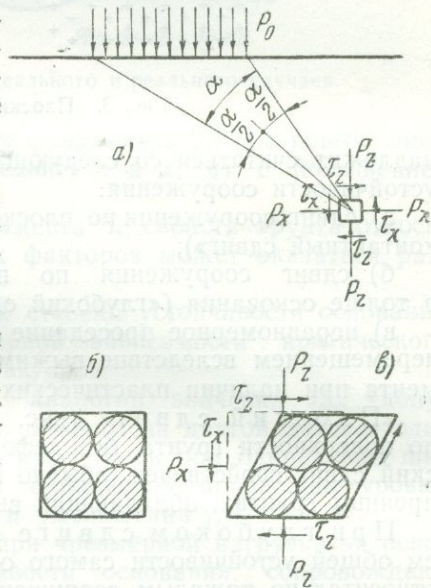


Рис. 2. Силы, действующие на элемент грунта под сооружением, и вызываемая ими его деформация.

Вместе с тем осадка сооружения, как следствие воздействия обжимающего грунт нормальных напряжений, будет иметь место во всех случаях приложения к грунту нагрузок. Вопрос лишь в величине этой деформации.

Нормальные силы, сжимающие грунт, прижимающие одну частицу к другой, повышают тем самым трение между зернами и ведут к увеличению общей устойчивости массы грунта. В этом смысле роль нормальных напряжений, возникающих в основании сооружения от его веса, а равным образом и от веса самой грунтовой толщи так же, как и роль сцепления в породе, являются благоприятными.

19. Условия нарушения прочности и устойчивости основания при совокупном воздействии на него вертикальных и горизонтальных сил. При оценке степени устойчивости сооружения, находящегося под воздействием вертикальных и горизонтальных нагрузок, во всех случаях

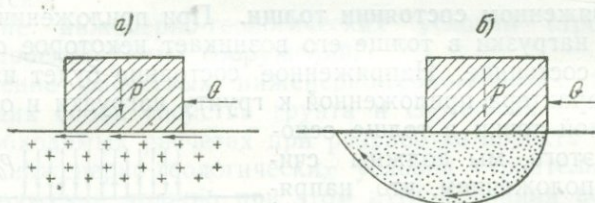


Рис. 3. Плоский и глубокий сдвиги.

надлежит считаться со следующими возможными формами нарушения устойчивости сооружения:

а) сдвиг сооружения по плоскости контакта с основанием («плоский контактный сдвиг»);

б) сдвиг сооружения по поверхности скольжения, проходящей в толще основания («глубокий сдвиг») и

в) неравномерное проседание сооружения с некоторым боковым его перемещением вследствие выжимания грунта из-под подошвы фундамента при наличии пластических явлений (см. далее).

«Плоский сдвиг» (рис. 3а) соответствует сдвигу сооружения по поверхности грунта, без деформации самой толщи основания. Плоский сдвиг свойственен обычно легким сооружениям, возводимым на прочных грунтах, обладающих высоким общим сцеплением.

При глубоком сдвиге (рис. 3б) сдвиг идет уже с нарушением общей устойчивости самого основания. Глубокий сдвиг свойственен относительно тяжелым сооружениям и грунтам, обладающим невысоким сопротивлением сдвигу при малом значении общего сцепления.

При глубоком сдвиге деформация сдвига находит свое выражение в толще основания. Поверхность скольжения и ее форма определяются при этом размерами и видом сооружения и в особенности строением грунтовой толщи. Таким образом, в работу сопротивления этому сдвигу включается сам грунт. Сдвиг проходит по принципу «сдвиг грунта по грунту». В данном случае будет иметь значение общее сопротивление сдвигу породы как за счет сил трения, так и за счет связности и структурного сцепления породы. При плоском сдвиге, в особенности при плоской форме подошвы фундамента (без зубьев), сопротивление сдвигу сооружения обуславливается только силами трения и прилипанием за счет связности в глинистых породах между сооружением и грунтом. В этом случае возникает вопрос о характеристиках сопро-

тивления сдвигу «бетона по грунту», «каменной кладки по грунту», «дерева по грунту». В общем случае эти характеристики могут оказаться отличными от показателей для сдвига «грунта по грунту» и, что самое главное, могут оказаться меньше их.

20. Случай воздействия одних лишь вертикальных сил. При воздействии на основание одних лишь вертикальных нагрузок, в соответствии с соображениями, изложенными выше, при оценке степени устойчивости основания сооружения с широко развитой подошвой, следует исходить из возможности:

а) выпора некоторого объема (призмы) грунта, как твердого тела, и б) выдавливания грунта из-под подошвы сооружения в условиях наличия пластических явлений.

Степень устойчивости основания при этом повышается: а) с уменьшением удельного давления на грунт p_0 , б) с увеличением заглубления

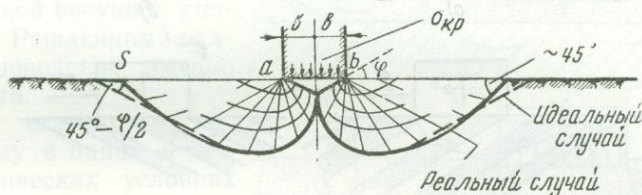


Рис. 4. Форма выпирания для идеального и реального случаев.

сооружения h , в) с увеличением ширины фундамента $2b$, г) с повышением показателей сопротивления породы сдвигу φ и c , д) с повышением объемного веса грунта γ_w .

В зависимости от размеров фундамента и свойств грунта относительная значимость каждого из этих факторов может оказаться различной.

При этом условии принцип оценки степени устойчивости основания заключается в выявлении закономерной зависимости критического давления на грунт $\sigma_{кр}$ от этих же факторов.

Очевидно, что перенос методом аналогии значения $\sigma_{доп}$ (допускаемого давления на грунт) с одного объекта на другой даже в одинаковых грунтах возможен без пересчетов лишь при одинаковой ширине и заглублении фундаментов и одинаковом положении уровня грунтовых вод (фактор взвешивания и уменьшения γ_w).

Как мы это уже отмечали выше, при чрезмерной нагрузке на основание наступает нарушение устойчивости основания, сопровождающееся выпором некоторой массы грунта из-под подошвы фундамента. Форма выпирания иллюстрируется рис. 4.

Угол α выхода на поверхность линии скольжения, исходя из теоретических выводов:

$$\alpha = \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Фактически угол α всегда более крут и в первом приближении может быть принят равным 45° .

В некоторых случаях при недостаточной несущей способности основания оказывается необходимым переходить от фундаментов мелкого заложения к фундаментам глубокого заложения. К таким фундаментам в первую очередь должны быть отнесены: свайные фундаменты, опускные колодцы и кессоны.

Оценка устойчивости кессонов и опускных колодцев ведется обычным путем применительно к размерам фундамента и глубине его заложения. Однако при расчетах этих фундаментов приходится считаться с величиной удельного трения грунта r по боковой поверхности фундамента (в τ/m^2).

В таком же положении мы оказываемся и при использовании свайных фундаментов. Однако в этом случае особое значение приобретает вопрос о плотности породы и способности грунтов к уплотнению под динамической и статической нагрузками.

21. Геологические факторы. Горизонтально расположенный прослой породы с низким сопротивлением сдвигу даже при самой незначительной мощности, порядка нескольких сантиметров, может явиться причиной катастрофического сдвига сооружения. При наклонном залегании пластов под сооружением отрицательная роль таких пропластков:

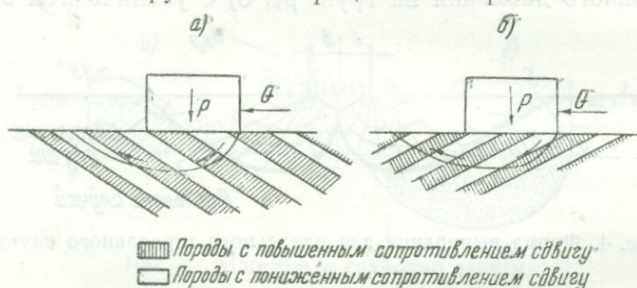


Рис. 5. Фактор геологического строения. Падение пластов по схеме а является более опасным.

понижается. Общая величина сопротивления сдвигу слоистой толщ оказывается средней между сопротивлением пластов с пониженной и повышенной прочностью (рис. 5). Понятно, что падение пластов в противоположную направлению сдвига сторону является более неблагоприятным, чем обратное. Таким образом, падение пластов в сторону верхнего бьефа при плотностроении оказывается более опасным, чем в сторону нижнего бьефа.

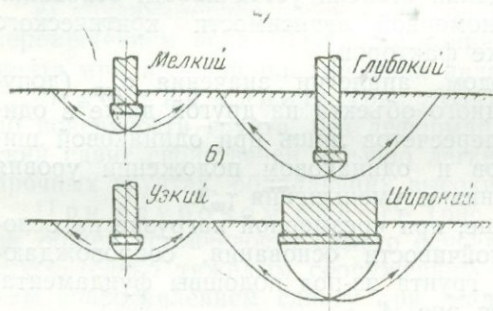


Рис. 6. Влияние заглубления и уширения фундамента. Опасность выпирания уменьшается с увеличением заглубления и уширения фундамента.

Очень часто инженерами-геологами высказывается обратное, ошибочное и ни на чем не основанное суждение. В точно таком же положении оказывается вопрос об отпоре грунта (пассивном давлении). При слоистости толщи, идущей вкрест поверхности скольжения, отпор грунта повышается. Напомним, что линия скольжения при выпоре выходит на поверхность под углом (теоретически)

$$\alpha = (45^\circ - \frac{\varphi}{2}). \text{ Фактически } \alpha = \sim 45^\circ.$$

Известно, что увеличение размеров фундамента и его заглубления ведет к повышению степени устойчивости основания вследствие вовле-

чтения в призму выпирания все более значительных масс грунта (рис. 6). Однако эти же факторы могут иметь большое значение в связи с разнородностью строения толщ основания.

Рассмотрим два случая.

Допустим, что покровный слой с большей несущей способностью подстилается толщей слабых пород (рис. 7).

При малой ширине фундамента явления выпирания и разрушения грунта (области разрушения — пластические области) находят свое выражение в верхней зоне, в толще грунтов с большей несущей способностью.

При широком же фундаменте, при всех прочих равных условиях, втягивается в работу подстилающая порода с низкой несущей способностью. Решающим оказывается поведение именно этого пласта.

Отсюда становится ясным, почему в одних и тех же геологических условиях сооружение с малым фундаментом будет устойчивым, а сооружение с фундаментом большой ширины может потерпеть катастрофическую аварию (классический пример Трансконского элеватора).

Допустим далее, что слой с низкой несущей способностью подстилается прочной породой (рис. 8).

Очевидно, что при малых размерах сооружения в данном случае может иметь место полная авария (области разрушения смыкаются), в то время как сооружение с развитой подошвой будет работать в гораздо более благоприятных условиях. В этом отношении небезинтересен опыт возведения в одном из водоемов ряжевых опор на каменной наброске. В основании — семиметровый пласт размягченных глин с влажностью до 60%, подстилаемый плотной мореной. Ряжевая опора при размерах ее 4×9 м и нагрузке на грунт порядка $1,0 \text{ кг/см}^2$ потерпела полную аварию с просадкой до 3,5 м и с боковым смещением до 2,0 м.

Другая опора, расположенная по близости с нагрузкой на грунт $1,5 \text{ кг/см}^2$ и при размерах 40×40 м в момент аварии первой опоры лишь одним краем просела на величину порядка 1,0 м. В дальнейшем эта опора была благополучно испытана под опытной нагрузкой до $2,0 \text{ кг/см}^2$.

При многослоистости толщ основания с чередованием слабых и более устойчивых пластов (например, с чередованием пластичных глин и уплотненных песков) условия их залегания оказываются также далеко не безразличными (рис. 9).

При выходе пластов с углом падения α , близким или несколько большим, чем $(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$, поверхность выпирания может на большом

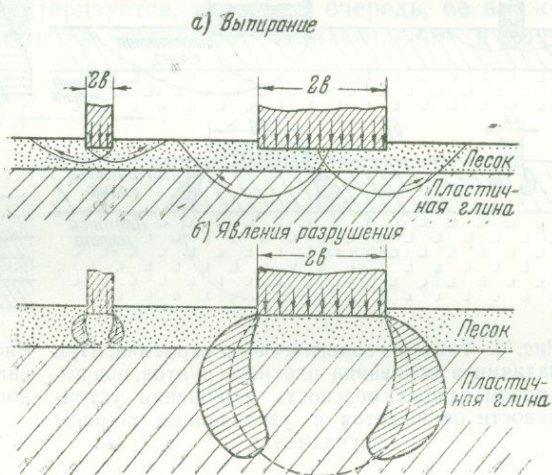


Рис. 7. Фактор геологического строения. При наличии в основании слабых грунтов, под покровом более устойчивых, опасность нарушения устойчивости повышается с увеличением ширины фундамента.

протяжении совпасть с глинистым пластом с низкой несущей способностью (схема а). В других же случаях (например, схема б) выпирание может произойти лишь при сдвиге массы грунта вкост пластам. Ясно, что в схеме б условия устойчивости сооружения будут значительно бо-

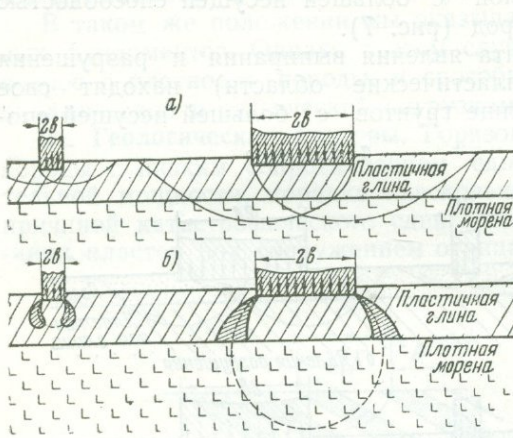


Рис. 8. Фактор геологического строения. При наличии в основании плотных грунтов, под покровом слабых, опасность нарушения устойчивости понижается с увеличением ширины фундамента.

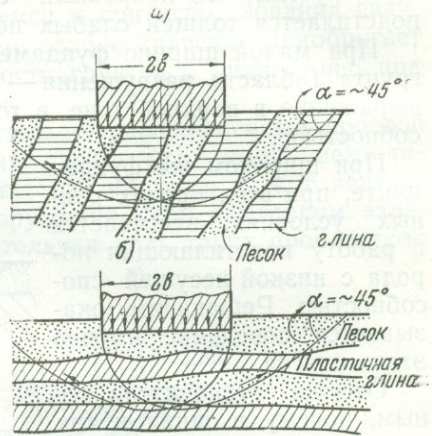


Рис. 9. Фактор геологического строения. При угле падения слабых разностей, близких к 45° , опасность нарушения устойчивости повышается.

лее благоприятны. Приблизительно можно полагать опасными углы падения пластов порядка 45° .

22. Учет фактора недоуплотнения глинистых грунтов. При возведении сооружения на глинистых и илистых грунтах в текучей или пластической консистенции обычно возникает необходимость учитывать отрицательное влияние на значение γ и c фактора недоуплотнения грунта под весом сооружения в начальном периоде его работы (фактор консолидации).

Применительно к грунтам в плотной или, тем более, твердой консистенции рассматриваемый вопрос в большинстве случаев практического значения не имеет.

23. О составе исследований по оценке устойчивости и прочности оснований. В соответствии с изложенными выше положениями в период исследований для разрешения рассматриваемых вопросов должны быть накоплены следующие материалы, характеризующие:

а) строение толщи, ее литологический состав, мощность и условия залегания входящих в ее состав разностей, гидрогеологический режим и условия дренирования глинистых пластов, могущих быть причиной нарушения устойчивости сооружения (песчаные прослои, трещиноватость);

б) степень однородности наиболее ответственных разностей, слагающих толщу, по их составу, состоянию и свойствам;

в) объемный вес пород, слагающих толщу;

г) сопротивляемость грунтов основания сдвигу в условиях, наиболее полно отражающих реальную обстановку (сдвиги грунта по грунту, бетона по грунту как с сохранением, так и с нарушением сцепления и природной структуры, под водой и без воды и т. д.);

д) быстроту нарастания сопротивления сдвигу под нагрузкой во времени с установлением показателей консолидации и коэффициента фильтрации и микротекстуры породы.

Напомним, что когда мы говорим в данном случае об однородности породы по ее составу, мы имеем в виду прежде всего вопрос о сопротивляемости породы сдвигу и об ее объемном весе.

Напомним также, что состав породы характеризуется ее механическим составом, глинистостью и песчаностью, показателями пластичности и удельным весом, как показателем ее минералогического состава. Состояние же породы характеризуется, в первую очередь, ее влажностью, плотностью или пористостью, степенью водонасыщения и консолидацией.

О СОСТАВЕ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ПРОГНОЗУ ДЕФОРМАЦИЙ СООРУЖЕНИЙ

24. О составе исследований для прогноза осадок. Как мы уже отметили, осадки сооружений возникают вследствие обжимающего воздействия на грунт нормальных напряжений. В зависимости от ряда известных факторов и в том числе, в первую очередь, в зависимости от размеров сооружения, мощности обжимаемого слоя, от степени его сжимаемости и глубины его залегания от подошвы сооружения, осадка сооружения может при определенных обстоятельствах измеряться многими десятками сантиметров, а в некоторых случаях и метрами. Понятно, что недоучет этого явления при проектировании сооружений может привести к тяжелым и даже аварийным последствиям.

При прогнозе деформации сооружения следует устанавливать следующие факторы:

- а) величину осадки;
- б) степень ее равномерности по плану сооружения;
- в) длительность осадки и интенсивность нарастания осадки во времени.

В соответствии с положениями механики грунтов для решения этих вопросов в период исследования должны быть накоплены материалы, характеризующие:

- а) литологический состав толщи, ее строение и условия залегания, дренирования и мощности уплотняющихся пластов;
- б) положение уровня грунтовых вод и пьезометрического уровня в случае наличия напорных вод для учета взвешивающего их влияния при установлении природной нагрузки;
- в) объемные веса пород для установления природной нагрузки на уровне заложения подошвы сооружения и в любом другом горизонте;
- г) состав и состояние пород для оценки однородности по сжимаемости;
- д) сжимаемость пород с ненарушенной структурой в зависимости от нагрузки (модуль осадки);
- е) быстроту уплотнения грунта под нагрузкой (показатель консолидации) для прогнозов протекания осадок во времени;
- ж) коэффициент Пуассона или коэффициент бокового давления при необходимости проведения расчетов по прогнозу осадок с учетом горизонтальных нормальных напряжений.

25. О зоне грунта, подлежащей освещению при исследованиях по прогнозу деформаций сооружений. В отличие от существующих представлений, зона, подлежащая освещению в рассматриваемом смысле,

при исследованиях не может определяться, как это обычно делается, лишь величиной ширины фундамента («активная зона»). По нашему мнению только та часть толщи грунта, роль которой в предстоящей осадке сооружения незначительна (10% от общей величины осадки), может подробно не освещаться. Глубина этой зоны, которую мы в отличие от «активной зоны» будем называть в дальнейшем «рабочей зоной», определяется размером фундамента, величиной нагрузки от сооружения и, что нередко оказывается наиболее важным, скоростью затухания модуля осадки e_p , как функции от нагрузки (выполживание компрессионной кривой).

Ясно, что при этом условии величина «рабочей зоны» для одного и того же сооружения, в зависимости от плотности и твердости грунтов основания, может оказаться резко различной.

Величина «рабочей зоны» подлежит установлению в каждом частном случае путем элементарных расчетных прикидок.

26. О составе исследований по прогнозу просадочности оснований сооружений. Просадочные явления, как известно, свойственны в первую очередь лёссам и лёссовидным грунтам. Под просадочностью при этом подразумевают весьма характерное свойство, присущее таким породам, давать резкие и быстрые осадки при замачивании их водой.

Просадки нередко измеряются метрами. Понятно, что недоучет этого явления при проектировании сооружения может повести во многих случаях к крупным авариям сооружений.

Нередко просадочные грунты называют макропористыми (крупнопористые). Однако такой термин нельзя признать удачным. С одной стороны — мы знаем горные породы явно крупнопористые, но отнюдь не просадочные.

Таковые, например, пемзы, некоторые туфы и т. д. С другой стороны — легко можно представить себе грунты по своей структуре не крупнопористые, но способные при увлажнении давать под нагрузкой резкую и значительную просадку.

Для просадочных грунтов будут характерными следующие свойства:

- 1) повышенная пористость, и
- 2) слабые структурные связи в породе, способные легко уничтожаться при замачивании и тем самым обеспечивать способность породы к уплотнению в этом состоянии, под малыми нагрузками.

Таким образом, к просадочным грунтам должны быть отнесены легкие пылеватые суглинки и вся гамма супесей без цементации с дефицитом влажности (сухие), с малым коэффициентом водонасыщения и, что особенно важно, с избытком пористости (по отношению к весу перекрывающей толщи).

Для характеристики относительной природной плотности породы, т. е. ее пористости, можно использовать коэффициент природной плотности β :

$$\beta = \frac{n_{\text{пр}} - n_{\text{эки}}}{n_{\text{эки}}} \quad (1)$$

Здесь: $n_{\text{пр}}$ — природная пористость породы;
 $n_{\text{эки}}$ — пористость для данной породы, эквивалентная природной нагрузке.

При $n_{\text{пр}} = n_{\text{эки}}$ значение коэффициента β будет соответствовать нулю ($\beta = 0$). При этом условии порода будет находиться в равновесном состоянии.

При $\beta > 0$ порода может характеризоваться как просадочная и тем более просадочная, чем выше значение β .

При $\beta < 0$ порода будет характеризоваться дефицитом пористости и будет склонна при замачивании к разуплотнению и пучению.

Мерой просадочности породы является модуль просадочности e_p .
Таким образом, при проведении исследований по изучению просадочности пород необходимо:

- а) установить возможность такого явления в исследуемой породе;
- б) оценить степень просадочности данной породы;
- в) собрать все данные, необходимые для прогноза просадочности основания сооружения и, в первую очередь, мощности просадочной толщи, однородность ее по составу, состоянию и положению уровня грунтовых вод и т. д.

27. О составе исследований по прогнозу пучения основания сооружений. Величина полной осадки сооружения может значительно возрасти при вспучивании дна котлована до начала укладки бетона сооружения.

Причинами вспучивания могут быть:

- а) расширение глинистых грунтов за счет поглощения воды при разгрузке толщи от веса вышележащей породы при копке котлована;
- б) присутствие в толще напорных вод, создающих при экскавации котлована в верхних горизонтах грунта избыточное, взвешивающее грунт давление, могущее вызвать пучение грунтов дна котлована с полным расстройством его;
- в) замачивание и последующее пучение грунтов с дефицитом влажности (сухих).

В последнем случае при подаче воды в грунт после возведения сооружений, например при заполнении водохранилища, возникает опасность деформации самих сооружений. Особенно серьезных последствий, как показывает опыт строительства одной крупной плотины, можно ожидать при пестром сложении толщи.

Следует отметить, что по имеющимся наблюдениям вспучивание дна котлованов по той или иной причине может достигать до 20 и более сантиметров.

Очевидно, что помимо непосредственного влияния на величину осадки и ее равномерность, пучение грунтов ведет к удлинению времени протекания осадок и обязательно к понижению сопротивления верхних слоев толщи основания на сдвиг.

В соответствии с теорией и практикой вопроса при исследованиях должны быть установлены и накоплены следующие данные:

- а) по установлению возможности пучения глинистых грунтов с дефицитом влажности при их замачивании с определением количественных показателей (по величине и времени);
- б) по влажности пород на различной глубине в различных точках основания;
- в) по строению глинистой толщи, с точки зрения установления возможности ее обводнения (начальный градиент, песчаные прослойки, трещиноватость);
- г) по установлению возможности разуплотнения глин, насыщенных водой, при их разгрузке;
- д) по гидрогеологическому режиму толщи.

При проведении исследований по пункту «а» следует учесть возможность нахождения глин с дефицитом влажности и под руслом рек и дном водоемов. При строительстве на одной древней реке сухие глины

были обнаружены на глубинах, превышавших 10 м от дна. Фактор пучения глин при замачивании оказывается важным и при закладке сооружений, и при проведении каналов с бетонной облицовкой и стенками, и при проходе туннелей. Нам известен случай, когда при проходе направляющего хода для туннеля в мергелистых глинах наблюдалось настолько сильное пучение, что помимо необходимости полного изменения системы крепления пришлось принять меры к расширению хода. В другом случае на одном деривационном канале в третичных мергелистых глинах, в связи с их пучением на величину до 30 см, наблюдалась резкая деформация обделки со всеми вытекающими отсюда последствиями.

О НЕКОТОРЫХ ВОПРОСАХ ПОЛЕВЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

28. О палеогеографическом методе. При разработке программ исследований и при проведении самих исследований по оценке несущей способности оснований и условий нарушения их прочности и устойчивости, а равным образом для накопления необходимых материалов для прогноза осадок сооружений, надлежит стремиться к: а) установлению показателей, действительно характеризующих толщу основания; и б) одновременно к уменьшению объемов самих исследований.

Необходимо помнить, что свойства грунтов и условия их залегания в зависимости от генетических особенностей и фации (обстановки накопления осадка) даже в пределах одного и того же пласта могут достаточно резко меняться как по глубине толщи, так и по простиранию.

Наибольшим постоянством отличаются более глубоководные морские отложения, наименьшим — континентальные и в частности аллювиальные. Промежуточное положение занимают прибрежные осадки, отложения лагун и т. д. Очень различными по своим свойствам могут оказаться ледниковые отложения, делювий склонов, пролювий подножий и т. д. Вместе с тем изменение свойств осадков в зависимости от окружающей физико-географической обстановки следует некоторым закономерностям (см. книгу автора «Инженерная геология», 1941).

Отсюда следует, что отбор образцов из скважин, намечаемых к проходке механически (определенный створ, шаг скважин и т. д.), и с глубин, устанавливаемых также без учета всех отмеченных выше факторов (например, через 2,0 м), приводит или к получению совершенно случайных образцов и, следовательно, к случайным значениям показателей или необходимости закладки очень большого числа скважин и отбора очень большого числа образцов.

Напротив, при назначении мест закладки скважин и мест отбора образцов, исходя из геологических соображений с учетом фации по принципу «скважины должны служить лишь средством контроля правильности геологических прогнозов», — мы обеспечиваем сразу же резкое сокращение объема необходимых исследований и одновременно повышение достоверности инженерно-геологических выводов.

Отсюда следует, что в инженерно-геологических исследованиях роль геолога высокой квалификации очень значительна, и ему должна быть предоставлена возможность провести все необходимые петрографические, минералогические, палеонтологические, палеоботанические и т. п. исследования, т. е. все те исследования, которые могут обеспечить достоверное раскрытие обстановки образования породы (палеографической картины) и закономерностей в изменении их инженерно-геологических свойств.

Приведем один пример из портовой практики. Наличие отдельных камней в неслойстой очень плотной глине заставило предполагать, что это морена. Ледниковые осадки очень изменчивы по своим инженерно-геологическим свойствам. Следствием явилась программа закладки очень большого числа скважин и испытания очень большого числа образцов. Целеустремленные поиски привели к находке в этой породе многочисленных раковинок *cardium*. Сразу стало очевидно, что порода морского происхождения. Объем исследований был резко сокращен и вместе с тем расчетные показатели были установлены вполне уверенно.

При проведении геологических разведок в руслах и устьевых зонах рек и при интерполяции и экстерполяции этих данных всегда надо считаться с возможностью наличия переуглублений в рельефе коренных пород и древних погребенных русел, выполняемых совершенно отличными от коренных пород осадками. В конечном итоге при большом шаге скважин можно получить совершенно ложное представление об уровне залегания, например, скалы, долженствующей стать основанием для доков и шлюзов, для плотин, водосбросов, зданий ГЭС и т. д.

Очень показательны в этом смысле два примера. Оба берега одной реки сложены гранито-гнейсами. Большая скорость течения затрудняла закладку скважин в русле. Ожидалось, однако, что вся плотина будет обоснована на скале, залегающей под наносами незначительной мощности. Действительность опровергла это положение. Непосредственно у берегов скала круто ушла под наносы и в русле реки толща флювиогляциальных отложений оказалась мощностью более 125,0 м. Мы столкнулись здесь с погребенным трогом (ледниковая долина).

В другом случае борта относительно узкого каньона реки сложены известняками. Вместе с тем в пойме геологическими исследованиями была обнаружена погребенная долина глубиной в 80 м, выполненная третичными глинами. Водосброс и здание ГЭС необходимо было располагать уже на узкой «полке» из известняков, круто обрывающихся, как борт погребенной долины. Вопрос осложнялся тем, что борт этот, долженствующий служить основанием под сооружение, в течение геологических сроков находился, в связи с низким стоянием в те времена базиса дренажа, в зоне возможного интенсивного карстообразования.

Понятно, что роль геолога в прогнозе подобных условий исключительно важна. И лучшим помощником ему в этих исследованиях могут и должны служить геофизические методы разведки.

29. О геофизических методах разведки. При прогнозе осадки крупных сооружений всегда возникает вопрос о глубине залегания несжимаемого слоя, т. е. скалы.

Для этой цели могут с успехом быть использованы геофизические методы, и в первую очередь, электроразведка и сейсморазведка. Однако электроразведка при наличии значительной минерализации грунтовых вод приводит нередко к ошибочным выводам. На площадке одной гидроэлектростанции необходимо было установить место, где мощность покровных валунных отложений была бы наименьшей и где кровля коренных пород ближе всего подходила бы к поверхности. Была проведена электроразведка, и место это было указано. После этого на площадке было пройдено около ста скважин и, как оказалось, на всей площадке не нашлось места, где девон залегал бы более глубоко (39,0 м).

В подобных же условиях сейсморазведка дала интересные результаты. Подошва толщи четвертичных отложений была отбита с точностью 1—2,0 м. Глубина залегания скалы определилась в 150 м от поверхности. Фактическая глубина залегания гранито-гнейсов в районе

по данным последующего бурения артезианских скважин — 180—190 м. Особенно интересные результаты могут быть получены от использования сейсморазведки при прогнозе осадок крупных сооружений. В этом случае часто возникает вопрос о плотности и сжимаемости толщи оснований, измеряемой многими десятками и сотнями метров. Сейсморазведка позволяет оценивать толщину грунтов с точки зрения выявления ее упругих характеристик и, в первую очередь, определения модуля нормальной упругости и коэффициента Пуассона.

30. Об искажении представления о грунтовой толще на основе данных бурения. В инженерно-геологической практике весьма нередки случаи искажения нашего представления о грунтовой толще. Особенно часто это имеет место при использовании ударно-вращательного метода бурения. Однако и при использовании колонкового бурения мы не гарантированы от этих искажений.

Связаны они в первую очередь с возможностью нарушения при бурении структуры и дополнительным водонасыщением глинистых разностей, разрушением слабых структурных связей и природной цементации в уплотненных песках обычно дочетвертичного времени и, наконец, полного разрушения еще далеко неформившихся структур современных морских и озерных илстых отложений.

Несколько особняком стоит вопрос о так называемых «псевдоплывунах». До какой степени можно получить превратное представление о породах, указывают следующие примеры и опыты.

При разработке проекта обоснования одного из промышленных зданий возник вопрос о необходимости использования свайного фундамента или кессонов. Такое решение явилось следствием отрицательной лабораторной характеристики глин основания. В частности влажность этих глин была определена в пределах от 107 до 116%. В дальнейшем при разработке котлована глины эти оказались настолько плотными, что с трудом разрабатывались экскаватором. Явление повышенной влажности явилось следствием обильного попадания поверхностной воды в разведочные выработки. Ударно-вращательное бурение, как правило, приводит к размягчению глин.

С целью оценки этого эффекта, на одном из крупных строительстве, по предложению автора, был проведен следующий опыт. Вначале была пройдена скважина ударным бурением. Затем в непосредственной близости была заложена колонковая скважина и, наконец, обе скважины были «выкопаны» шурфом. Объект опыта — пестроцветная толща девона. Приводим таблицу сопоставления результатов этого опыта.

Таблица 3

Сопоставление результатов опытной проходки ударно-вращательной скважины, колонковой скважины и шурфа, в процентах

Грунты	Ударно-вращательная скважина	Колонковая скважина	Шурф
Глины твердые	—	35,45	31,71
" плотные	7,48	8,57	9,57
" низкой плотности	22,89	1,14	0,98
" мягкие	39,69	8,57	9,78
Пески уплотненные	29,94	21,90	7,83
" цементированные	—	5,71	18,20
Потеря керна	—	18,66	11,93
Итого	100%	100%	100%

Выводы из этого опыта могут быть сформулированы следующим образом.

Ударно-вращательное бурение изменяет в сильнейшей степени физическое состояние грунтов в сторону их ухудшения. Процентное содержание в разрезе мягких глин увеличилось при этом за счет твердых и плотных более, чем в 3 раза. Цементированные пески ударно-вращательным бурением не выявлены. Содержание уплотненных песков вместе с тем увеличивается за счет цементированных песков, полностью выпадающих из разреза. Наличие прослоек мощностью меньше 5 см ударно-вращательным бурением вообще не обнаруживается. В то же время колонковое бурение дает возможность учитывать прослойки мощностью в несколько миллиметров и менее. Отметим, что из этой же толщи в другом случае были получены колонковым бурением образцы с прекрасно сохранившейся ленточной текстурой с глубины 198 м. Колонковое бурение, однако, дает некоторое смещение отметок залегания пластов за счет сплющивания и частичного выдавливания прослоев мягких глин и размыва песчаных прослоев. Вместе с тем колонковое бурение дает повышенное значение потери керна, повидимому, за счет потери уплотненных песков. Однако отсутствие потери керна при ударно-вращательном бурении отнюдь не идет в пользу этого метода, так как связывается с компенсацией потери за счет разуплотнения грунтов.

Из этих выводов ясно, что метод исследования грунтов посредством колонковых скважин имеет много определенных преимуществ перед ударно-вращательным бурением. В особенности при использовании надлежащим образом сконструированных двойных колонковых труб и скважин большого диаметра. При возведении сооружений, воспринимающих сдвигающее усилие (плотины, стенки), быть может наиболее важным является возможность пропуска при обычном бурении в толще более жестких пород тонких прослоев мягких пластичных глин.

Это обстоятельство привело к большим затруднениям при возведении одной весьма значительной бетонной гравитационной плотины. Основание сооружения было представлено мощной толщей доломитов. Исследования, предшествовавшие экскавации и откачке котлована, не обнаружили в доломитах никаких глинистых прослоев. Вследствие этого плотина была спроектирована, исходя из коэффициента сдвига 0,45. По вскрытии котлована в толще доломита были обнаружены предательские прослой мягких пластичных глин, коэффициент сопротивления сдвигу которых едва достигал 0,25. Спроектированное сооружение оказывалось неустойчивым. В конце концов плотина была заанкерена посредством брусчатых железных тяг, запущенных в толщу доломита и там забетонированных.

В другом случае тонкие прослой мягких глин с коэффициентом сдвига 0,20—0,25 были обнаружены в толще силурийских известняков лишь при посредстве колонкового бурения.

Вместе с тем весьма часто в результате бурения мы приходим к искажению представления о слабых песчаниках или сильно уплотненных песках за счет нарушения при бурении свойственного им в большей или меньшей степени структурного сцепления. При этих условиях нередко при проходе скважин ударным и даже колонковым бурением встречаются с явлением «пробок», т. е. с самопроизвольным подъемом в трубах разжиженных масс породы. Принято считать, что появление «пробок» свидетельствует о вскрытии пльвунов. Однако такой вывод очень часто оказывается ошибочным. В одном случае ожидался «девонский пльвун». Пришлось восстанавливать шахту и закладывать

квершлаг. О том, как выглядел этот «плывун» в натуре, можно судить по рис. 10. На самом деле угрожаемый слой оказался очень уплотненным песком, похожим на слабый песчаник, ни в какой мере не опасный с точки зрения плавучести.

В другом случае «плывуны» обнаружались в скважинах при проходке верхов криптомактровой толщи среднего сармата. Трудности усугублялись тем, что строительство здесь шло уже полным ходом. Как и следовало ожидать, при вскрытии этого горизонта в коренном залегании вначале шурфами, а затем и в котловане под здание ГЭС поро-



Рис. 10. Вид породы в забое штрека шахты, принятой при бурении за плывун.

да эта оказалась весьма плотной супесью с переслаиванием и включением весьма твердых песчаников («каравай»). В этом смысле коренные породы обычно оказываются лучшими, чем это можно ожидать по данным проходки скважин.

Конечно, возможны и исключения; таковы, например, погребенные совершенно рыхлые сыпучие с мощностью слоя до 12 м эоловые дюнные пески в верхнем девоне. Однако в огромном большинстве случаев коренные породы в естественных условиях залегания отмечаются некоторой определенной цементацией (структурным сцеплением), вполне достаточной, чтобы противостоять гидродинамическому эффекту. Конечно, этот вывод относится к зонам, не затронутым выветриванием.

При выветривании коренные породы могут легко терять свое структурное сцепление и в этом случае при подходящих условиях могут оказаться весьма мало устойчивыми. Отмеченные выше криптомактровые супеси, как продукт размыва и вторичного отложения, оказались исключительно мало устойчивыми под воздействием восходящих токов.

воды при экскавации котлована. В отдельных местах «прорывов» напорных вод (ключи на дне котлована) супеси оказались на значительную глубину разрушенными в коренной толще. Однако своевременно принятыми мерами (понижение напора грунтовых вод из подстилающего толщу песчаника грунтовым водоотливом) все эти явления были ликвидированы.

Исчерпывающее представление о степени выветривания дается изучением шлифов породы под микроскопом.

В этом отношении особенно может быть интересна своеобразная порода — «доломитовая мука».

Как показали микроскопические исследования, некоторые разновидности доломита обладают любопытной структурой: микроскопически малые ромбоидальные зерна доломита «точечно» связываются между собой слабым карбонатным цементом. При физическом и химическом выветривании доломит распадается на мельчайшие доломитовые зерна. Доломитовая мука одного района оказалась содержащей 49% зерен с размерами меньше 0,05 мм. Вместе с тем угол внутреннего трения породы оказался весьма высоким (33—36°). Таким образом, «доломитовая мука» может быть уподоблена тончайшему песку с зернами из доломита. Под воздействием фильтрующей воды в откосах котлована эта порода переходила в жидкую сметаноподобную массу.

Однако «доломитовая мука», как продукт распада глинистых доломитов, оказывается уже гораздо более глинистой и в силу этого более связанной («глиноподобные доломиты»).

Вопрос о нарушении при бурении слабых структурных связей в породе приобретает особенно большое значение при исследовании илистых отложений. Сколь бы ни было слабо связующее влияние в данном случае коллоидных пленок или пленок цементирующих веществ в породе, они все же обеспечивают ей некоторую связность. Толщи этих молодых осадков порой имеют, по данным лабораторных испытаний, исключительную влажность, достигающую до 100 и более процентов. В одном случае влажность достаточно мощной толщи таких пород достигала 170%. Вместе с тем нередко предел текучести для этих пород оказывается значительно более низким. Отсюда, при сопоставлении этих влажностей, может следовать вывод, что и сама толща в природных условиях залегания находится в текучем состоянии. Однако во многих случаях это не оправдывается. Имеющиеся в породе слабые структурные связи все же оказываются достаточными, чтобы пресечь возможность такого явления. Автору известны случаи, когда подобные «текучие» грунты в подводных прорезях держали вертикальные откосы до 3 м высотой. К сожалению, об истинных свойствах таких пород мы можем судить лишь по данным специальных полевых опытов, так как до сего времени мы не обладаем необходимыми техническими средствами для отбора образцов таких пород без нарушения указанных выше, нередко очень слабых коллоидных связей.

Особенно часто с подобными представлениями о текучести породы мы сталкиваемся при исследовании толщ неуплотненных тонкозернистых песков. Такие породы в процессе бурения без принятия специальных мер очень часто создают в трубах большие пробки, достигающие порой до 6—8 и более метров. В таких случаях обычно возникает представление о возможных свойствах плавучести песков. Так например, в одном случае по «пробкам» был признан опасным плывуном мелкозернистый песок с содержанием тонкозернистых фракций в диапазоне 0,05—0,25 до 70—80%, при содержании более мелких частиц всего

лишь до 12%. По своему составу песок — почти чисто кварцевый (86,7%) с незначительным содержанием обломков известковых и кремнистых пород и зерен полевого шпата и магнетита. Глинистых минералов в породе обнаружено не было. Естественно, что при этом условии он, по данным лабораторных опытов, дал угол внутреннего трения порядка 30—35°. Однако все благоприятные показатели были забыты и было принято решение о полной замене грунта. При закладке котлована выявилась вся несостоятельность такого решения.

В другом случае, при подобных же обстоятельствах, образование пробок привело к решению о необходимости использования свайного фундамента. Вместе с тем при свайной бойке на глубинах уже свыше 4 м сваи опускались с исключительным трудом и требовались тысячи ударов парового молота для погружения свай на несколько сантиметров.

Для правильного понимания и оценки явления пробок никогда не следует забывать о возможном влиянии на проявление этого процесса гидродинамического эффекта. Очень часто, в особенности при бурении желонкой, создается подсасывание породы со значительным понижением уровня воды в скважине. При этом условии чистые тонкозернистые пески, не имеющие связи между частицами, легко увлекаются восходящими токами воды, создавая пробки. Однако истинная природа возникновения таких пробок может быть легко расшифрована, если вести бурение при постоянном подливе воды в скважину с тем, чтобы уровень воды в скважине всегда значительно превышал уровень грунтовых вод. Тем не менее этими соображениями мы отнюдь не отрицаем возможности нахождения в природе настоящих («злостных») пlyingунов. Об их природе и методах их испытания мы будем говорить далее. В этом случае, как и всегда, наиболее соединительными оказываются полевые опыты и в особенности в условиях открытых исследовательских выработок и опытных котлованов.

Отметим, что во многих случаях исследований, например, при использовании скважин сверхбольшого диаметра или шахт в условиях большого притока воды, действенную помощь исследователю может оказать применение метода замораживания. Полагаю, что дальнейшее развитие техники изысканий приведет к широкому практическому использованию портативных исследовательских кессонов. Кессон позволит в любых условиях с большой полнотой осветить вопрос о строении основания.

О ПОЛЕВЫХ СПЕЦИАЛЬНЫХ ОПЫТНЫХ РАБОТАХ

31. Полевые опыты по наблюдению за выветриванием грунтов. Вопрос о выветривании грунтов в котловане во многих случаях имеет весьма существенное значение. Здесь возникают вопросы о формах и скорости проявления выветривания, о скорости и характере размокаемости пород и влиянии на них промораживания. Все эти наблюдения

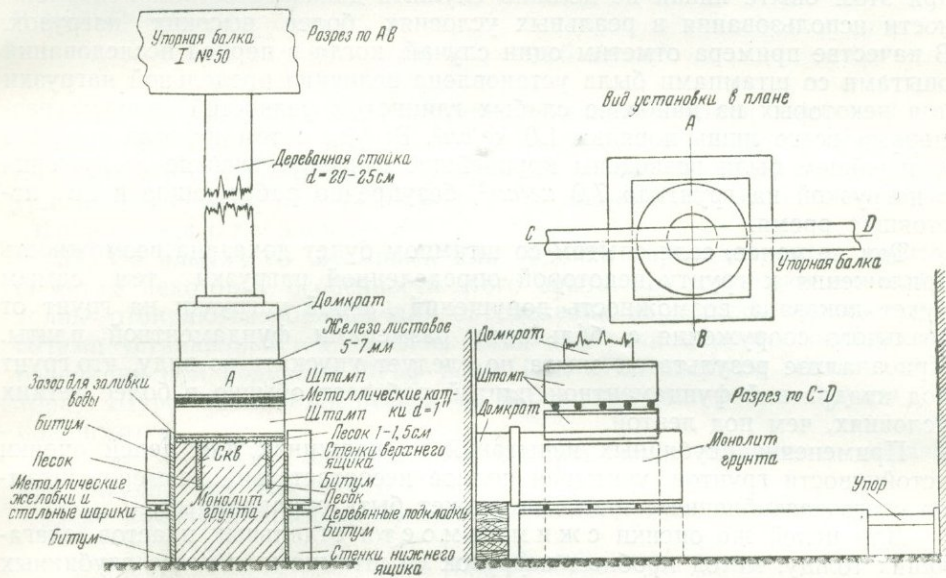


Рис. 11. Схема полевой установки для испытания грунтов на сдвиг.

выполняются с целью количественной оценки значимости явления и установления целесообразных приемов борьбы за сохранность грунтов. Весьма хорошие результаты по борьбе с размоканием грунтов можно достигнуть путем покрытия их слоем песка (10—15 см). Кроме того, данные заграничной практики свидетельствуют о якобы положительных результатах асфальтирования поверхности.

32. О полевых опытах на сдвиг. Часто возникает необходимость проведения опытов на сдвиг в полевых условиях («in situ»). Такие опыты особенно необходимы при исследованиях делювия с крупными включениями. На рис. 11 приводится схема полевой установки, разработанной инженерами Максимовым и Старопольским (Мосгидэп) и с успехом использованной в деле.

Схема действия прибора ясна из чертежа. Добавим лишь, что в опыте использовались 30-тонные гидравлические домкраты и что сдвиг проводился под нагрузкой до $6,0 \text{ кг/см}^2$. В качестве противовеса для домкрата, развивающего вертикальное усилие, служат два ящика, свободно установленные по бокам опытной выработки и заполненные для веса местным грунтом. Упорная балка соединяется с ящиками железными хомутами. Для наблюдения за деформацией используются мессуры.

33. Об опытах с пробной нагрузкой штампов. Иногда возникает вопрос о постановке опыта с пробными нагрузками. Вопрос этот достаточно подробно рассмотрен автором в его «Инженерной геологии». Отметим здесь лишь, что согласно нашим выводам использование этого метода с точки зрения оценки критической нагрузки на грунт никак не оправдано (малые размеры штампа, превалирующее значение сдвигающих напряжений, чрезмерное влияние пластических деформаций). Опыты при незаглубленном штампе дают совершенно неопределенный запас прочности.

В конечном итоге получение малых значений критической нагрузки при этом опыте никак не должно служить доказательством невозможности использования в реальных условиях более высоких нагрузок. В качестве примера отметим один случай, когда в период исследований опытами со штампами была установлена величина предельной нагрузки для некоторых из наиболее слабых глинистых разностей девона, размерами всего лишь порядка $1,0 \text{ кг/см}^2$. Вместе с тем на этой толще в дальнейшем были возведены крупнейшие гидротехнические сооружения с нагрузкой на грунт до $7,0 \text{ кг/см}^2$, безусловно работающие и по настоящее время.

Тем не менее, если опытом со штампом будет доказана возможность приложения к грунту некоторой определенной нагрузки, тем самым будет доказана возможность допущения данной нагрузки на грунт от реального сооружения с большими размерами фундаментной плиты. При анализе результатов опыта не следует упускать из виду, что грунт под квадратной фундаментной плитой работает обычно в более легких условиях, чем под лентой.

Применение глубинных испытаний в скважинах для целей оценки устойчивости грунтов, учитывая полное несоответствие размеров штампа с его заглублением, никак не может быть оправданным.

Для целей же оценки сжимаемости отдельных пластов, слагающих толщу, метод пробных нагрузок со штампами и даже глубинных испытаний в скважинах является уже гораздо более перспективным.

Отметим, однако, что при этом всегда имеется опасность включить в величину осадки штампа, как следствие уплотнения грунта под нагрузкой, также и осадки, возникающие из-за пластических деформаций первоначального обжатия и возможного дальнейшего выпирания грунта из-под штампа. Особенно это явление опасно при использовании малых штампов и, следовательно, в первую очередь при глубинных испытаниях в скважинах, где чрезвычайно трудно обеспечить надлежащую зачистку забоя скважины. Наилучшим решением в этом случае является заливка забоя цементным раствором (бетонировка), засыпка скважины песком, предварительное обжатие под нагрузкой, соответствующей природной, и весьма медленное приложение опытной нагрузки.

Само собой разумеется, что при проведении опытов со штампами для характеристик сжимаемости толщи отнюдь не следует добиваться каких-то предельных нагрузок, а во всех случаях необходимо стремиться

ся возможно дольше выдерживать штамп под нагрузкой до полной стабилизации осадки. Опыт имеет смысл проводить под одной-двумя нагрузками, соответствующими реальной обстановке. Модуль осадки определяется при этом по формуле:

$$e_p = \frac{\lambda}{1,1D}, \quad (2)$$

где: λ — полная осадка штампа в мм,
 D — сторона квадратного штампа в м.

Величина модуля сжатия (Юнга) E_p — в порядке первого приближения определяется из выражения:

$$E_p = 1000 \frac{p}{e_p}. \quad (3)$$

При желании установить эту величину с учетом невозможности бокового расширения используются формулы, приводимые ниже.

Пример: $L=0,15$ м; $i=3,0$ мм; нагрузка $p=3,0$ кг/см², тогда:

$$e_s = \frac{3,0}{1,1 \cdot 0,15} = 18,2 \text{ мм/м}$$

и модуль сжатия:

$$E_p = 1000 \frac{3,0}{18,2} = 165 \text{ кг/см}^2.$$

Приведенные данные соответствуют глинам средней плотности.

Отметим здесь, что в отличие от модуля нормальной упругости E , модуль сжатия E_p учитывает также и необратимую часть уплотнения грунта, почему он может именоваться так же как модуль общей деформации.

34. Об опытах со штампами для оценки просадочности грунтов.

Отметим некоторые особенности этого опыта. До установки штампа из толщи отбираются образцы для определения пористости породы « n_0 ». Штамп устанавливается на слой песка для равномерного замачивания основания при подаче в шурф воды (см. «Инженерную геологию» автора). Шурф засыпается песком во избежание выпирания грунта из-под штампа.

После окончания опыта из-под штампа снова отбираются образцы для определения пористости « n_1 ».

При оценке просадочности породы используется выражение

$$e_p = 1000 \frac{n_0 - n_1}{1 - n_1}. \quad (4)$$

Контроль по известному уже нам выражению (2).

$$e_p = \frac{\lambda}{1,1D}$$

и по пористости n_0 при $n_0 \geq 45\%$: $e_p = [50 (n_0 - 45,0) + 10]$ мм/м. При пористости n_0 ниже 45% грунты обычно не просадочны.

Величина модуля просадочности $e_{пр}$ определяется из условия

$$e_{пр} = e_m - e_s, \quad (5)$$

где: e_m — модуль, определенный по полной осадке штампа (сухого и замоченного грунта), и

e_s — по осадке штампа до замачивания (сухого грунта) при одних и тех же нагрузках p .

35. **Опытный котлован по оценке явления пучения толщи.** Во всех ответственных случаях, с целью контроля данных предварительного прогноза по пучению толщи при ее замачивании, оказывается целесообразным проводить наблюдения в опытном котловане. В данном случае помимо контроля явления с качественной и количественной стороны (модуля пучения и величины пучения) могут быть получены весьма важные суждения о скорости хода этого процесса во времени с учетом реальной природной обстановки. Котлован должен быть вскрыт по возможности до проектных отметок. В котловане на разные глубины забиваются металлические штыри — репера. Учет пучения ведется по подъему реперов в зависимости от промачивания толщи. На одном из строителей опытному котловану имел размеры 20×20 м. За 8 месяцев наблюдения в плотных переслаиваемых песчаниках глинах было зафиксировано пучение до 13 см при промачивании толщи на 2,5 м.

При необходимости оценки фактора пучения в условиях замачивания толщи под нагрузкой в некоторых случаях могут быть полезны опыты со штампами.

36. **Полевые опыты по оценке «плыучести песков».** Прогнозы по поведению в котловане так называемых «плыунов» могут быть сделаны достаточно надежно лишь на основе полевых опытов в опытном котловане или специальных шурфах. Одновременно здесь же могут быть опробованы все намечаемые мероприятия по борьбе с плыунами, как-то: дренирующие пригрузки, искусственное осушение, химическое закрепление и т. д.

Трудно переоценить значимость таких опытов. При возникновении опасения возможности перехода тонко-песчаных грунтов в плыучее состояние под влиянием значительных градиентов следует произвести

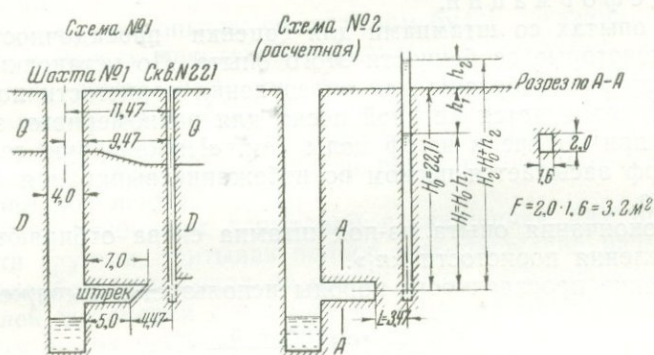


Рис. 12. Схема опыта по оценке фильтрационной устойчивости породы.

специальный опыт по схеме, представленной на рис. 12. Этот метод исследования испробован автором; полученные результаты — весьма положительные.

36а. **Полевые опыты по наблюдению уплотняемости песков под динамической нагрузкой.** При наличии в основании мощных толщ рыхлых песков всегда возникает опасность значительных просадок сооружений при их сотрясении. Никакими лабораторными опытами этот фактор проверен быть не может, так как до сих пор мы не умеем брать с глубины образцы песка без нарушения его структуры и плотности. Весьма интересные результаты в этом смысле могут быть получены при проведении специальных опытов со взрывами в неглубоких шурфах. Вели-

чина заряда: 5—15 кг аммонала. Наблюдения ведутся за поведением реперов. В одном случае автор наблюдал осадку реперов после взрыва до 20 см.

37. Исследования по свайным фундаментам. При намечающемся использовании в проектируемом сооружении свайных конструкций в первую очередь должна быть установлена принципиальная возможность применения в данной обстановке свай. Прежде всего подлежит рассмотрению вопрос о возможном наличии в толще жестких прослоек и крупных камней, способных представить значительное затруднение при устройстве свайного основания.

В этих случаях наряду с геологическим обследованием должны быть проведены контрольные испытания путем частого бурения легким буровым комплектом и пробной забивки в грунт железных штанг или труб малого диаметра.

Однако эта опасность во многих случаях сильно преувеличивается.

При исследованиях под «висячий свайный фундамент» в первую очередь должна быть установлена эффективность применения свай и собраны все необходимые данные для оценки несущей способности свай.

Эти испытания могут заключаться в наблюдениях, сопровождающих бойку свай, в опытах со статической нагрузкой и, наконец, в установлении силы сопротивления сваи выдергиванию.

Наиболее полные исследования обнимают собой весь комплекс последовательно выполняемых над одной и той же сваей испытаний. При выдергивании свай посредством динамометров устанавливаются величины удельного сопротивления трения по боковой поверхности сваи. Этот показатель исключительно важен для оценки несущей способности свай. Вместе с тем, в особенности в портовой практике, при наличии мощных кранов это испытание не может встретить никаких затруднений.

Опыт с пробной статической нагрузкой свай имеет также большое значение. Однако и в данном случае нет никакой необходимости добиваться критической нагрузки. Гораздо правильнее и неизмеримо проще вести наблюдения за поведением сваи под некоторой нагрузкой, равной двойной или тройной нагрузке, намечаемой проектом. Сопротивление свай во времени может изменяться как в большую, так и в меньшую сторону («рассасывание» и «засасывание»): Вследствие этого гораздо интереснее выдержать сваю хотя бы под одной нагрузкой на длительное время. Опыт интереснее и проще производить не на одной, а над группой свай (куст): проще, — так как в этом случае легче создать загрузочную платформу; интереснее, — так как несущая способность куста свай будет меньше, чем сумма сопротивлений всех свай, входящих в куст, взятых порознь. Учитывая возможность изменения сопротивляемости свай во времени, не следует подвергать сваи испытанию непосредственно после забивки. Должен быть обеспечен, как минимум, месячный промежуток.

При опыте со статической нагрузкой для расчетов может быть использована формула:

$$P_{кр} = slr_{кр} + \sigma_{кр} \omega, \quad (6)$$

где: $P_{кр}$ — критическая нагрузка на сваю,
 s — периметр сечения сваи;
 l — длина сваи;

- ω — площадь сечения сваи;
 $r_{кр}$ — критическое сопротивление (удельное) по боковой поверхности;
 $\tau_{кр}$ — критическое сопротивление острия сваи (также удельное).

В качестве динамической формулы наибольшее распространение имеет хорошо известная формула Герсеванова:

$$P = -\frac{nF}{2} + \sqrt{\left(\frac{nF}{2}\right)^2 + \frac{nF}{e}QH\frac{Q+0,2q}{Q+q}}, \quad (7)$$

- где: P — временное сопротивление сваи в кг;
 F — площадь поперечного сечения сваи в см²;
 e — отказ сваи в см;
 Q — вес бабы в кг;
 q — вес сваи в кг;
 H — высота подъема бабы в см;
 n — численный коэффициент, принимаемый на основании опыта равным 10 кг/см² для деревянных свай (с применением подбабка 8 кг/см²) и 15 кг/см² для железобетонных свай.

Все величины, входящие в формулу (7), взяты в кг и см. Однако эти величины могут быть взяты в любых других единицах.

В случае необходимости проведения опыта по восприятию сваей горизонтальной силы, таковой следует произвести на опытной свае. Горизонтальная нагрузка на сваю создается при этом удобней всего гидравлическим домкратом.

38. О полевых наблюдениях за существующими сооружениями. При проведении полевых работ является очень важным сбор всех необходимых данных по оценке несущей способности оснований и по наблюдениям за существующими сооружениями, возведенными в аналогичных геологических условиях. С целью использования метода аналогии, например при установлении допустимых нагрузок, следует самым тщательным образом обследовать существующие сооружения как с точки зрения оценки возможной их осадки, так и состояния (трещины, перекосы и т. д.). Напомним, что несущая способность оснований в сильнейшей степени зависит от размеров фундамента, типа его (ленточный, свайный и т. д.), от глубины его заложения и положения уровня грунтовых вод (фактор взвешивания). Поэтому при сборе сведений для каждого обследуемого сооружения должны быть установлены его характеристики, так же как и данные по принятому давлению на грунт. Во многих случаях интересующие нас сведения могут быть получены путем опросов сведущих лиц. Отметим, что недооценка опыта эксплуатации уже существующих сооружений нередко приводит к излишнему объему исследований. Во многих случаях требования жизни заставили значительно превзойти проектные нагрузки. Автору известны многие случаи, когда на причалах и набережных вместо проектных 2,5 т/м² были допущены без всякого вреда для сооружений 7 т/м² и даже более. Очевидно, что при проектировании новых сооружений в этих же условиях необходимо все это учитывать. Однако в данном случае никогда нельзя забывать о необходимости установления степени однообразия инженерно-геологических условий сопоставляемых объектов по составу, состоянию и, следовательно, по свойствам грунтов. Целесообразность такого подхода может иллюстрироваться следующим примером: в 1930 г. подлежало возвести весьма высокое и ответственное здание. Грунты — ленточные глины в пластичном со-

стоянии. Необходимая нагрузка $\sim 2,5 \text{ кг/см}^2$. Были поставлены опыты со штампами. Допускаемая нагрузка была определена величиной $1,0 \text{ кг/см}^2$. Возникла необходимость обоснования сооружения на железобетонных сваях. Предстояли огромные производственные трудности.

Однако было установлено, что фундаменты под котлы одной электростанции в этом же городе, расположенной, правда, на значительном расстоянии от проектируемого сооружения ($\sim 15 \text{ км}$), возведены в подобных же условиях с нагрузкой $= 3,5 \text{ кг/см}^2$ без всяких свай.

Используя палеографический метод, удалось доказать, что основание обоих сооружений сложено породами одной и той же формации и что в силу условий отложения и залегания этих пород (ленточные глины) можно для них ожидать и однообразных свойств. Лабораторные исследования подтвердили этот вывод. Таким образом была доказана возможность допустить для проектируемого сооружения, исходя из условий размеров его подошвы и величины заглубления, потребные $2,5 \text{ кг/см}^2$. Сооружение было построено без свай на ленточных фундаментах и благополучно существует уже свыше 15 лет.

Нередко оказывается возможным, в особенности в портовых условиях, произвести пробную опытную нагрузку некоторой части сооружения в особенности при наличии массивов-гигантов и свободных кранов. Результаты в одном известном автору случае были получены весьма интересные, показавшие возможность более смелого проектирования свайных конструкций (с точки зрения их несущей способности).

39. Наблюдения за осадкой существующих сооружений. Ценные сведения по оценке сжимаемости толщи могут быть получены на основе обработки данных осадки существующих сооружений, возведенных в аналогичных условиях. Величины модулей осадок e_p и сжатия E_p могут быть при этом установлены расчетом. Очевидно, что в условиях значительных размеров сооружения и слоистости толщи эти показатели будут средними.

Дальнейшее уточнение расчетов проводится с учетом глубины залегания отдельных пластов и распределения напряжений от веса сооружений по глубине с учетом роли значимости того или иного пласта в общей величине осадки сооружения.

К ВОПРОСУ О ПОКАЗАТЕЛЯХ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТОВ СДВИГУ

40. Некоторые вступительные замечания. Сопротивление грунтов, и в особенности глинистых, сдвигу — один из важнейших вопросов в инженерной геологии.

Прежде всего, расчетный показатель сопротивления породы сдвигу предопределяет собой степень устойчивости всех без исключения инженерных сооружений. Вместе с тем устанавливаемые нормами и техническими условиями коэффициенты запаса для проверки общей устойчивости сооружений, как правило, лежат в весьма низких пределах (1,05—1,50).

Однако, как это известно, грунты во многих случаях, даже в пределах одного и того же литологического и стратиграфического горизонта, могут оказаться достаточно неоднородными.

Последнее обстоятельство нередко ведет к значительным колебаниям в значениях показателей сопротивления породы сдвигу, устанавливаемых опытом. Вместе с тем, сопротивление породы сдвигу является весьма сложным свойством, предопределяемым в сильнейшей степени обстановкой испытания грунта и находящемся во взаимной связи с целым комплексом явлений. Отсюда нередко возникают большие трудности в достаточно точном установлении величин расчетных значений показателей сопротивления породы сдвигу.

Однако неправильное или недостаточно точное установление расчетных показателей сопротивления сдвигу во многих случаях ведет к самым тяжелым авариям сооружений со всеми вытекающими отсюда последствиями, и с другой стороны, при преуменьшении значений этих показателей, — к неоправданному перерасходу рабочей силы, материалов и времени.

Отсюда возникает настоятельная необходимость всемерного уточнения приемов установления показателей сопротивления сдвигу.

Ошибки, связанные с неправильной интерпретацией результатов опытов, вызываются в первую очередь недоучетом очень часто наблюдающейся криволинейности зависимости сопротивления породы сдвигу от нагрузки, недоучетом разгружающей роли сил трения, по контактной поверхности образца и обоймы прибора и, наконец, очень часто совершенно неправильной трактовкой роли сил трения и сцепления в общем сопротивлении породы сдвигу.

Недоучет часто наблюдающейся при тщательном проведении опытов криволинейности зависимости $s_p = \chi(p)$ ведет к весьма грубым ошибкам, в пределах сотен процентов, при установлении s_p для малых или, наоборот, высоких нагрузок (рис. 13). Во избежание этих ошибок

при подобных обстоятельствах приходится переходить к использованию уже комплексных показателей — коэффициента сопротивления сдвигу F_p и угла сопротивления сдвигу ψ_p (Маслов, «Инженерная геология», 1941) или устанавливать значения φ и c лишь для некоторых диапазонов нагрузок.

В свете наших исследований о зависимости сопротивления глинистых пород сдвигу, в первую очередь от их плотности, криволинейность $s_p = \chi(p)$ оправдывается криволинейностью зависимости деформации уплотнения (сжатия) грунта под нагрузкой.

Однако все же неизмеримо более важной является проблема сопротивляемости грунтов сдвигу в условиях незавершившегося уплотнения породы под нагрузкой от веса сооружения (фактор консолидации).

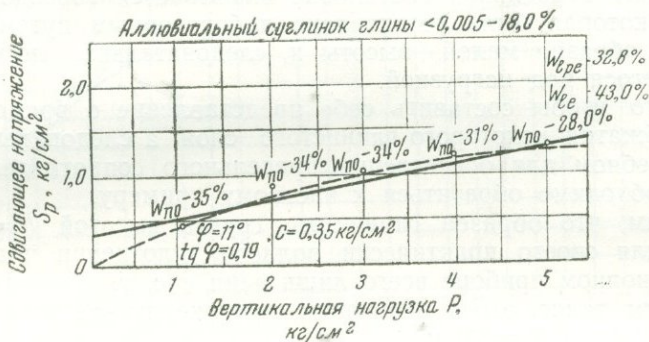


Рис. 13. Зависимость сопротивления сдвигу от нагрузки $s_p = f(p)$. Зависимость не всегда бывает прямолинейной.

Теоретические основы решения этих проблем были разработаны автором ранее (Маслов, «Инженерная геология»).

Существеннейший недостаток теории — отсутствие достаточных экспериментов — был восполнен последующей работой автора в НИС МГРИ («Геотехнические показатели сопротивления пород сдвигу. Принцип их установления и использования», 1944).

41. К постановке проблемы незавершившегося уплотнения грунта под нагрузкой. С внедрением в строительную практику механики грунтов в основу определения показателей сопротивления сдвигу было положено известное выражение Кулона:

$$s_p = p \operatorname{tg} \varphi + c. \quad (8)$$

Параметры данного линейного уравнения $\operatorname{tg} \varphi$ и c устанавливались при этом путем проведения прямого опыта на сдвиг образцов под различными нагрузками в условиях предварительного практически полного обжатия (уплотнения) образца под данной нагрузкой.

В подавляющем большинстве случаев показатели φ и c , установленные таким образом, и использовались непосредственно в расчетах. Однако такой подход к решению задачи следует признать механистическим.

В самом деле, поступая таким образом, мы невольно должны признать справедливость следующих предположений:

а) сопротивление глинистых пород сдвигу не зависит от их плотности-влажности;

б) плотность глинистой толщи под сооружением в любой момент его жизни соответствует плотности образца, испытанного на сдвиг.

Первое из этих положений со всей несомненностью противоречит природе явления. Всем известно, что мокрая глина является более скользкой, чем сухая.

В соответствии со вторым из высказанных положений следует полагать, что к рассматриваемому моменту обжатие пласта породы в реальных условиях под весом сооружения уже завершилось. Показателем завершения этого процесса является затухание осадки сооружения, что в свою очередь является следствием уплотнения грунта во времени под нагрузкой. Вместе с тем, осадка сооружений во многих случаях идет долгие годы и даже десятилетия.

При этом условии нередко, особенно в условиях большой мощности глинистых пластов под сооружением, сопротивление породы сдвигающим усилиям в реальной обстановке оказывается гораздо ниже той величины, которая была установлена лабораторным путем при опыте со сдвигом образца малой высоты и, следовательно, легко и быстро уплотнявшегося под нагрузкой.

Для того чтобы составить себе представление о времени, потребном для обжатия некоторого глинистого слоя, а следовательно, и времени, потребном для обеспечения предельного сопротивления породы сдвигу, необходимо обратиться к частному примеру.

Допустим, что образец глинистого грунта высотой $h=1,0$ см потребовал для своего практически полного уплотнения под нагрузкой в компрессионном приборе всего лишь один час, т. е. $t=1,0$ час.

Допустим далее, что в основании сооружения эта порода залегает слоем мощностью $H=3,0$ м.

В соответствии с гидродинамической схемой, длительность обжатия глинистого слоя T возрастает пропорционально квадрату отношения мощностей сопоставляемых слоев (одной и той же породы, конечно):

$$T = t \left(\frac{H}{h} \right)^2. \quad (9)$$

Для нашего примера это выражение примет вид:

$$T = 1,0 \left(\frac{300}{1,0} \right)^2 = 90000 \text{ час. или } \sim 10 \text{ лет.}$$

Таким образом, для данного примера значения угла внутреннего трения φ и сцепления c , определенные с полным предварительным обжатием породы под нагрузкой, нашли бы свое реальное выражение лишь через 10 лет после возведения сооружения! В течение же всех лет, предшествовавших полному затуханию осадки сооружения, сопротивление породы сдвигу было бы, несомненно, значительно меньше величины, полученной в лабораторном эксперименте.

Реальное практическое значение указанного фактора можно видеть на следующем примере.

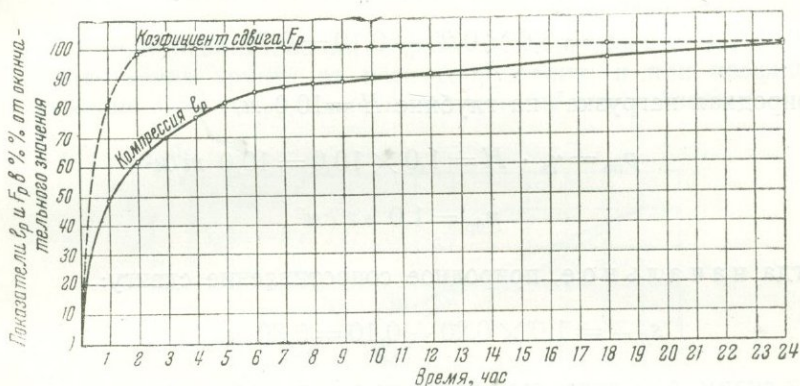
Грунт в основании ряжевой причальной стенки представлен полуметровым слоем песка и ниже 6—9 м пластом слабых размягченных илдиевых глин. Напряжение на грунт от веса сооружения — $0,5 \text{ кг/см}^2$. Лабораторией для илдиевых глин были определены показатели сопротивления сдвигу со значением φ от $23^\circ 30'$ до $27^\circ 40'$ и соответственно, $\text{tg } \varphi$ от 0,44 до 0,52.

В основу расчета устойчивости сооружения был положен угол внутреннего трения $\varphi=17^\circ$, что дает коэффициент внутреннего трения $f=$

$= \operatorname{tg} \varphi = 0,31$, т. е. другими словами, в полтора раза меньше, чем это было установлено опытом. Даже и эти величины показателей сопротивления сдвигу оказались чрезмерными в реальной обстановке.

После окончания рефулирования за стены сооружения, при спаде воды во время отлива произошла авария. Сооружение оказалось сдвинутым на величину до 11 м.

Проверка устойчивости сооружения показала, что ко времени аварии грунт в основании сооружения в реальной обстановке обладал углом внутреннего трения, едва лишь достигавшем $\varphi = 10^\circ$ с коэффициентом трения $f = 0,17$.



Время в часах	Компрессия		Сдвиг		Время в часах	Компрессия		Сдвиг	
	мм/м e_p	0/0 e_p	Коэф. сдвига F_p	0/0 F_p		мм/м e_p	0/0 e_p	Коэф. сдвига F_p	0/0 F_p
1	15	49,18	0,26	81,25	8	26,7	87,55	0,32	100
2	19	62,30	0,315	98,44	9	27,5	88,53	0,32	100
3	21,5	70,50	0,32	100	10	27,2	89,19	0,32	100
4	23,5	77,05	0,32	100	11	27,5	90,17	0,32	100
5	24,8	81,31	0,32	100	12	27,8	91,15	0,32	100
6	26,0	85,25	0,32	100	18	29,0	95,09	0,32	100
7	26,5	86,89	0,32	100	24	30,1	1,00	0,32	100

Рис. 14. Уплотнение грунта и сопротивление его сдвигу во времени. Под нагрузкой нарастание сопротивления сдвигу во времени опережает ход уплотнения. Образцы четвертичного суглинки.

Таким образом, фактически коэффициент трения оказался почти в два раза меньшим, чем было принято в расчете, и в три раза меньшим, чем это было определено в лаборатории.

Как видно из примера, рассматриваемый вопрос имеет исключительно практическое значение.

Однако при рассмотрении этого вопроса всегда следует иметь в виду, как показывают наши многочисленные исследования, что нарастание сопротивления сдвигу во времени идет нередко несколько быстрее уплотнения породы под нагрузкой (рис. 14). Таким образом, грунты в основании могут развить свое уже практически полное сопротивление сдвигу в условиях еще продолжающейся осадки сооружения.

42. Состояние вопроса ко времени постановки исследований. Вопрос такой исключительной важности не мог пройти мимо внимания исследователей и, в первую очередь, конечно, советских исследователей. Первая ревизия существовавшей методики установления показателей сопротивления сдвигу была предпринята на Свирьстрое (1932 г.).

Задача к тому времени решалась следующим образом.

Например, требовалось установить сопротивление сдвигу глинистой породы, залегавшей на глубине 10 м ниже дна водоема в состоянии естественной ее плотности-влажности. Объемный вес $\gamma_w = 2,0 \text{ т/м}^3$, с учетом взвешивания водой $\gamma_b = 1,0 \text{ т/м}^3$ в соответствии с лабораторными испытаниями по Терцаги:

$$\varphi = 11^\circ 20'; \quad \text{tg } \varphi = t = 0,20; \quad c = 0,10 \text{ кг/см}^2.$$

С использованием выражения (8), при нагрузке от сооружения $p = 3,0 \text{ кг/см}^2$, общее удельное сопротивление сдвигу:

$$s_s = 3,0 \times 0,20 + 0,10 = 0,70 \text{ кг/см}^2.$$

Природная нагрузка¹ на глубине $H = 10,0 \text{ м}$.

$$p_{\text{пр}} = \gamma_w \cdot H = 1,0 \times 10,0 = 10,0 \text{ т/м}^2 \quad (10)$$

или

$$p_{\text{пр}} = 1,0 \text{ кг/см}^2.$$

Тогда начальное, природное сопротивление сдвигу:

$$s_{p,\text{пр}} = 1,0 \times 0,20 + 0,10 = 0,30 \text{ кг/см}^2.$$

Как видим, $s_{p,\text{пр}}$ оказалось более чем в два раза меньше, чем $s_{\text{соор}}$. Соответственно будут выглядеть и расчетные коэффициенты сопротивления сдвигу F_p .

Напомним прежде всего, что

$$F_p = \frac{s_p}{p}. \quad (11)$$

Естественно, что при этом

$$F_p = \text{tg } \varphi + \frac{c}{p}. \quad (12)$$

Угол сопротивления сдвигу ψ_p связывается с коэффициентом F_p зависимостью

$$F_p = \text{tg } \psi_p. \quad (13)$$

Таким образом, и F_p и ψ_p оказываются зависящими от нагрузки и характеризуют собой общее сопротивление породы сдвигу как за счет внутреннего трения, так и сцепления (см. «Инженерную геологию» автора).

Использование F_p и ψ_p во многих случаях оказывается предпочтительней, так как не связано с условностями и ошибками расчлененного определения φ и c .

F_p и ψ_p применяются во всем подобно и соответственно $f = \text{tg } \varphi$ и φ , но обязательно с учетом величины нормального напряжения p . Геометрическая интерпретация этих показателей явствует из рис. 15. Показатели F_p и ψ_p в инженерно-геологическую практику были введены впервые в 1929 г., где были использованы при расчете устойчивости всех сооружений.

¹ Это понятие нередко обозначается термином «бытовая нагрузка».

Возвращаемся к примеру. Тогда:

$$F_{\text{соор}} = \frac{0,70}{3,0} = 0,23,$$

$$F_{\text{прир}} = \frac{0,30}{3,0} = 0,10.$$

Таким образом, расчетным коэффициентом сдвига для начального состояния (без дополнительного уплотнения грунта) был бы

$$F_{\text{расч}} = 0,10.$$

Ясно, что при использовании в расчете коэффициента 0,23, при отсутствии уплотнения грунта от веса сооружения, и при коэффициенте запаса не выше 1,50 сооружение оказалось бы неустойчивым.

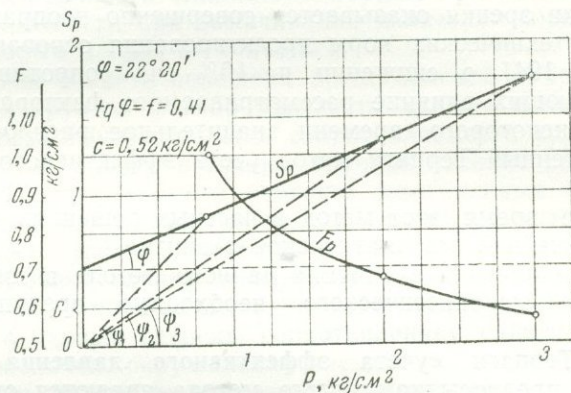


Рис. 15. Показатели сопротивления сдвигу φ и c , F_p и ψ_p во взаимном соотношении. Четвертичный суглинок.

В описанном приеме имелось два недостатка:

а) сопротивление сдвигу и коэффициент сопротивления сдвигу устанавливался этим методом лишь применительно к природной плотности-влажности породы, т. е. к минимальному в данных условиях их значению;

б) определение $s_{\text{пр}}$ и $F_{\text{пр}}$ базировалось на весьма условном установлении величины природной нагрузки $p_{\text{пр}}$ и на утверждении, что природная плотность-влажность породы — эквивалентна этой природной нагрузке, что фактически далеко не всегда бывает в действительности.

В стремлении по возможности избежать влияния условностей, связанных с использованием природной нагрузки, явилось необходимым разработать некоторый новый лабораторный прием по установлению показателей сопротивления сдвигу глинистых пород, применительно к их природному состоянию плотности-влажности.

Этот прием базировался на проведении опыта на сдвиг в быстром темпе, без всякого предварительного обжатия образца под нагрузкой (Маслов, «Инженерная геология», 1941) с тем, чтобы получить сопротивление породы сдвигу в условиях сохранившейся природной плотности.

Опыт этот также был условным и не свободным от недостатков, в связи с чем мы в дальнейшем от него отказались. Недостатки этого метода в первую очередь были связаны с трудностью обеспечения сохранения природной влажности даже в условиях быстрого проведения опыта. Это осложнялось еще тем, что при таком быстром опыте затушевывалось влияние пластических явлений. Недопустимость же игнорирования пластических явлений выдвигала требование к замедлению темпов проведения опыта. Интересно отметить, что этот метод, введенный в геотехническую практику впервые в СССР в начале 30-х годов и уже в 1937—38 г. окончательно оставленный, еще в 1948 г. рекламируется как последнее достижение и новинка в книге Кригера и Джастина, изданной в США.

Все же этот метод, несмотря на отмеченные выше недостатки, убедительно доказал, что сопротивление сдвигу глинистых пород в условиях естественной плотности-влажности может оказаться в несколько раз меньше, чем в условиях своего полного обжатия под нагрузкой.

С этой точки зрения оказывается совершенно неоправданной рекомендация «Геотехнических норм проектирования основания сооружений» ВНИИГ, 1941 о снижении на 10% сил сопротивления сдвигу, якобы учитывающих влияние рассматриваемого фактора.

В течение некоторого времени значительное распространение получил предложенный Терцаги метод учета эффективного давления на «скелет».

В последнее время этот метод в частных решениях получил даже некоторое дальнейшее математическое развитие.

С целью ограничения внедрения данного метода в советскую практику, как грубо механистического, необходимо предупредить о следующем.

43. Метод Терцаги «учета эффективного давления на скелет».

Исходными предпосылками этого метода являются следующие положения.

1. Сопротивление сдвигу во времени после приложения к грунту вертикальной нагрузки по Терцаги изменяется лишь в зависимости от нарастания в породе сил внутреннего трения. Как это будет видно из дальнейшего, данное положение не может быть использовано для глинистых грунтов.

2. Нарастание сил трения в грунте идет лишь за счет все увеличивающегося давления на скелет, что также нельзя считать правильным.

3. При использовании этого метода является необходимым установление расчетом величины давления на скелет грунта, что в отношении глинистых грунтов является чисто механистическим.

4. Свойства грунта в течение всего процесса обжатия по Терцаги якобы остаются неизменными и, в частности, значения φ и c в процессе обжатия грунта якобы никак не изменяются. Применительно к глинистым грунтам это положение является совершенно метафизическим.

Гораздо более правильным представляется метод установления изменения сопротивления глинистых пород сдвигу в зависимости от времени уплотнения под нагрузкой, то есть с учетом плотности грунта.

Этот метод разработан трудами советских ученых в двух вариантах:

1-й вариант: «с предварительным обжатием образцов грунта высокими нагрузками» (Саваренский, ВНИИГ, Коломенский и Ничипоревич).

2-й вариант: «метод с фиксацией состояния плотности-влажности» (Маслов, «Инженерная геология», Стройиздат, 1941).

Первый вариант, по нашему мнению, обладает весьма существенной логической ошибкой, приводящей к весьма ответственным последствиям.

Второй вариант, как эффективный, мы предлагаем подробному рассмотрению.

ОСНОВНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ И СУЩНОСТЬ ПРЕДЛАГАЕМОГО «МЕТОДА С ФИКСАЦИЕЙ ПЛОТНОСТИ-ВЛАЖНОСТИ»

44. Принципы установления новых показателей. Элементарный анализ результатов многочисленных экспериментов и случаев из строительной практики сразу приводит нас к выводу о необходимости при установлении показателей сопротивления грунтов сдвигу учитывать не только один общепринятый фактор — нагрузку, но также и иной, не менее важный фактор: плотности-влажности грунта.

Повышение прочности глинистой породы при ее высыхании и ослабление ее прочности при замачивании является хорошо известным фактом, с которым нельзя не считаться.

Емесе с тем в свете новейших представлений о природе и строении глинистых грунтов фактор плотности должен играть решающую роль в прочности грунта, то есть сопротивляемости грунта сдвигу.

Сопротивление сдвигу песчаных грунтов находит свое выражение в условиях непосредственного контакта минеральных частиц.

В силу этого сопротивление сдвигу песчаных грунтов обуславливается чистым трением, предопределяющим собой яркую зависимость сопротивления сдвига от нагрузки.

Для чисто глинистых грунтов сопротивление сдвигу предопределяется, в первую очередь, сопротивлением сдвигу сольватных гелеобразных оболочек, окружающих частицы. С увеличением плотности породы и уменьшением ее влажности толщины оболочек уменьшаются, степень концентрации геля увеличивается, расстояние между частицами уменьшается, электрокинетический потенциал возрастает, силы молекулярного взаимодействия также возрастают и, как следствие этого, сопротивление грунта сдвигу повышается.

Резкое снижение сопротивления сдвигу при увеличении влажности w для данных грунтов свидетельствует, в первую очередь, о возможном уменьшении молекулярных сил, связанных с увеличением толщины водных пленок, окружающих частицы, и понижением концентраций гелеобразных оболочек и электролитов в подземных водах.

Отсутствие в данном случае зависимости сопротивления сдвигу от нагрузки, и в то же время наличие зависимости от плотности-влажности грунта, дает повод предполагать полное отсутствие для данного грунта сил трения в твердой фазе.

Такое положение кажется логичным в связи с нашим представлением о наличии обволакивающих частицы грунта гелеобразных пленок воды со значительным потенциалом (отсутствие непосредственного контакта твердых частиц породы).

Это обстоятельство заставляет видеть причину сопротивления глинистых грунтов сдвигу, в первую очередь, в их связности (обозначаемой далее Σ_w).

Асимптотический характер кривых изменения сопротивления сдвигу от влажности для многих грунтов данной категории свидетельствует о наличии некоторого начального сопротивления сдвигу в таких

грунтах, не исчезающего даже при избыточном увлажнении породы. Объяснение этому фактору следует искать в структурных связях породы, а самую величину этого начального сопротивления сдвигу именовать «структурным сцеплением» и обозначать c_c .

Резкое падение сопротивления сдвигу с переходом влажности за пределы пластичности для более песчаных и пылеватых грунтов можно было бы видеть в превалирующем значении для этих консистенций разъединяющей роли водных пленок, неспособных одновременно, в связи с достаточно грубым строением этих пород (крупность частиц), проявлять сколько-нибудь значительное связующее начало.

Зависимость сопротивления сдвигу $s_{p, w}$ для ряда более или менее глинистых или песчаных грунтов одновременно и от влажности и от нагрузки свидетельствует о наличии в этих породах более грубых и более тонких частиц. Эти частицы обеспечивают одновременное проявление в сопротивлении сдвигу таких пород сил трения и сил связности и, может быть, для некоторых грунтов — структурного сцепления.

Таким образом, мы видим, что установление и использование в инженерно-геологических прогнозах зависимости сопротивления сдвигу глинистых грунтов от их плотности вполне соответствует нашим современным представлениям о природе глинистых грунтов.

Мало этого, анализ результатов многочисленных экспериментов со сдвигом глинистых грунтов по обычной методике Терцаги, взятых как из отечественной, так и зарубежной практики, убеждает нас в неизбежной зависимости результатов эксперимента от индивидуальных особенностей опыта. Здесь оказываются имеющими весьма существенное значение и длительность обжатия образца под нагрузкой, и длительность самого сдвига, и размер образца, и соотношение его высоты и диаметра, т. е. конструкция и тип прибора и т. д. Регламентировать все эти условия, не зная их роли и природы их влияния на результат эксперимента, являлось бы по меньшей мере рискованным.

Анализ данного вопроса, сопровождавшийся многочисленными экспериментами, указал, что для глинистых грунтов результаты опытов в первую очередь оказываются зависящими от состояния плотности-влажности породы и что влияние на результаты опытов указанных факторов сказывается путем искажения «нормального» протекания уплотнения породы во время опыта. Таким образом, учет сопротивляемости глинистого грунта сдвигу в зависимости от состояния плотности-влажности породы и с этой стороны был бы чрезвычайно продуктивным.

В данном случае мы бы совершенно не интересовались условиями эксперимента и строили бы все свои прогнозы на основе зависимости: сопротивление сдвигу — плотность — влажность, не задаваясь вопросом: какими же факторами обусловлено это состояние породы?

Вместе с тем, получение такой зависимости, как это совершенно очевидно, было бы чрезвычайно полезно и при прогнозах устойчивости сооружений и их оснований в условиях незавершившегося обжатия грунта под нагрузкой, применительно к достигнутому на данный рассматриваемый момент времени T состоянию плотности-влажности породы. Отметим здесь также, что использование принципа установления сопротивляемости глинистых грунтов сдвигу, применительно к их состоянию плотности-влажности, дает нам наиболее объективный критерий для оценки условий опыта и работы грунта.

Вместе с тем этот фактор может быть легко подвергнут контролю как в процессе опыта, так и в реальных условиях залегания и работы глинистого пласта под нагрузкой. Все наши дальнейшие рассуждения

ведутся применительно к наиболее важным с рассматриваемой точки зрения водонасыщенным грунтам.

Однако они оказываются принципиально применимыми и для воздухосодержащих грунтов. В данном случае нам пришлось бы лишь перейти от учета как критерия влажности к учету фактора плотности породы по ее пористости.

45. Сущность метода. Таким образом, сущностью предложенного автором метода установления сопротивляемости сдвигу глинистых грунтов в условиях незавершившегося их уплотнения является следующее:

а) установление зависимости сопротивляемости глинистых грунтов сдвигу как от величины приложенной к ним нагрузки, так и от состояния их плотности,

б) разработка методики установления характеристик сопротивляемости грунтов сдвигу,

в) разработка приемов использования этой зависимости в инженерно-геологических расчетах.

Основным уравнением, используемым при установлении сопротивления сдвигу глинистых грунтов во времени, является выражение¹:

$$s_{p\omega} = p_{\text{соор}} \operatorname{tg} \varphi_{\omega} + \Sigma_{\omega} + c_c, \quad (14)$$

где: $s_{p\omega}$ — сопротивление глинистой породы сдвигу ко времени T в зависимости от величины приложенной к грунту нагрузки p и достигнутой к данному моменту T плотности-влажности ω породы;

φ_{ω} — угол внутреннего трения породы при плотности-влажности ω
 Σ_{ω} — связность породы, обуславливаемая сопротивлением сдвигу сольватных (гелевых) оболочек, окружающих частицы породы;

c_c — структурное сцепление.

Обозначая в выражении (13)

$$\Sigma_{\omega} + c_c = c_{\omega},$$

где c_{ω} — сцепление, зависящее от состояния плотности грунта, имеем:

$$s_{p\omega} = p_{\text{соор}} \operatorname{tg} \varphi_{\omega} + c_{\omega}. \quad (15)$$

Выражение (15) по своей структуре сходно с выражением (8), но имеет весьма существенное с ним различие.

Выражая общее сопротивление породы сдвигу на некоторый момент времени, соответствующий степени обжатия грунта под нагрузкой, через s_T , сопротивление сдвигу породы, соответствующее природному состоянию плотности грунта, через $s_{\text{прир}}$ и то же сопротивление сдвигу, отнесенное к величине деформации при полном обжатии грунта под нагрузкой от сооружения, через s_p , можно написать:

$$s_T = s_{\text{прир}} + \mu(s_p - s_{\text{прир}}), \quad (16)$$

¹ Н. Н. Маслов, «Инженерная геология», Стройиздат, 1941.

где μ — коэффициент, всегда меньший единицы, или в крайнем случае ей равный, зависящий от величины нагрузки, свойств породы, мощности слоя, условий залегания пласта и типа сооружения (условия дренирования) и, в первую очередь, от фактора времени — длительности обжатия пласта под нагрузкой.

Для начального момента приложения нагрузки $\mu=0$, тогда

$$s_{T,\text{нач}} = s_{\text{прир}}, \quad (17)$$

или

$$s_{T,\text{нач}} = p_{\text{соор}} \operatorname{tg} \varphi_{w,\text{нач}} + c_{w,\text{нач}}. \quad (18)$$

При эквивалентности состояния плотности породы ее природной нагрузке от веса перекрывающей толщи $p_{\text{прир}}$, выражение (18) может быть переписано в виде:

$$s_{T,\text{нач}} = p_{\text{прир}} \operatorname{tg} \varphi_{w,\text{кон}} + c_{w,\text{кон}}. \quad (19)$$

Для конечного момента, т. е. для момента достижения полного обжатия породы, $\mu=1,0$, тогда

$$s_{T,\text{кон}} = s_{p,\text{соор}} \quad (20)$$

или

$$s_{T,\text{кон}} = p_{\text{соор}} \operatorname{tg} \varphi_{w,\text{кон}} + c_{w,\text{кон}}. \quad (21)$$

В любой же промежуточный момент между этими сроками величина s_T может изменяться в весьма широких пределах $s_{T,\text{нач}}$ и $s_{T,\text{кон}}$. Значение s_T подлежит установлению при этом по выражению (14) или (15) путем внесения в них φ_w и c_w или Σ_w и c_c , в соответствии с достигнутой ко времени T плотностью-влажностью породы.

46. Исходные позиции метода автора. Исходными позициями метода автора являются следующие положения:

1. Сопротивление глинистой породы сдвигу s_T под нагрузкой во времени оказывается зависящим от состояния плотности грунта, достигнутой ко времени T в процессе сжатия его нагрузкой.

2. Нагрузка от сооружения на грунт $p_{\text{соор}}$, будучи приложенной к грунту, остается в течение всего процесса сжатия грунта постоянной.

3. Установление опытным путем зависимости φ_w и c_w , а также w_T как показателя состояния плотности-влажности грунта ко времени T .

Эти позиции являются достаточно ясными сами по себе, однако мы вынуждены сопоставить их с исходными положениями метода «эффективного давления на скелет» с целью утверждения прогрессирующего значения описываемого метода.

Отметим здесь прежде всего, что метод «фиксации плотности-влажности» полностью отражает наши современные представления о природе глинистых грунтов и о сопротивляемости их сдвигу. При этом сопротивление грунта сдвигу оказывается в зависимости от влажности и плотности породы, как показателей взаимного сближения частиц, а также и степени концентрации их гелеобразных сольватных оболочек.

При оценке прочности глинистых грунтов на сдвиг значение сил внутреннего трения в общем случае оказывается совершенно ничтожным. Таким образом, возрастание сопротивляемости глинистых грунтов

сдвигу под нагрузкой идет отнюдь не за счет увеличения сил внутреннего трения, а в первую очередь за счет увеличения во времени сил сопротивления связности.

Емсте с тем, основой критикуемого метода является установление расчетом величины «порового давления» или «давления на скелет». Величина эта не может быть ни проверена экспериментом, ни проконтролирована непосредственным наблюдением. В то же время плотность породы, как исходная позиция предлагаемого метода, поддается контролю при посредстве самых примитивных средств, как например, отбором проб на влажность и определением пористости.

Помимо этого расчеты «давления на скелет» являются весьма громоздкими и трудоемкими. Однако этого обстоятельства было бы, конечно, недостаточно для отказа от самого приема. Между тем, использование этого расчетного приема применительно к глинистым грунтам является вообще противопоказанным.

Вода в порах глинистой породы в своей значительной части находится в связанном виде. Поведение такой воды сильнейшим образом отличается от поведения гравитационной воды. Поэтому обычные законы гидравлики и гидромеханики здесь совершенно неприменимы.

Реальные грунты в сильнейшей степени отличаются от идеализированных, которыми мы оперируем в механике грунтов. В силу этого наши расчеты, базирующиеся на выводах механики грунтов, во многих случаях, как и в данном, могут дать худшие результаты, чем эмпирические приемы. Из этого, конечно, не следует, что наши расчеты бесполезны. Надо лишь уметь трезво их оценивать и знать, где они могут быть использованы с большим или меньшим успехом.

Установить же расчетом «давление на скелет» для глинистых пород в сколько-нибудь убедительно достоверной форме просто невозможно, в особенности в напряженном состоянии, близком к сдвигу.

Эти расчеты оказываются в известной мере применимы лишь к искусственно приготовленным грунтовым массам с избытком влажности, изменяющейся в полном соответствии с изменением напряженного состояния грунта. Понятно, что глинистые породы с их исключительно низкой водопроницаемостью не относятся к таким грунтам. Кроме того, восприятие в этих условиях части давления на грунт поровой водой ведет к изменению в скелете не только нормальных, но также и сдвигающих напряжений.

Таким образом, следует признать метод учета незавершившегося уплотнения глинистого грунта при определении сопротивления его сдвигу через «эффективное давление на скелет» устаревшим и не соответствующим современному уровню научных знаний.

УГОЛ ВНУТРЕННЕГО ТРЕНИЯ φ_w И ОБЩЕЕ СЦЕПЛЕНИЕ c_w — ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ГЛИНИСТЫХ ПОРОД СДВИГУ

47. Принцип установления характеристик. В соответствии с изложенными выше положениями автором была разработана нижеследующая методика по установлению сопротивления сдвигу глинистых грунтов в условиях незавершившегося их уплотнения под нагрузкой.

1. Сопротивление грунта сдвигу, соответствующее некоторой стадии уплотнения грунта под заданной нагрузкой, устанавливается применительно к некоторому состоянию его плотности, зависящей от нагрузки на образец и полной длительности всего опыта (от начала приложения вертикальной нагрузки до момента сдвига) и фиксируется по

влажности образца в зоне сдвига после опыта (опыт проводится на обычных приборах).

2. Конечной целью опыта является построение кривых зависимости сопротивления сдвигу $s_{p\omega}$ от нагрузки. Двойной индекс напоминает нам, что этот показатель в общем виде есть функция и от нагрузки p и от влажности ω как показателя ее плотности. Так например, $s_{2,28}$ соответствует общему сопротивлению сдвигу некоторой породы при нагрузке в $2,0 \text{ кг/см}^2$ и влажности ее в 28% . Размерность $s_{p\omega}$ — напряжения (в кг/см^2 или в т/м^2).

3. Зависимость $s_{p\omega}$ для некоторой постоянной нагрузки p подлежит установлению на основании нескольких последовательно проводимых сдвигов разных образцов одного и того же грунта под одной и той же нагрузкой, но при различной полной длительности опыта, не фиксируемой точно.

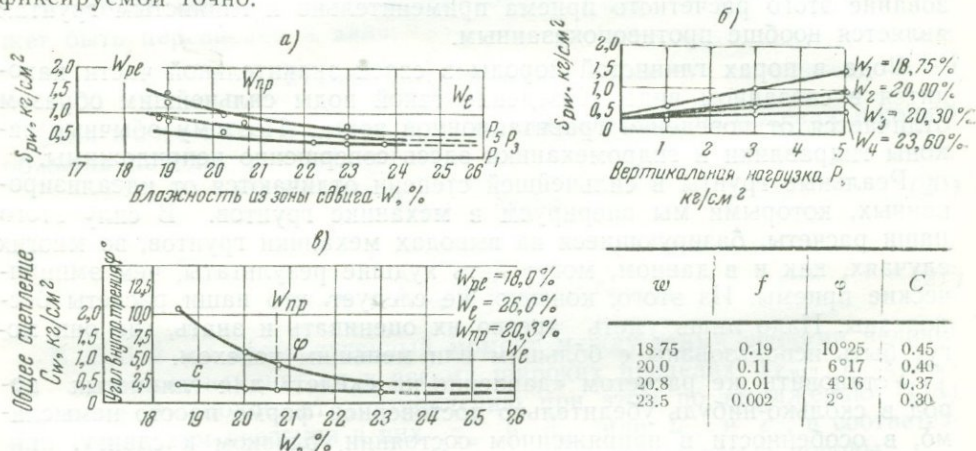


Рис. 16. Суглинок. Сопротивление сдвигу $s_{p\omega}$ зависит от нагрузки и плотности породы. Во всех случаях $\varphi_w > 0$. Аллювий Юрюзани.

Как показал опыт использования данной методики, во многих случаях оказывалось целесообразно прикладывать сдвигающее усилие к образцу в пределах следующих интервалов: немедленно вслед за приложением вертикальной нагрузки и затем последовательно через 5, 15, 30 мин., 2 час. и 2 суток после этого момента.

Для получения характеристики сопротивления сдвигу для разных нагрузок опыт повторяется при различных, обычно трех-четырех нагрузках.

На рис. 16 а в качестве примера приведена зависимость $s_{p\omega}$ от влажности и нагрузки для аллювиальных суглинков.

Как показывает анализ уже достаточно богатого материала исследований, значение $s_{p\omega}$ по своей величине зависит лишь: а) от природных свойств породы, б) от состояния плотности породы, и в) от нагрузки.

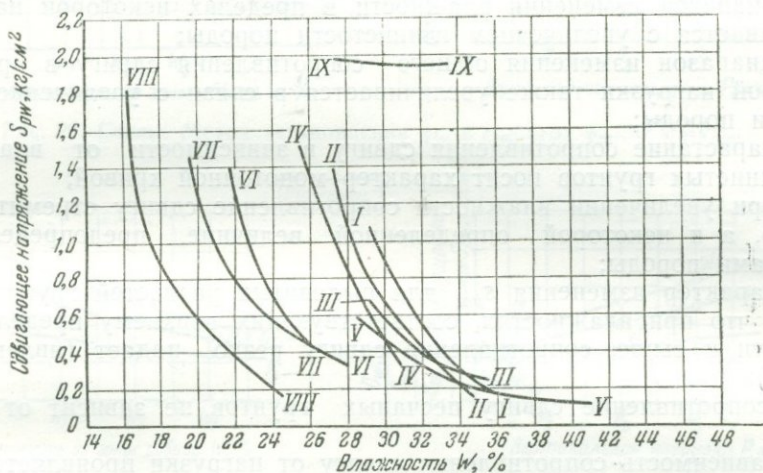
Вместе с тем $s_{p\omega}$ практически не зависит от условий проведения опыта.

Для многих грунтов, обладающих высокой глинистостью, $s_{p\omega}$ оказывается зависящим только от состояния плотности и не зависящим от нагрузки (рис. 17).

Во многих случаях сопротивление сдвигу под большими нагрузками, но при малой длительности опыта оказывалось меньшим, чем при



Рис. 17. Глинистый грунт. Сопротивление сдвигу зависит лишь от плотности породы и не зависит от нагрузки. Во всех случаях $\varphi_w = 0$. Делювий Юрюзани.



№ п/п	№ опыта	Наименование пород	ρ кг/см ³
I		Сарматская глина	1,0-2,0-3,0
II	746	Кембрийская глина	2,0-3,0
III	725	Кембрийская глина	2,0-3,0
IV		Делюв. тяж. пылеват. сугл.	1,0-3,0-5,0
V	623	Озерная глина	1,5
VI		Девонская глина	2,0-3,0
VII		Аллюв. тяж. пылев. суглин.	1,0-3,0-5
VIII	724	Валуная глина	3,0
IX	750	Песчаный ил	3,0-3,5

Рис. 18. Сопротивление сдвигу $s_{p\omega}$ как функция влажности для различных грунтов.

меньшей нагрузке, но бóльшей длительности опыта (влияние различной плотности породы).

Особенно важным является то обстоятельство, что s_{pw} , отнесенное к влажности, соответствующей состоянию сдвига (рис. 16а), при всех условиях опыта займет строго свое определенное положение. Такой график позволяет нам находить для грунта, подвергавшегося испытанию, применительно к некоторой нагрузке по влажности w , значение s_{pw} для любого состояния ее плотности-влажности и в том числе для природной.

48. Характер изменения s_{pw} для различных грунтов. По характеру изменения s_{pw} все грунты могут быть разбиты на три класса:

- 1-й класс — s_{pw} оказывается не зависящим от влажности, но резко зависящим от нагрузки;
- 2-й класс — s_{pw} зависит и от нагрузки и от влажности (рис. 16);
- 3-й класс — s_{pw} оказывается зависящим лишь от плотности-влажности и не зависящим от нагрузки (рис. 17).

Для удобства сопоставления некоторые из найденных зависимостей s_{pw} применительно к одной и той же нагрузке нанесены на сборном рис. 18.

Анализ многочисленных данных позволяет утверждать следующее:

- а) для сильно глинистых грунтов сопротивление сдвигу, как правило, не зависит от нагрузки и определяется лишь состоянием влажности;
- б) диапазон изменения влажности в пределах некоторой нагрузки увеличивается с увеличением глинистости породы;
- в) диапазон изменения общего сопротивления сдвигу в пределах некоторой нагрузки также увеличивается в связи с увеличением глинистости породы;
- г) нарастание сопротивления сдвигу в зависимости от влажности для глинистых грунтов носит характер монотонной кривой;
- д) при увеличении влажности сопротивление сдвигу стремится не к нулю, а к некоторой определенной величине, предопределяемой свойствами породы;
- е) характер изменения s_{pw} для пылеватых разностей грунтов указывает, что при влажностях, соответствующих верхнему пределу пластичности и выше, сопротивление сдвигу резко падает (явление текучести);
- ж) сопротивление сдвигу песчаных грунтов не зависит от влажности;

з) зависимость сопротивления сдвигу от нагрузки проявляется наиболее ярко для пылеватых и песчаных грунтов и по мере увеличения глинистости породы становится все менее ярко выраженной.

Все эти выводы в полной мере согласуются с современными представлениями о природе сопротивления грунтов сдвигу.

49. Угол внутреннего трения φ_w и общее сцепление c_w как основные показатели сопротивления сдвигу. Согласно приведенным ранее зависимостям, сопротивление сдвигу s_{pw} применительно к некоторой нагрузке p и влажности w могут быть найдены, если мы знаем величины углов внутреннего трения φ_w и общего сцепления c_w .

Следовательно, необходимо уметь устанавливать эти показатели.

С этой целью графики зависимости s_{pw} от влажности (фиг. а, рис. 17 и 18) должны быть перестроены в графики зависимости s_{pw} от нагрузки, т. е. $s_{pw} = \chi(p)$.

Способ этого перестроения для различных классов грунтов приводится на рис. 19, 20 и 21. Следует оговорить, что при построении указанных графиков принималась прямолинейная зависимость s_{pw} от нагрузки.

Возвращаемся к нашему рассуждению.

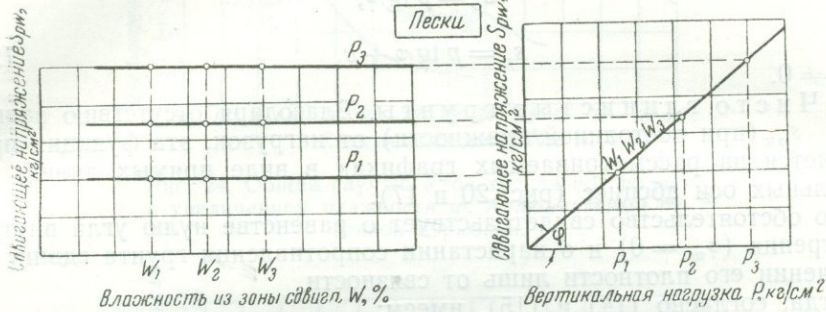


Рис. 19. Пески. Угол внутреннего трения φ не зависит от влажности w

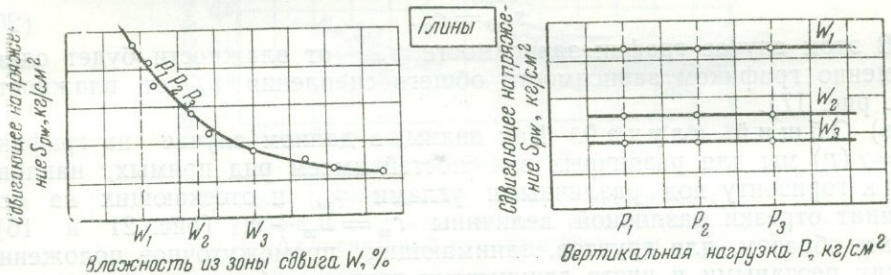


Рис. 20. Глины. Метод установления φ_w и c_w ; угол $\varphi_w = 0$; $c = s_{pw}$.

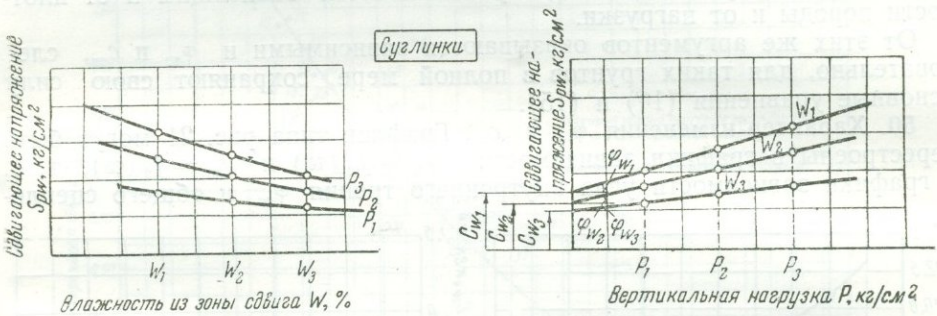


Рис. 21. Суглинки. Общий случай. Угол φ_w и c_w изменяются с влажностью w .

В результате построений этих графиков является возможным выделить значение φ_w , относящееся уже к определенному состоянию плотности и влажности. Это обстоятельство позволяет нам именовать φ_w углом внутреннего трения грунта. Показатель же φ , устанавливаемый по Кулону с различной плотностью грунта при разных нагрузках, было бы правильно именовать углом внутреннего трения и связности.

Перейдем к рассмотрению частных случаев.

а) Песчаные грунты. Зависимость s_{pw} от нагрузки при разных влажностях выражается одной прямой линией, проходящей через начало координат (рис. 19). Угол наклона этой линии является углом

внутреннего трения φ и остается величиной постоянной, не зависящей от влажности:

$$\varphi_w = \varphi, \quad (22)$$

$$s_{pw} = s_p. \quad (23)$$

В этом случае

$$s_p = p \operatorname{tg} \varphi, \quad (24)$$

или

$$s_p = p \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (24a)$$

при $c \neq 0$.

б) Чисто глинистые грунты. Благодаря отсутствию зависимости s_{pw} (при постоянной влажности) от нагрузок, эта функция представляется на рассматриваемых графиках в виде прямых линий, параллельных оси абсцисс (рис. 20 и 17).

Это обстоятельство свидетельствует о равенстве нулю угла внутреннего трения ($\varphi_w = 0$) и о нарастании сопротивления грунта сдвигу при увеличении его плотности лишь от связности.

Тогда, согласно (14) и (15), имеем:

$$s_{pw} = \Sigma_w + c_c, \quad (25)$$

$$s_{pw} = c_w. \quad (26)$$

В этом случае график зависимости s_{pw} от влажности будет одновременно графиком зависимости общего сцепления c_w от влажности (см. рис. 17).

в) Общий случай. Как видим, в данном случае на графике $s_{pw} = \chi(p)$ мы для различных влажностей имеем ряд прямых, наклонных к горизонту под различными углами φ_w и отсекающих на оси ординат отрезки различной величины $c_w = \Sigma_w + c_c$ (рис. 21 и 16). Таким образом, для грунтов, занимающих промежуточное положение между песчаными и чисто глинистыми грунтами (легкие суглинки, супеси и др.), сопротивление сдвигу оказывается зависящим и от плотности породы и от нагрузки.

От этих же аргументов оказываются зависимыми и φ_w и c_w , следовательно, для таких грунтов в полной мере сохраняют свою силу основные уравнения (14) и (15).

50. Характер изменения φ_w и c_w . Графики типа рис. 21 могут быть перестроены в графики зависимости $\varphi_w = f_1(w)$ и $c_w = f_2(w)$, т. е. в графики зависимости угла внутреннего трения φ_w и общего сцепле-

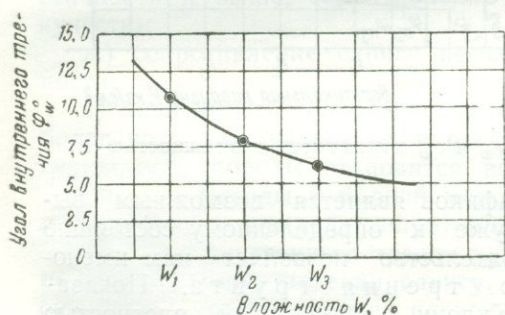


Рис. 22. Угол внутреннего трения φ_w в зависимости от влажности w .

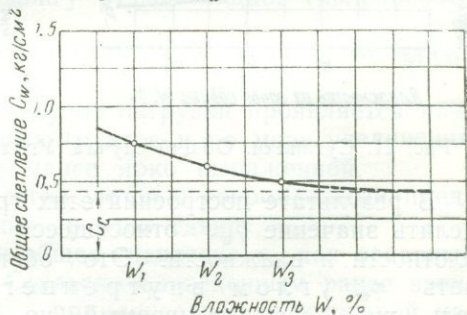


Рис. 23. Общее сцепление c_w в зависимости от влажности w .

ния c_w от влажности (рис. 22, 23, 16). Небезинтересны сводные графики (рис. 24 и 25) результатов испытания нескольких разновидностей грунтов. Интересно при этом отметить, что во всех случаях φ_w весьма

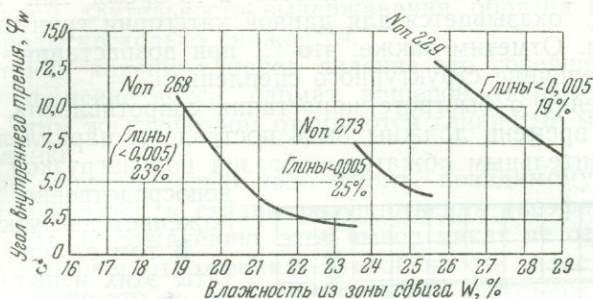


Рис. 24. Общий случай. Угол трения φ_w падает с увеличением влажности w . Аллювиальный суглинок Юрюзани.

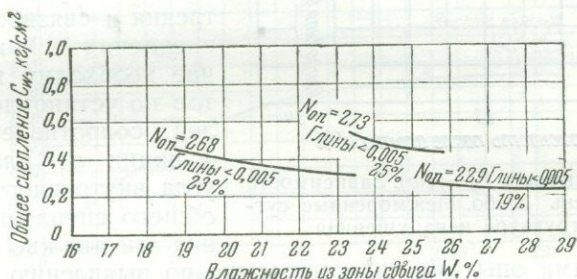


Рис. 25. Общий случай. Общее сцепление c_w уменьшается с увеличением влажности w . Аллювиальный суглинок Юрюзани.

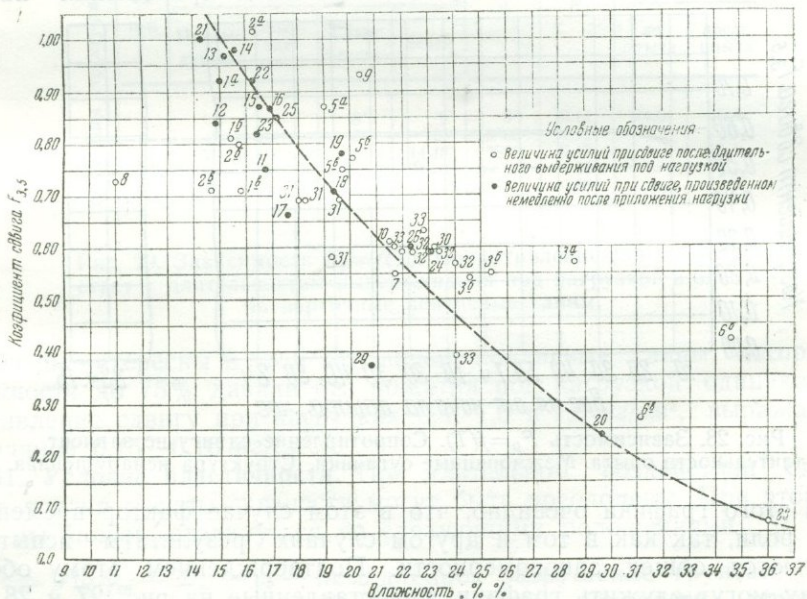


Рис. 26. Зависимость F_p от влажности погоды. Структура ненарушенная. Зависимость выражена очень ярко. Межморенные суглинки.

резко падает с увеличением влажности, в то время как влияние этого фактора на c_w оказывается для данной категории грунтов гораздо менее ощутимым. Отметим также, что c_w при возрастании w стремится в пределе к величине структурного сцепления c_c .

Для суждения о быстроте нарастания сопротивления сдвигу под нагрузкой во времени должны быть поставлены параллельные опыты с обычным длительным обжатием образца под нагрузкой и со сдвигом



Рис. 27. Зависимость $F_p = f(w)$. Зависимость выражена очень слабо. Межморенные суглинки. Структура ненарушенная.

с специальными опытами на компрессию по выявлению всех показателей, необходимых для прогноза протекания процесса уплотнения грунта под нагрузкой во времени.

На рис. 26 нанесены результаты сдвигов после длительного обжатия и сдвигов, произведенных непосредственно после приложения нагруз-

непосредственно вслед за приложением нагрузки.

В том случае, если результаты этих испытаний совпадают, фактор времени не имеет значения, и возможно ограничиться циклом опытов по определению углов внутреннего трения и связности φ и общего сцепления c . В противном случае необходим весь цикл опытов по установлению показателей сопротивления сдвигу в функции от влажности, т. е. угла внутреннего трения φ_w и общего сцепления c_w . Испытания эти должны сопровождать-

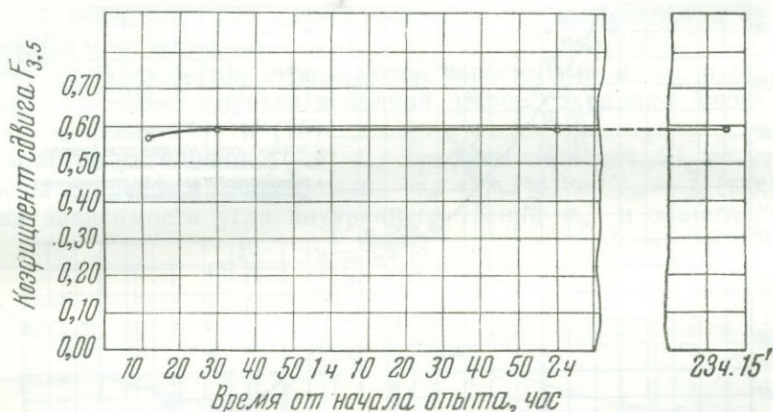


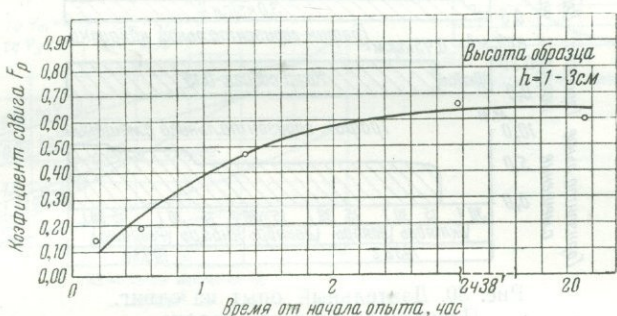
Рис. 28. Зависимость $F_p = f(T)$. Сопротивление сдвигу не зависит от длительности опыта. Межморенные суглинки. Структура ненарушенная.

ки. Из этого графика очевидно, что в этом случае фактор времени не играет роли, так как в том и другом случаях результаты испытаний подчиняются общей закономерности. Подтверждением этому обстоятельству могут служить графики, представленные на рис. 27 и 28. Согласно этим графикам сопротивление сдвигу практически оказывается независимым от длительности опыта. Отмечу, что для глинистых пород плотного сложения и тугопластичной и тем более твердой консистенции в очень многих случаях проведенных автором испытаний сопротив-

ление сдвигу не изменялось под нагрузкой во времени, несмотря на то, что с увеличением длительности выдерживания образца под нагрузкой влажность породы несколько снижается.

При испытании коренных пород явление это совершенно обычное (казанские и уфимские ярусы, сармат, апшерон, твердые разности девона и т. д.). Этим же свойством отличаются глинистые морены и межморенные суглинки.

Объяснение этому явлению надо искать, повидимому, в том, что такие грунты находятся в стадии разуплотнения (коэффициент водонасыщения $g < 1,0$). К сожалению, этот вывод никак не относится к покровным четвертичным отложениям, в особенности пластичной консистенции. Положение это со всей очевидностью подтверждается графиком, представленным на рис. 29.



Нарушенная структура	№ п/п	Время обжатия при нагрузке $p=3,5 \text{ кг/см}^2$				ψ	F	w			
		Предыдущее	Обжатие опыта	Сдвиг опыта	Всего					до	после
										опыта	опыта
	1	—	—	8'	8'	8°	0,14	24,6	26,4		
	2	8'	10'	8'	26'	$10^\circ 30'$	0,19		22,5		
	3	26'	30'	20'	14,16'	25°	0,47		19,4		
	4	14,16'	14'	22'	24,38'	$33^\circ 30'$	0,66		17,4		
	5	24,38'	174	29'	20,07'	31°	0,60		17,9		

Рис. 29. Зависимость $F_p=f(T)$. Сопротивление сдвигу возрастает с длительностью выдерживания под нагрузкой и опыта. Четвертичные ленточные глины.

Очень интересны в этом отношении иолдиевые глины, которые при влажности до 75% давали без обжатия под нагрузкой одинаковое сопротивление сдвигу при нагрузках 0,5; 1,0 и 1,5 кг/см^2 , выражавшееся величиной 0,15—0,16 кг/см^2 .

51. Условие пластичности. При длительном воздействии сдвигающего усилия τ силы связности могут быть преодолены. При этом условии мы можем столкнуться со следующими положениями:

1. $\tau > p \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c$ — немедленное разрушение грунта;
2. $\tau < p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c$ — полное обеспечение прочности грунта во времени;
3. $\tau < p \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c$, но одновременно $\tau > p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c$ — медленная пластическая деформация.

Напомним, что в глинах значение φ_w нередко близко к нулю, а структурное сцепление c_c может отсутствовать. При этом условии сопротивление сдвигу грунта обуславливается лишь связностью Σ_w и даже при обеспеченной начальной устойчивости сооружения неизбежна пластическая деформация во времени. Автор совершенно убежден, что классический случай «падающей башни в Пизе» является следствием проявления пластических деформаций. Этот вывод подтверждается тем, что последними исследованиями над башней установлено, помимо все продолжающегося ее наклона, также и перемещение в плане, хотя и незначительное, но вполне определенное.

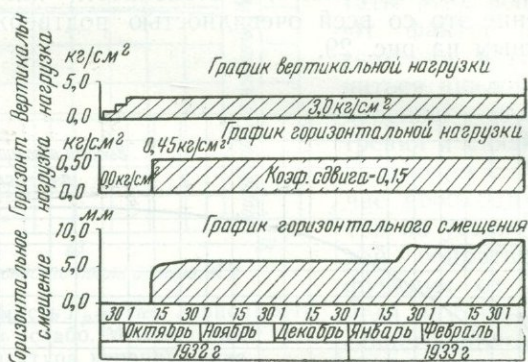


Рис. 30. Длительный опыт на сдвиг.
Пластичная разность деформации.

Для контроля по этому явлению во всех ответственных случаях должен быть поставлен опыт на сдвиг при длительном воздействии нагрузки (рис. 30).

52. Об установлении показателей φ_w и c_w через предварительное переуплотнение образцов. Основные принципы описанного выше метода были доложены автором на Всесоюзной конференции по грунтам в декабре 1940 г. Тогда же была доложена очень интересная работа по сдвигу глинистых грунтов проф. А. А. Ничипоровича, развитая им впоследствии и опубликованная (проф. А. А. Ничипорович, «Сопротивление связных грунтов сдвигу при расчете гидротехнических сооружений», Стройиздат, 1948).

Выводы проф. Ничипоровича в отношении необходимости учитывать изменение значений φ и c от плотности грунта полностью совпадают с нашими выводами.

Однако способ нахождения этих показателей, а вместе с тем и величины этих показателей, устанавливаемых методом автора и методом проф. Ничипоровича, совершенно различны.

С точки зрения автора данной работы «метод переуплотнения грунтов» вообще ошибочен по самой своей сущности.

Обратимся в качестве примера к рис. 31, взятому нами из упомянутой работы проф. Ничипоровича. Для установления зависимости φ и c от плотности (в данном случае от коэффициента пористости ϵ) по Ничипоровичу образцы породы предварительно обжимаются под различными нагрузками и сдвигаются под меньшими.

Получается график (рис. 31 а). Как это следует из работы автора (см. отчет НИС'а МГРИ «Новые геотехнические показатели сопротивления сдвигу», 1944), наклон к горизонту «ступеней этой лестницы» соответствует «углам релаксации — α » (углам «развязывания»), яв-

ляющихся мерой способности глинистой породы в большей или меньшей мере сохранять свою связность при уменьшении нагрузок. Характер этого явления иллюстрируется рис. 32. Отсюда, между прочим, следует вывод о необходимости проведения опытов на сдвиг под нагрузками выше природных или им эквивалентных (для сухих пород).

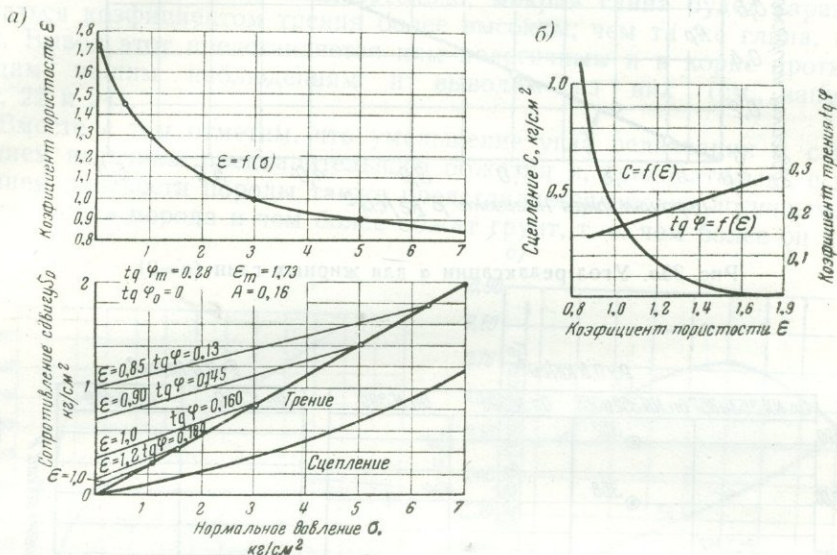


Рис. 31. Метод предварительного обжатия. Угол φ возрастает с разуплотнением и с увеличением влажности грунта.

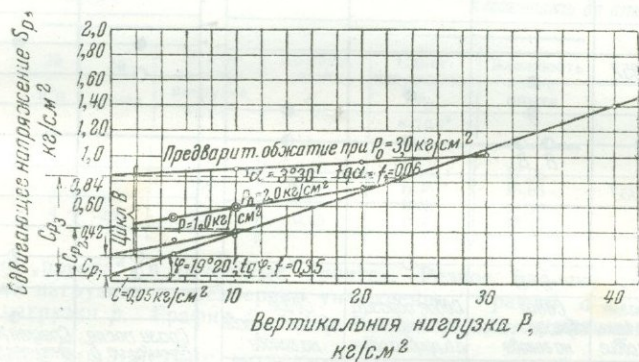


Рис. 32. Метод предварительного обжатия. Остаточное сцепление c_p возрастает с увеличением $P_{обж}$.

В противном случае опытом будет определяться не угол φ , а угол релаксации α , и расчетная характеристика окажется заниженной.

Однако получаемые таким образом величины отождествляются проф. Ничипоровичем и рядом других исследователей с углами внутреннего трения для различных состояний плотности породы, т. е. φ^0 , являющимся аналогом φ_w для водонасыщенных грунтов. Ошибочность такого вывода вообще очевидна и в особенности она становится очевидной при рассмотрении графика б рис. 31. Здесь приводятся кривые зависимости φ и c в функции от плотности, т. е. $tg \varphi = f_1(\epsilon)$ и $c = f_2(\epsilon)$.

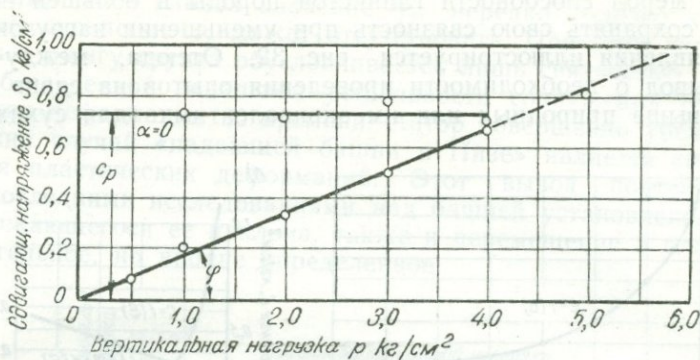


Рис. 33а. Угол релаксации α для жирных глин ($\alpha=0$).

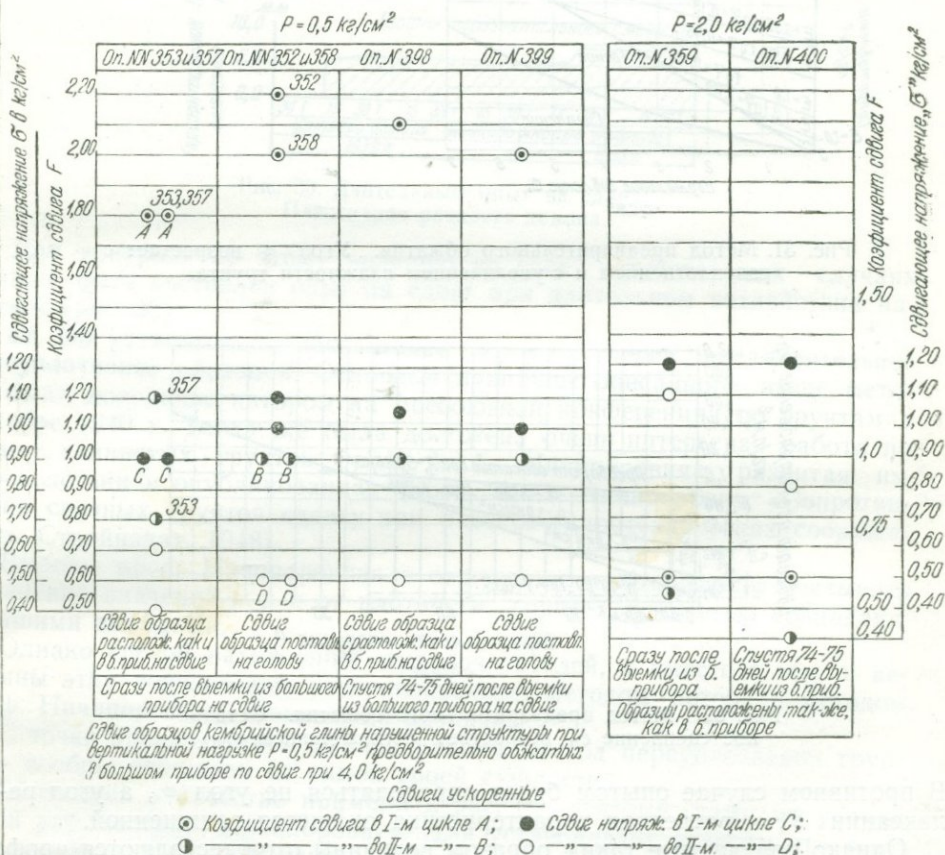


Рис. 33б. Опыты с образцами, предварительно обжатые под напряжением $p=4,0 \text{ кг/см}^2$. Релаксация не проявляется.

Как это следует из рис. 31 б, значение сцепления c_c с уменьшением плотности породы (с увеличением ε) падает. Вывод вполне логичный. Угол же трения или в данном случае $\text{tg } \varphi$ с уменьшением плотности породы увеличивается. Следовательно, мокрая глина будет характеризоваться коэффициентом трения более высоким, чем та же глина, но сухая. Вывод этот представляется нам нелогичным и в корне противоречащим нашим наблюдениям и выводам из них (см., например, рис. 22 и 24).

Вместе с тем отметим, что уменьшение угла релаксации α с повышением величины предварительного обжатия i , следовательно, с повышением плотности породы также представляется вполне логичным. Чем более жирна порода и чем более обжат грунт, т. е. чем более он уплот-

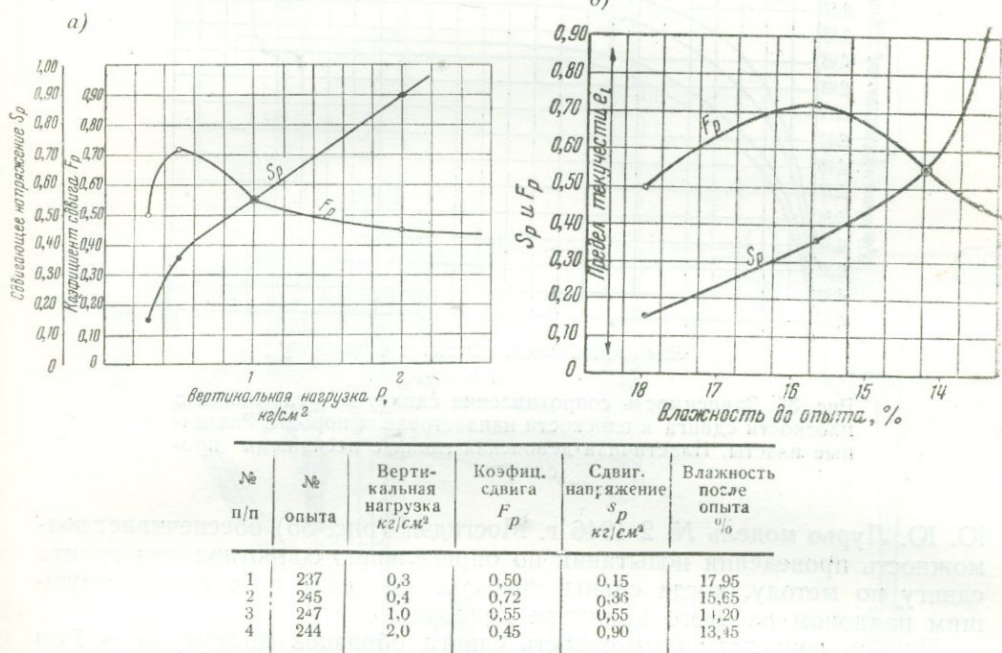


Рис. 33в. Явление „порога“ в пылеватых грунтах. Резкое падение сопротивления сдвигу при малых нагрузках и чрезмерном увлажнении. График а s_p и F_p в зависимости от нагрузки p . График б тоже в зависимости от влажности w .

нен, тем сильнее воздействие молекулярных сил, тем больше величина остаточной деформации сжатия, — тем меньше он будет релаксироваться (разуплотняться) при снижении нагрузки (рис. 33 а). На рис. 33 б приведены результаты одного из опытов автора по изучению явления релаксации напряжений, не требующих особых пояснений. Отметим лишь, что в этом, как и во всех последующих случаях, 2-й цикл опыта соответствует второму сдвигу по поверхности скольжения первого сдвига. Ясно, что грунт практически не релаксировался. Переуплотненные глины (например, сланцеподобные глины или морена) способны сохранять свою высокую плотность в обнаженном состоянии даже под водой в течение многих тысячелетий. Вместе с тем сопротивление сдвигу пылеватых четвертичных грунтов в водонасыщенном состоянии способно исключительно резко падать при разуплотнении в условиях малой величины пригрузок (явление «порога» при нагрузках $p < 0,5$ кг/см² (рис. 33 в).

55. **Сопротивление сдвигу под углом к слоистости.** При слоистости породы (ленточности) сопротивление сдвигу изменяется в зависимости от угла среза по отношению к поверхностям напластования.

Положение это иллюстрируется рис. 34. Как видно, с увеличением этого угла сопротивление сдвигу повышается.

Отсюда в надлежащих случаях возникает необходимость проведения опытов на сдвиг со срезом под тем или иным углом к плоскости напластования, ориентируя соответствующим образом образец в приборе.

53а. **Современная модель аппарата на сдвиг.** Схема комбинированного прибора на сдвиг системы автора в конструктивном оформлении

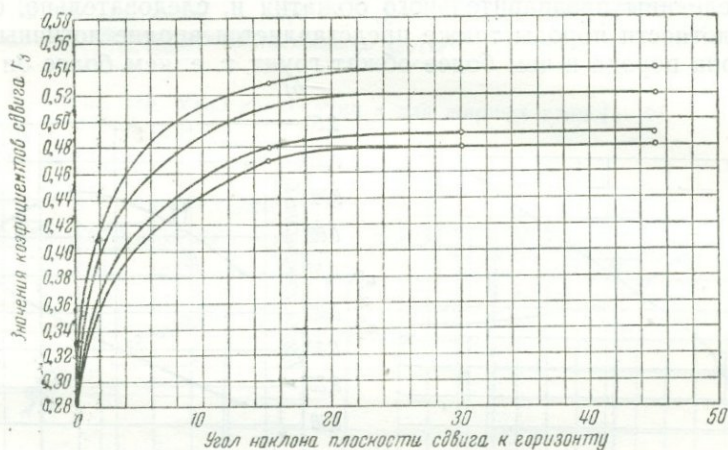


Рис. 34. Зависимость сопротивления сдвигу от угла наклона плоскости сдвига к плоскости напластования породы. Различные пласты. Пластичная девонская глина с песчаными про-
слоями.

Ю. Ю. Лурья модель № 2 1946 г. Мосгидэп (рис. 35) обеспечивает возможность проведения испытаний по определению сопротивления грунта сдвигу по методу, когда сдвигающее усилие создается соответствующим наклоном рабочего цилиндра прибора.

Прибор допускает возможность сдвига образцов диаметром ~ 7 см (площадь 40 см²) при нагрузке до 6 кг/см².

Возможность проведения испытаний по разным методам достигается той или иной комбинацией соединения частей прибора. При проведении испытаний по схеме, предусматривающей наклон рабочего цилиндра, часть деталей прибора отключается совсем (механизм среза, соединительные вилки, резервуар и т. д.).

Наклон рабочего цилиндра производится при помощи специального механизма.

Для визуального наблюдения за величиной угла наклона служит специальная шкала, вдоль которой движется стрелка-указатель, соединенная с подвижной панелью прибора.

При проведении испытаний с применением механизма среза — из работы выключается механизм для создания наклона рабочего цилиндра.

Конструкция механизма среза обеспечивает автоматически сохранение постоянства величины и направления сдвигающего усилия на всем протяжении испытания.

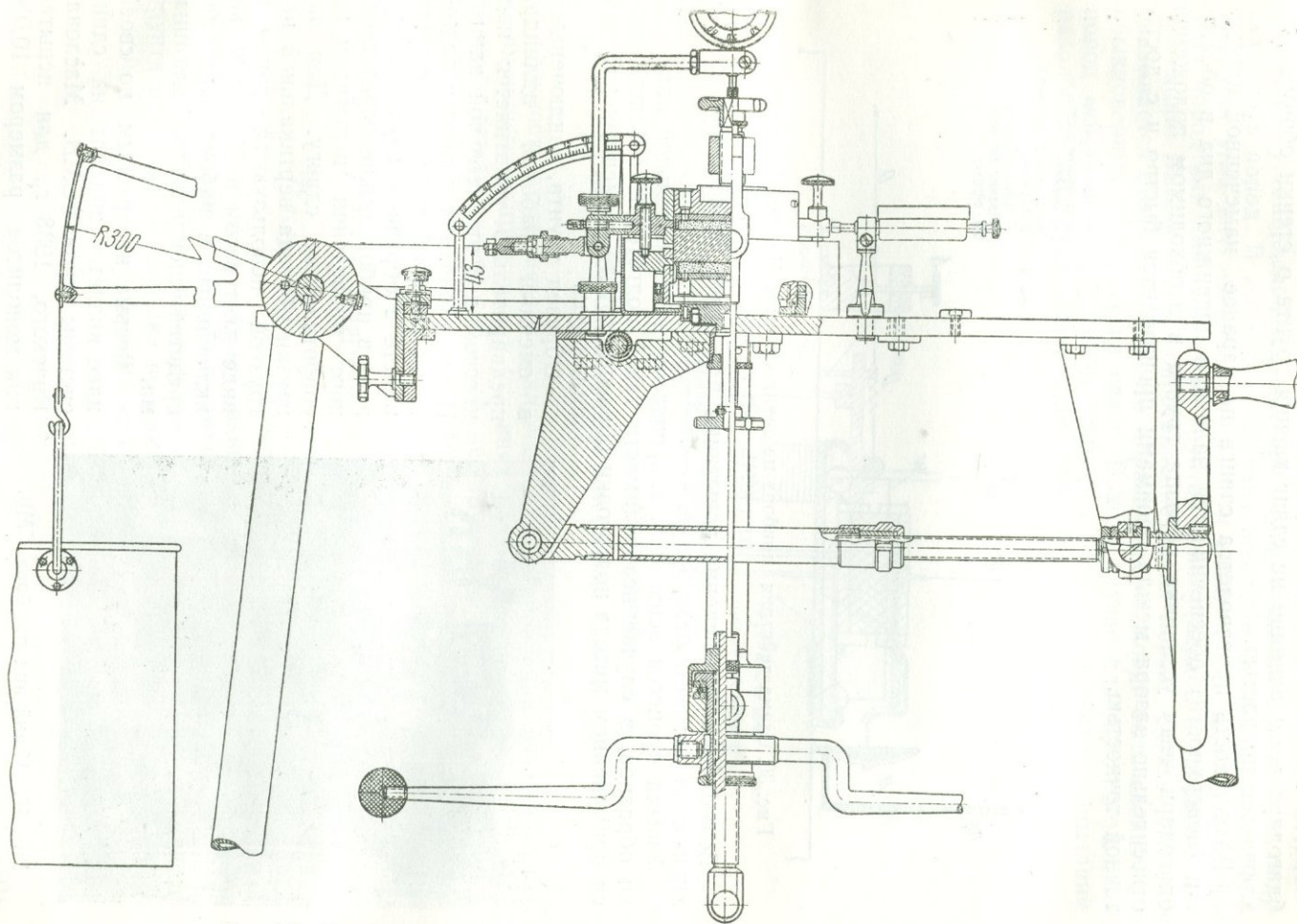


Рис. 35. Комбинированный прибор на сдвиг системы Н. Н. Маслова. Модель № 2 1946 г., в конструктивном оформлении Ю. Ю. Лурье. (Мосгидэп).

Полная передача нормального усилия на плоскость сдвига обеспечивается наличием щели (зазора) между верхней и нижней обоймами, благодаря чему влияние на сдвиг трения грунта о стенки обоймы исключается полностью.

Возможность производства сдвига по заранее намеченной плоскости (поверхности) обеспечивается наличием подвижного дна в обойме, благодаря чему установка образца грунта в необходимом положении относительно зазора между обоймами производится быстро и с достаточной точностью.

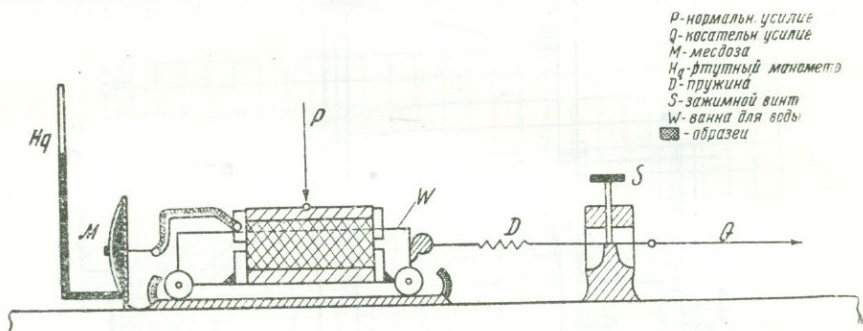


Рис. 36. Схема действия прибора на сдвиг системы Маслова-Враского, тип СМВ 1938 г.

Возможность проведения испытаний под водой обеспечивается наличием подъемного резервуара.

Увязка процесса испытания с процессом предварительной подготовки образцов, в случае необходимости такой подготовки, обеспечивается применением метода подготовки образцов грунта в сменных рабочих цилиндрах.

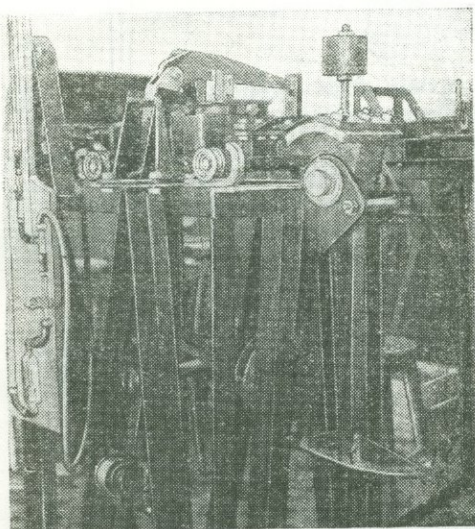


Рис. 37. Общий вид прибора СМВ.

Образец грунта, заключенный в сменный рабочий цилиндр, предварительно уплотняется под прессом подготовительной ванны. После окончания процесса подготовки сменный рабочий цилиндр вместе с образцом грунта поступает в прибор для непосредственного проведения испытания на сопротивление сдвигу. Для загрузки образца вертикальной нагрузкой используются грузы в виде плит весом в 20 или 40 кг, включаемые в работу при посредстве специального механизма.

Весьма интересным по своей идее является аппарат на сдвиг системы типа СМВ. Маслова-Враского, 1938 г., для испытания монолитов размером $10,0 \times 15,0 \times 7,0$ см.

Особенностью этого прибора является передача в нем сдвигающего усилия на специальную мессдозу, позволяющую непрерывно отсчитывать значения сдвигающей силы и в том числе при начале сдвига, дви-

жении и остановке. Схема прибора представлена на рис. 36, общий вид прибора — на рис. 37.

54. Об установлении показателей сопротивления сдвигу для полускалистых пород. В некоторых случаях возникает необходимость установления угла внутреннего трения φ и сцепления c для полускалистых пород или для глинистых грунтов в полутвердой и твердой консистенции. Вместе с тем, сопротивление таких пород сдвигу нередко оказывается столь высоким, что образцы их не могут быть сдвинуты в обыкновенных приборах на сдвиг. В этом случае для изотропных пород может быть с успехом применен метод трехосного испытания, разработанный грунтотехнической лабораторией ВНИИГ¹.

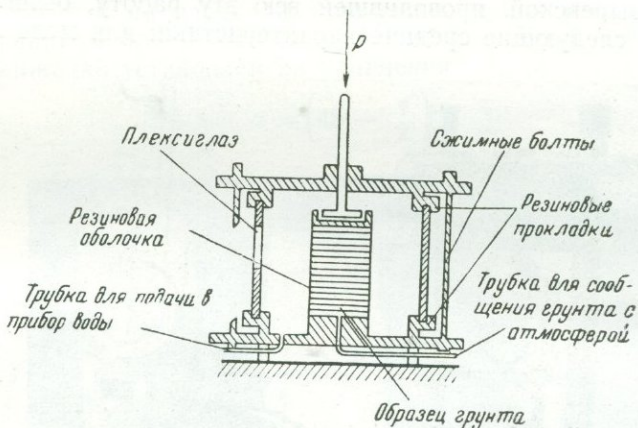


Рис. 38. Схема прибора конструкции Боткина.

Сущность этого метода заключается в установлении разрушающего сжимающего напряжения в условиях различного по значению равномерного всестороннего давления, действующего нормально к поверхности образца. Величины φ и c определяются экспериментально проведением двух опытов в разных условиях обжатия образца грунта. При этом используются выражения:

$$f^2 \sigma_1 \sigma_3 + fc(\sigma_1 + \sigma_2) + c^2 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2}{4}, \quad (27)$$

$$f^2 \sigma_3 \sigma_4 + fc(\sigma_3 + \sigma_4) + c^2 = \frac{(\sigma_3 + \sigma_4)^2}{4}, \quad (28)$$

где: $f = \operatorname{tg} \varphi$; σ_1 и σ_3 — разрушающее напряжение сжатия в первом и во втором опытах и σ_2 и σ_4 — величины радиальных напряжений при этих же опытах. При наличии достаточного сцепления или связности грунта радиальная нагрузка во втором испытании может отсутствовать. В этом случае $\sigma_4 = 0$ и система уравнений (27) и (28) приобретает вид:

$$f^2 \sigma_1 \sigma_2 + fc(\sigma_1 + \sigma_2) + c^2 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2}{4}; \quad (29)$$

$$fc \sigma_3 + c^2 = \frac{\sigma_3^2}{4}. \quad (30)$$

¹ Инж. Г. Б. Ялпу, «Определение строительных свойств грунтов», журнал «Гидротехническое строительство» № 2, 1936. Инж. Г. Б. Ялпу, сборник «Гидротехнические лаборатории НИИГ», 1931.

Для этих испытаний с большим успехом может быть использован прибор конструкции Боткина¹ (рис. 38). Вся система разбирается и приводится в одно целое при посредстве сжимных болтов, хорошо видных на рис. 39 общего вида установки. Образец породы цилиндрической формы одевается в резиновую рубашку и помещается в камеру прибора. Радиальная нагрузка обеспечивается соответствующим гидростатическим давлением при посредстве насоса. Весь опыт проводится на прессе, например, Амслера. Описываемый метод был с успехом использован лабораторией инженерной геологии ВНИИГ при изучении механических свойств мелов.

Т. Н. Пузыревской, проводившей всю эту работу, были установлены для мела следующие средние характеристики: для мела в сухом со-

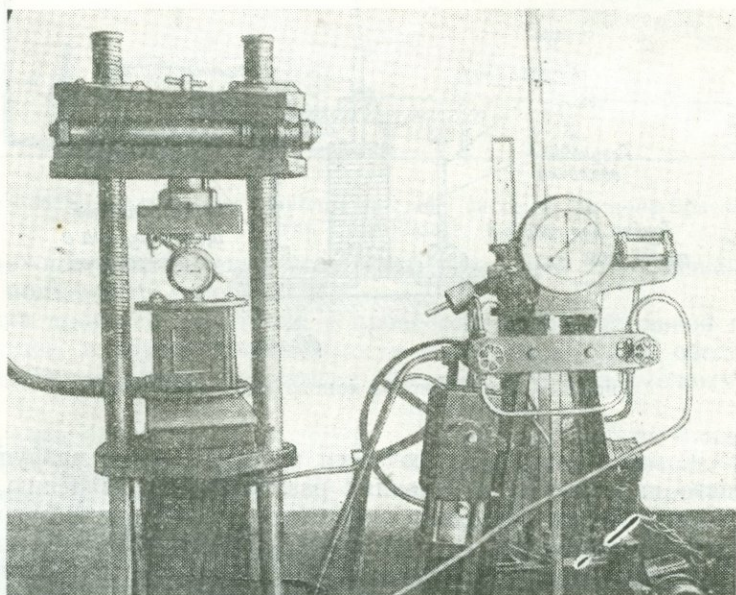


Рис. 39. Общий вид испытания.

стоянии ($w=1,0\%$) угол трения $\varphi_{\text{сух}}=26^{\circ}-32^{\circ}$ и сцепление $c_{\text{сух}}=5,50-7,25 \text{ кг/см}^2$; то же для водонасыщенного состояния ($w=31-33\%$); $\varphi_{\text{вод}}=0-20^{\circ}$ (в среднем $4^{\circ}30'$) и $c_{\text{вод}}=3,28-9,12 \text{ кг/см}^2$. В консолидированном под нагрузкой состоянии: $\varphi_{\text{к}}=23,0-28,0^{\circ}$ (в среднем $26,0^{\circ}$) и $c_{\text{к}}=3,74-4,45$ (в среднем $4,15$) кг/см^2 . Характер разрушения образцов иллюстрируется рис. 40.

55. Опыт на раздавливание. Сопротивление скалыванию скалистых и полускалистых пород (I и II класс), а в некоторых случаях и пород 1-й группы IV класса (глинистые гидронестойкие) устанавливается посредством испытания на раздавливание. Как известно:

$$\tau_{\text{макс}} = \frac{p_1 - p_2}{2},$$

где $\tau_{\text{макс}}$ — максимальное значение скалывающего напряжения;
 p_1 и p_2 — два главных напряжения.

¹А. И. Боткин, «О прочности сыпучих и хрупких материалов», Известия ВНИИГ, т. 26, 1940.

При опыте кубика на раздавливание $p_1 = p_{\text{разд}}$ и $p_2 = 0$. Приравнивая $\tau_{\text{макс}}$ сопротивлению породы скалыванию s''_w при некоторой влажности w , имеем $s''_w = \frac{p_{\text{разд}}}{2}$.

При проявлении в породе сил внутреннего трения фактическое значение s''_w несколько меньше. При $\varphi = 30^\circ$, величина

$$s''_w = \frac{p_{\text{разд}}}{2,3} \quad x$$

Таким образом:

$$s''_w \cong \frac{p_{\text{разд}}}{2} \quad (31)$$

При испытании на раздавливание глины кубик рекомендуется заменять цилиндром при $d = 10 \text{ см}$ и $h = 20 \text{ см}$. Угол трения φ может быть приблизительно установлен из уравнения

$$\alpha = \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (32)$$

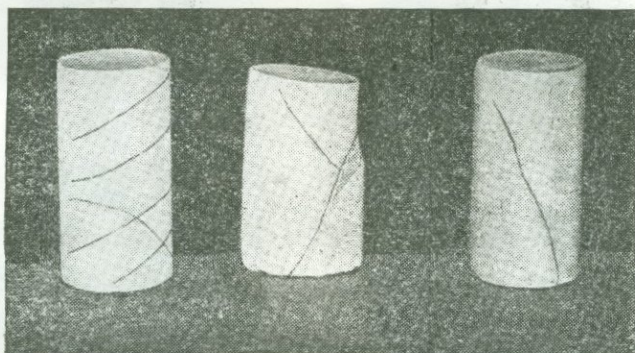


Рис. 40. Характер разрушения образцов мела в условиях трехосного опыта.

где α — угол наклона трещин растяжения на кубике к его оси (рис. 41). При проведении этого опыта степень влажности образца принимается в соответствии с реальной обстановкой работы грунта.

Общий вид установки иллюстрируется рис. 42.

56. Прибор для разрыва грунтов. В некоторых случаях возникает необходимость определения сопротивляемости грунтов на разрыв. Проведение этого опыта с разрывом в восьмерках оказывается неудовлетворительным ввиду крайне неравномерного распределения напряжений по сечению (по другим данным неравномерность достигает до 300%).

На рис. 43 изображен общий вид прибора для разрыва образцов грунта системы автора в конструкции М. П. Бальдыша. Здесь образец имеет плавные формы перехода к наименьшему сечению, обеспечивающие гораздо более благоприятную картину распределения напряжения по сечению. Обойма полностью разбирается. Образец вырезается по шаблону. При опыте зажимные винты ослабляются, и соединительная планка между верхней и нижней обоймами освобождается.

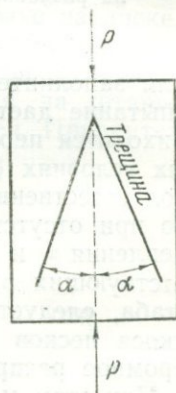


Рис. 41. Схема разрушения образца при раздавливании.

Сопротивление на разрыв глинистых грунтов резко падает с увеличением их увлажнения. Для количественной оценки явления приведем пример: плотный межморенный суглинок при $w=11,8\%$ оказал сопротивление разрыву $p_{\text{разр}}=1,31 \text{ кг/см}^2$ и соответственно при $w=14,8\%$, всего лишь $p_{\text{разр}}=0,27 \text{ кг/см}^2$.

57. Определение угла внутреннего трения сыпучих пород. Угол внутреннего трения для сыпучих пород типа песков может быть установлен посредством обычного проведения опыта на сдвижном приборе. Никакого предварительного выдерживания образца под нагрузкой не требуется. При наличии в породе крупных включений (например, гальки) в лабораториях приходится переходить к испытанию заполнителя.

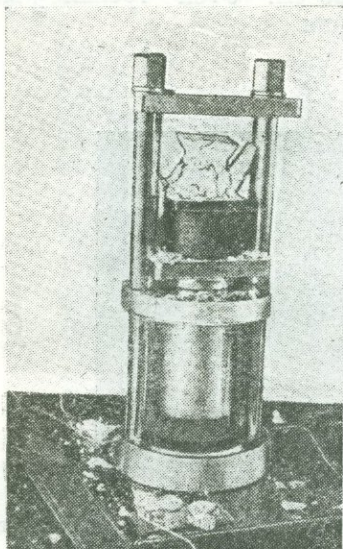


Рис. 42. Общий вид установки на раздавливание образцов.

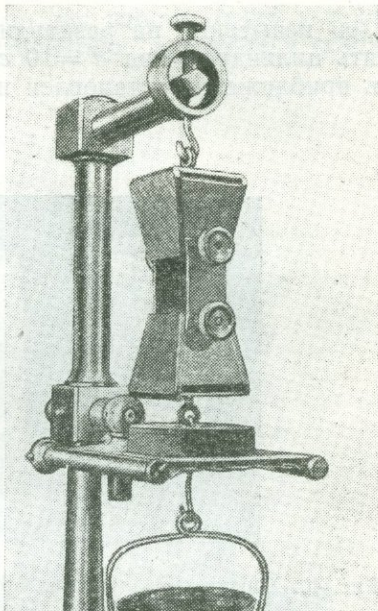


Рис. 43. Прибор для разрыва образцов системы Маслова в конструкции Бальдыша.

Если заполнитель по своему объему превышает объем пор, — такое испытание дает удовлетворительные результаты. В противном случае приходится переходить к замеру углов естественных откосов в природных условиях (в подводном или надводном состоянии), отождествляя угол естественного откоса α с углом внутреннего трения φ ($\alpha = \varphi$), на что при отсутствии сцепления мы имеем полное право. При наличии сцепления φ и c определяются для данного откоса посредством соответствующих расчетов. Переходя к полевым опытам большого масштаба, следует отметить, что способ определения угла естественного откоса песков в подводном состоянии «с наклоном банки», имеющий огромное распространение в лабораторной практике, грубо ошибочен.

При этом методе в зависимости от силы динамического воздействия при наклоне могут быть получены сколь угодно малые значения φ . Гидродинамический эффект при этом усиливается с уменьшением крупности песка. С уменьшением размера зерен понижается водопроводи-

мость породы и увеличивается затруднение в выходе воды. При отливе воды она увлекает за собой массу песка, и грунт практически расплывается. Все конструктивные улучшения прибора для этого опыта, как базирующегося на неверных физических предположениях, — по меньшей мере бесполезны.

На рис. 44 изображен прибор (в конструктивном оформлении Ю. Ю. Лурье) для определения углов φ для песков в рыхлом, плотном

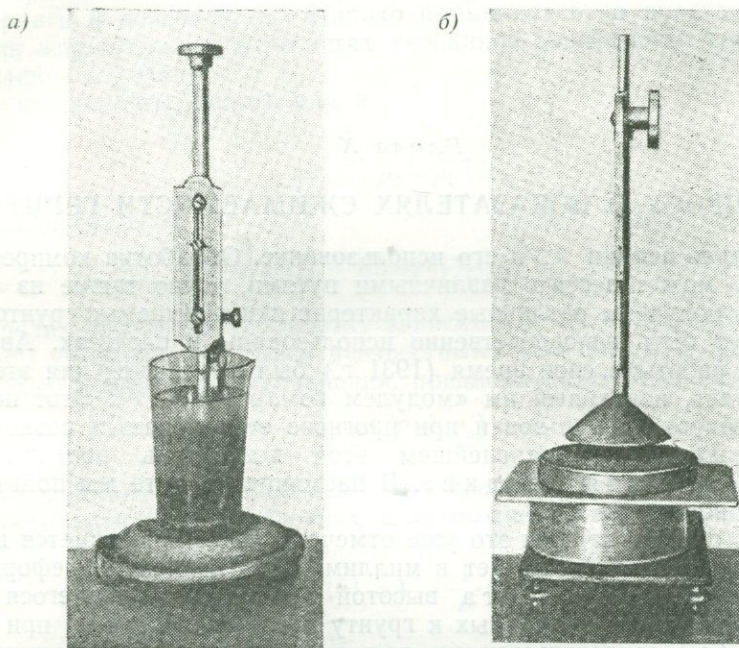


Рис. 44. Опыт на размокание—*а* и прибор для определения угла естественного откоса песков—*б*.

и подводном состоянии по методике, разработанной лабораторией Мосгидэпа под руководством автора. Сущность этой методики заключается в определении угла откоса песка, образующего конус на диске. Диск предварительно осыпается песком и затем поднимается, и в случае необходимости погружается в воду. Лишний песок при этом ссыпается. Об угле откоса судят по высоте конуса. Деления на штанге дают прямо углы $\alpha = \varphi$. Метод достаточно прост и изящен. Приоритет на данный метод принадлежит А. М. Васильеву.

К ВОПРОСУ О ПОКАЗАТЕЛЯХ СЖИМАЕМОСТИ ГРУНТА

58. Модуль осадки e_p и его использование. Обработка компрессионного опыта может вестись различными путями, точно также из опыта могут быть получены различные характеристики сжимаемых грунтов, которые могут быть непосредственно использованы в расчетах. Автором настоящей работы в свое время (1931 г.) был предложен для этой цели показатель, названный им «модулем компрессии» e_p . Этот показатель был широко использован при прогнозе осадок самых разнообразных сооружений. В дальнейшем этот показатель получил наименование «модуля осадки». В настоящей работе мы пользуемся этим термином.

Модуль осадки, как мы это уже отмечали выше, выражается в миллиметрах на метр и указывает в миллиметрах величину деформации сжатия столба грунта высотой в 1 метр, являющегося следствием изменения приложенных к грунту нагрузок. Индекс p при модуле осадки (e_p) свидетельствует о величине нагрузки p , под влиянием которой произошло сжатие грунта.

Таким образом, модуль осадки или соответственно модуль пучения (для характеристики разуплотнения грунта при уменьшении нагрузки) представляет собой относительную деформацию грунта под воздействием изменения приложенных к нему нормальных напряжений, выражаемую в промилях.

Большим достоинством данного показателя при использовании его в инженерно-геологической практике являются его наглядность, убедительность и простота.

В практике до сих пор очень большое распространение имеет выражение компрессионной кривой в виде зависимости коэффициента пористости e от нагрузки. Помимо того, что использование этого показателя гораздо менее наглядно и более сложно в расчетах, самое установление его так же сопряжено с рядом излишних промежуточных операций.

Модуль осадки e_p устанавливается непосредственно из опыта путем вычисления относительной деформации образца под нагрузкой

$$e_p = 1000 \frac{\Delta h}{h} \cdot \frac{m.m}{m}, \quad (33)$$

где: h — высота образца,

Δh — абсолютная деформация сжатия (пучения), устанавливаемая тем или иным путем непосредственно из опыта и вызванная изменением приложенной нагрузки на величину p .

Вместе с тем для установления зависимости $\varepsilon_p = f(p)$ необходимо знать начальный коэффициент пористости $\varepsilon_{n,0}$ и вычислять последующие посредством использования тем или иным образом найденных величин деформации образца под нагрузкой.

Характеристика сжимаемости грунта в виде зависимости коэффициента пористости от нагрузки $\varepsilon_p = f(p)$ была в свое время предложена К. Терцаги и долгое время широко применялась на практике.

Для использования в расчетах указанной зависимости требуется установление величин:

1) коэффициента уплотнения a

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1}, \quad (34)$$

2) константы A

$$A = \varepsilon_0 + ap = \varepsilon_1 + ap_1. \quad (35)$$

Фрелих производит обработку зависимости $\varepsilon_p = f(p)$ путем подбора по трем уравнениям с тремя неизвестными констант B , p_0 и c построением логарифмического уравнения, предложенного Терцаги в виде:

$$\varepsilon = -\frac{1}{B} \ln(p + p_0) + c. \quad (36)$$

Эти константы дают возможность Фрелиху представить модуль сжимаемости грунта E в условиях невозможности его бокового расширения

$$E = -\frac{dp}{de} = B \left[(1 + \varepsilon_0) - \frac{1}{B} \ln \left(\frac{p}{p_0} + 1 \right) \right] \cdot (p + p_0). \quad (37)$$

Уже самый поверхностный анализ описанных методов со всей убедительностью свидетельствует о наибольшей простоте установления показателя модуля осадки e_p , получающегося непосредственно из компрессионных испытаний без всяких дополнительных, достаточно сложных пересчетов. Кроме того, интересно отметить, что согласно исследованиям Г. А. Андреева погрешность в установлении величин коэффициента уплотнения может достигать до 400%.

Однако особенно убедительно выявляются преимущества рекомендуемого показателя из рассмотрения принципов использования всех описанных показателей при расчетах.

В качестве примера рассмотрим установленные величины сжатия элементарного слоя в условиях однородного напряженного состояния при предотвращенной возможности бокового расширения.

По Маслову величина сжатия λ в миллиметрах толщи грунта мощностью в h метров выражается формулой:

$$\lambda = e_{pz} \cdot h. \quad (38)$$

Здесь e_{pz} представляет собой модуль осадки как относительную деформацию по оси z , выраженную в промилях (миллиметры на метр) под действием нагрузки

$$p = p_{\text{кон}} - p_{\text{нач}}. \quad (39)$$

Модуль осадки e_{pz} находится предельно просто, непосредственно из компрессионной кривой, представленной в виде $e_{pz} = f(p)$ для любых разностей нагрузок.

Само собой разумеется, что во всех случаях при использовании этого метода нелинейность механической характеристики грунта полностью учитывается.

Определение осадки по приведенным выше формулам исключительно просто.

В самом деле, допустим для примера, что в описанных выше условиях постановки задачи требуется найти величину сжатия слоя породы мощностью в $h=0,5$ м при изменении нагрузки на пласт с 2 до 4 кг/см².

Первым этапом является установление по компрессионной кривой величины приращения модуля осадки при повышении напряжения с 2 до 4 кг/см². Допустим, что этому условию соответствует $e_{pz}=30$ мм/м.

В таком случае по приведенной выше формуле величина деформации сжатия

$$\lambda = 30 \times 0,5 = 15 \text{ мм.}$$

Для возможности сопоставления описанного метода с другими обратимся к методу использования величины a . В этом случае прибегаем к формуле:

$$\lambda = \frac{ah}{1+A} (p_2 - p_1). \quad (40)$$

Формула (40) после подстановки выражений a (34) и A (35) превращается в следующий вид:

$$\lambda = -\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} h \text{ мм.} \quad (41)$$

Согласно Н. М. Герсеванову¹ величиной $a \cdot p$ по сравнению с величиной $1 + \varepsilon$ (ввиду ее малости) пренебрегаем.

Вместе с тем, как это следует из выводов автора,

$$e_{pz} = 1000 \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1}. \quad (42)$$

Таким образом, подставляя выражение (42) в формулу (41) получаем $\lambda = e_{pz} h$ м, т. е. ту же формулу автора (38), полученную ранее непосредственно, без каких-либо окольных вычислений.

Для большей убедительности проследим еще раз путь вычисления осадки с использованием коэффициента уплотнения. Прежде всего под каждой ступенью нагрузок необходимо было установить величину относительной деформации e . При использовании метода модуля осадки эта операция исчерпывает все предварительные подготовительные вычисления. При применении коэффициента уплотнения a , необходимо также определить удельный вес скелета грунта и влажность образца в исходном состоянии. По этим данным определяется исходный коэффициент пористости образца ε_0 . Далее по формуле $\varepsilon = \varepsilon_0 - e(1 + \varepsilon_0)$ рассчитывают величины, необходимые для построения кривой $\varepsilon = f(p)$. По этой кривой для интересующих нас интервалов нагрузки вычисляют величины a и A . Найдя a и A , решают в численной форме уравнение

$\lambda = \frac{a \cdot h}{1+A} (p_2 - p_1)$, которое оказывается эквивалентным, и по смыслу задачи не может оказаться не эквивалентным известному уже выражению $\lambda = e_{pz} \cdot h$ мм.

Еще более сложные операции требуются при использовании модуля сжатия E , предложенного О. Фрелихом.

¹ Н. М. Герсеванов, «Основы динамики грунтовой массы», ОНТИ, 1937.

Относительная деформация e может быть в этом случае выражена как

$$e = \int_{p_1}^{p_2} -\frac{dp}{E} = \int_{p_1}^{p_2} \frac{dp}{B \left[1 + \varepsilon_0 - \frac{1}{B} \ln \left(\frac{p}{p_0} + 1 \right) \right] (p + p_0)}. \quad (43)$$

и снова для рассматриваемого случая осадка λ должна выражаться как $\lambda = eh$.

Таким образом, вместо того, чтобы модуль осадки e_p получать непосредственно из компрессионной кривой, по методу Фрелиха пришлось бы прежде всего найти величины модуля сжатия E способом, изложенным выше, причем этот способ весьма громоздок и лишен какой бы то ни было наглядности.

Из приведенных выше примеров нам представляются вполне очевидными и все преимущества использования при расчетах величины модуля осадки (пучение) e_{pz} в силу чего только он и рекомендуется в настоящей работе.

Очень часто компрессионные кривые изображаются в виде зависимости коэффициента пористости ε от нагрузки p ($\varepsilon = f_1(p)$). Переход от кривых последнего вида к кривым вида $e_p = f_2(p)$ осуществляется по формуле (42).

Пример. На рис. 45 даны компрессионные кривые вида $\varepsilon = f_1(p)$. Требуется найти e_5 , т. е. модуль осадки для нагрузки $p = 5 \text{ кг/см}^2$ (точка А). Согласно верхней кривой $\varepsilon_0 = 0,464$ и $\varepsilon_5 = 0,449$, тогда:

$$e_5 = 1000 \frac{0,464 - 0,449}{1,464} = 10 \text{ мм/м.}$$

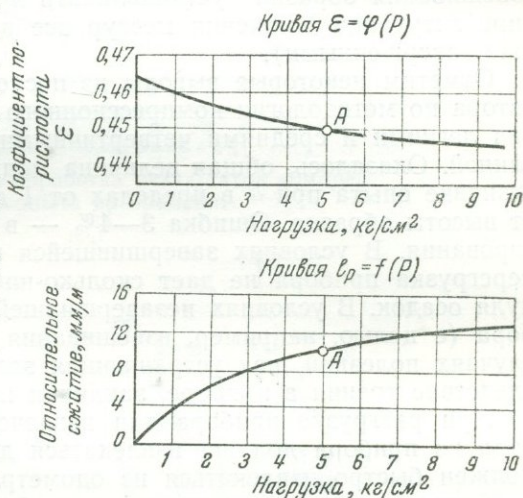


Рис. 45. Компрессионные кривые в изображении через коэффициент пористости ε и через модуль осадки e_p .

59. О компрессионном испытании водонасыщенных грунтов. К этой категории грунтов мы относим все грунты, лежащие ниже уровня грунтовых вод, и грунты, лежащие выше этого уровня, с коэффициентом насыщения $G > 0,95$ (в пределах точности его определения $G \approx 1,0$).

Не останавливаясь на анализе хорошо известных выводов автора о необходимой методике компрессионных испытаний («Инженерная геология», 1941; журнал «Гидротехническое строительство» № 2, 1938; материалы Всесоюзной конференции по грунтам, 1940) отметим лишь, что весь последующий опыт автора со всей определенностью подтвердил его прежние выводы о необходимости:

1. полностью избегать испытаний подсушенных образцов;
2. предварительно обжимать образцы в компрессионном приборе под нагрузкой, эквивалентной природной $p_{np} = \gamma h$, с учетом взвешивания;
3. недопущения воды к образцу грунта при нагрузках меньших p_{np} ;

4. опыты проводить по «весу». Модуль осадки устанавливается при этом по формуле:

$$e_p = 1000 \times \frac{\Delta \cdot q}{h \cdot s} \quad (44)$$

Здесь Δq — вес в граммах вытесненной воды; h — высота образца в см; s — площадь сечения образца в см².

Пример: при $h = 1,0$ см, $s = 40,0$ см² будем иметь

$$e_p = 25 \Delta q. \quad (45)$$

5. Процесс завершения компрессии под данной нагрузкой и срок взвешивания образца устанавливать при этом по показаниям мессур (при затухании движения мессур все виды деформации оказываются уже завершёнными).

Отметим некоторые выводы из последних экспериментальных работ автора по методологии компрессионного опыта. Опыты эти проводились над легкими и средними четвертичными суглинками и кембрийской глиной. Оказалось, общая величина модуля осадки при правильной постановке опыта при h в пределах от 1 до 5 см практически не зависит от высоты образца. Ошибка 3—4% — в пределах точности экспериментирования. В условиях завершившейся компрессии даже многократная перегрузка прибора не дает сколько-нибудь заметного увеличения модуля осадок. В условиях незавершившейся компрессии перегрузка прибора (с целью, например, взвешивания образца) является во многих случаях полезной, как устраняющая задержку в осадке образца, как следствие трения в приборе, заклинки поршня и т. д.

При разгрузке прибора для извлечения образца для взвешивания вода из прибора должна извлекаться до разгрузки, а сам образец должен быстро извлекаться из одометра во избежание его пучения.

Современные компрессионные приборы позволяют производить всю операцию по извлечению образца в течение 5—10 секунд. При задержке этой операции более чем на 3 минуты возможны ощутительные погрешности. Проверка «весовой» методики ртутным методом «по объему» указала всю значимость весового метода по сравнению с «высотным» (с измерением по мессурам). Интересно отметить, что высотный метод для этих же испытаний давал ошибку на 200—300%.

Только при весовой методике возможно проведение тонких опытов.

60. Об учете при компрессии фактора времени. Весьма важной частью компрессионного испытания является изучение скорости протекания обжатия грунта под нагрузкой. Функциональная зависимость модуля осадки e_p от времени оказывается существенно необходимой при прогнозах осадки во времени или при испытании образцов различной высоты для расчетов устойчивости грунтов в условиях их недоуплотнения. В последнем случае определяется показатель консолидации.

Расчеты по оценке степени устойчивости масс грунта в любой стадии его обжатия под нагрузкой требуют установления зависимости для данной нагрузки влажности от времени (длительности) обжатия образца. В том случае, когда опыт в компрессионном приборе производится «весовой» методикой, влажность w_t на некоторый момент времени t нахождения образца под нагрузкой определяется выражением:

$$w_t = w_0 - 100 \frac{(Q_0 - Q_t) \left(1 + \frac{w_0}{100}\right)}{Q_0} \quad (46)$$

Здесь: w_0 — влажность породы к началу опыта в %; Q_0 — вес образца с кольцом перед опытом в граммах; Q_t — тот же вес на момент време-

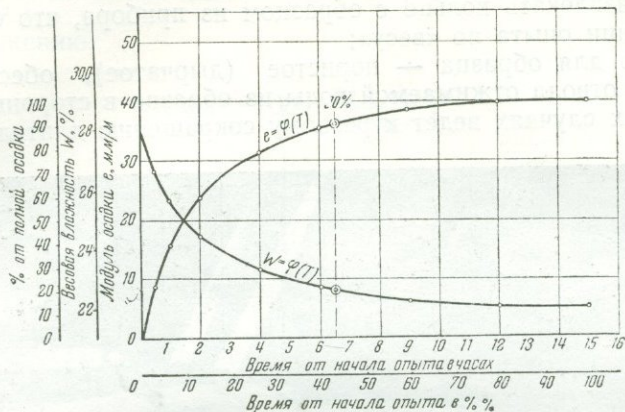


Рис. 46. Графическая обработка результатов компрессионного опыта во времени.

ни t после некоторого обжатия под нагрузкой p . Графическая обработка материалов опыта производится в соответствии с рис. 46.

При этих операциях возникают неизбежные трудности с установлением времени полного обжатия образца; в силу этого проще и определенной считается с некоторой долей этого обжатия, например, в 90%.

61. Модель компрессионного аппарата. На рис. 47 и 48 изображена схема прибора типа БМ 1939 г. (авторы Маслов и Бальдыш) и общий вид установки. Несмотря на большой срок, протекавший со времени изготовления первого экземпляра прибора по данной модели, автор в сопоставлении со многими другими моделями компрессионных приборов, с которыми он работал за этот период, все же позволяет себе его рекомендовать и сейчас, как наиболее отвечающий требованиям лабораторной практики. Особенностями конструкции данного прибора являются:

1) коническая форма поршня, обеспечивающая почти линейное соприкосновение поршня с цилиндром (отсутствие возможности зажатия поршня во время опыта при его перекосе);

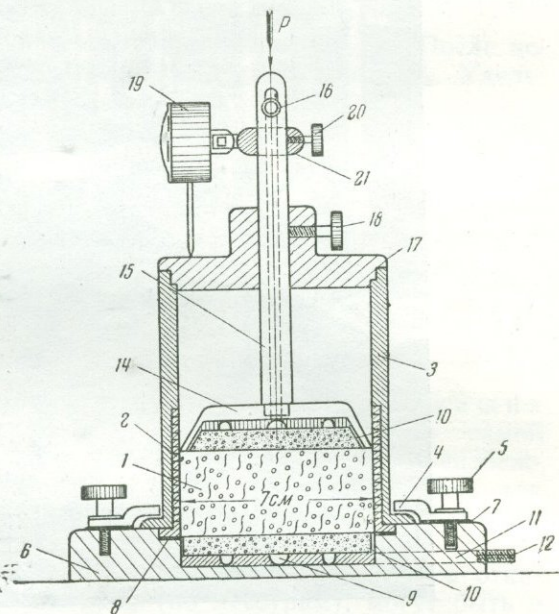


Рис. 47. Компрессионный прибор типа БМ, 1939 г.:

1 — монолит породы; 2 — кольцо (дырчатое); 3 — цилиндр; 4 — завертка; 5 — зажимной винт; 6 — поддон; 7 — шайба резиновая; 8 — гнездо; 9 — пазы кольцевые; 10 — пористые камни; 11 — канал для отвода воды; 12 — ниппель; 13 — кольцо резиновое; 14 — поршень; 15 — шток направляющий; 16 — ниппель; 17 — муфта направляющая; 18 — винт упорный; 19 — мессура; 20 — винт зажимной; 21 — кольцо для установки мессур.

2) особое сопряжение кольца с цилиндром и поддоном, позволяющее быстро извлекать кольцо с образцом из прибора, что очень важно при проведении опыта по «весу»;

3) кольцо для образца — пористое (дырчатое), обеспечивающее возможность отвода отжимаемой воды из образца в стороны. Это условие во многих случаях ведет к резкому сокращению длительности опы-

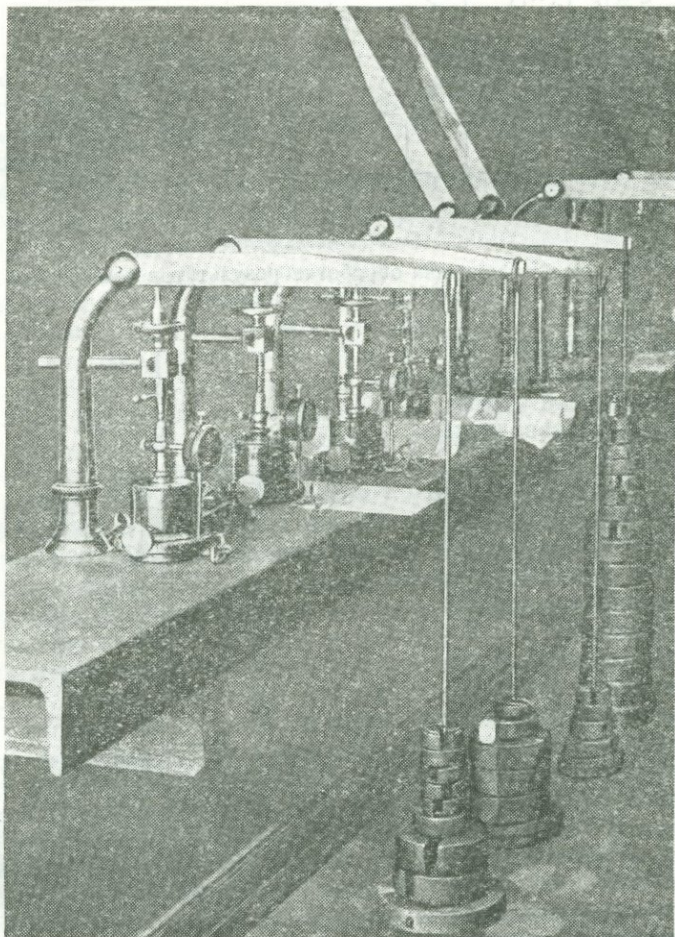


Рис. 48. Общий вид установки приборов типа БМ.

та и оказывается необходимым при определении показателя консолидации n ;

4) рычажная система проста и удобна в работе;

5) индикатор-мессура работает на сжатие, чем исключаются нередкие ошибки измерения (тугой ход штифта).

62. Опыт на компрессию для воздухосодержащих грунтов. При испытании на компрессию образцов, взятых выше уровня грунтовых вод, при коэффициенте насыщения $G < 1,0$ (кора высыхания) весовая методика оказывается неприемлемой. В этом случае надлежит переходить к методике «по пористости», разработанной автором в первую очередь применительно к лёссам и лёссовидным грунтам. Сущность этой мето-

дики заключается в установлении модуля осадки (или просадки или пучения) по пористости грунта n_0 (т. е. природной) и конечной (после обжатия) — n_1 .

По выражению:

$$e_p = 1000 \frac{n_0 - n_1}{1 - n_1}. \quad (47)$$

Пористости n_0 и n_1 определяются при этом через объемный вес γ_w , удельный вес γ_0 , начальную w_0 и конечную влажности по выражению:

$$n = \frac{\gamma_0 - \gamma_c}{\gamma_0}, \quad (48)$$

где

$$\gamma_c = \frac{\gamma_w}{1 + w}.$$

Уравнение (47) выводится с определением модуля осадки за счет сокращения общего объема пор в грунте под нагрузкой при сохранении постоянного объема твердой фазы (скелета γ_c).

Пример: Начальная пористость установлена $n_0 = 0,486$. После испытания под нагрузкой в $3,0 \text{ кг/см}^2$ $\gamma_w = 1,70 \text{ т/м}^3$; $w_1 = 15\%$. Удельный вес $\gamma_0 = 2,70$. Найдем модуль осадки e_3

$$\gamma_c = \frac{1,70}{1 + 0,15} = 1,47 \text{ т/м}^3,$$

$$n_1 = \frac{2,70 - 1,47}{2,70} = 0,456,$$

$$e_3 = 1000 \frac{0,486 - 0,456}{1 - 0,456} = 54,0 \text{ мм/м}.$$

Показатели γ_w и w определяются обычным путем.

Установление модуля осадки e_p для воздуходержащих грунтов через пористость образца до и после испытания по самой структуре расчетной формулы для определения e_p связано с неизбежными погрешностями и вызывает необходимость использования для опытов в строгом виде нескольких образцов по числу ступеней нагрузки.

Все погрешности и неудобства, связанные с необходимостью отказываться от высотного метода испытания (по мессурам), могут быть в значительной мере смягчены при проведении опыта на высоких образцах. Такие опыты требуют специальных приборов и для соблюдения необходимого соотношения высоты образца к его диаметру (фактор трения) весьма значительных сечений образца. Испытание больших монолитов может исключительно резко увеличивать длительность опыта. В пресечении всех этих неблагоприятных явлений опыт может проводиться в приборе с боковым обжатием, например Боткина (см. выше), или в виде, представленном на рис. 49.

На образец любой высоты одевается целый набор тонких колец. Между кольцами оставляются очень узкие промежутки, сообразуясь со сжимаемостью породы. Образец в таком виде ставится под нагрузку. В данном случае отсутствует вовсе кольцо и неизбежно связанное с ним трение по боковой поверхности и обеспечивается более быстрый и

простой отвод отжимаемой воды в стороны. Образец заряжается в систему колец без промежутков, как в одно сплошное кольцо. Промежутки образуются уже далее, приподнимая одно кольцо за другим путем поворота шпателя, лопатки и т. д.

63. Об установлении характеристик для прогноза по пучению замачиваемых сухих глинистых грунтов. Опыты по определению способности испытываемых грунтов к пучению наиболее показательным образом могут быть проведены следующим образом. Образец породы — в виде кубика с ребром в несколько см (3—7 см) — увлажняется в гидраторе (в эксикаторах с водой) парами воды. Приращение объема образца за счет его разуплотнения устанавливается двукратным погружением образца в ртуть (до и после увлажнения). Интенсивность

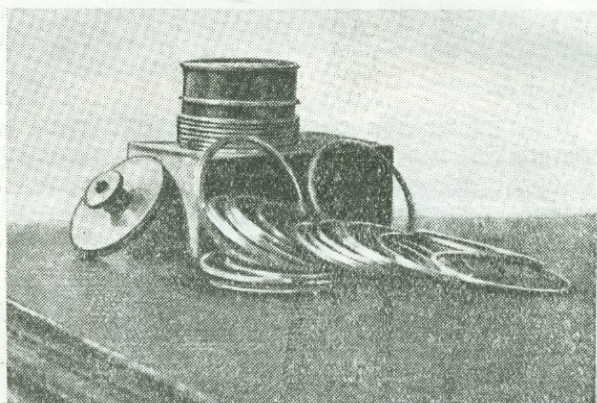


Рис. 49. Метод колец при обжати высоких образцов.

процесса увлажнения во времени устанавливается многократным взвешиванием образца. Для удобства извлечения из гидратора образец обвязывается тонкой проволокой.

Определение модуля пучения в условиях воздействия на породу той или иной нагрузки проводится на компрессионном приборе по методам, зависящим от степени водонасыщенности породы G , подавая в прибор воду уже после приложения нагрузки. Обращаем лишь внимание на тот факт, что модуль пучения может устанавливаться по одному образцу лишь для одной нагрузки. Приложение к тому же образцу дальнейших нагрузок будет соответствовать случаю последующего сжатия под новыми нагрузками породы, уже ранее претерпевшей разуплотнение. Результаты компрессионного опыта обрабатываются по рис. 50. Здесь модуль пучения $+e_p$ выражается в зависимости от нагрузки p , при которой производится замачивание породы, и от влажности породы w (до опыта).

64. Коэффициент бокового давления. Коэффициент Пуассона и оператор M . Для прогноза осадки и деформаций сооружения по точным формулам необходимо знать: а) коэффициент Пуассона σ , б) оператор M . Оператор M определяется выражением:

$$M = \frac{1 - \sigma}{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)} \quad (49)$$

Таким образом и оператор M оказывается зависящим от σ .
 Непосредственное определение σ для грунтов оказывается затруднительным. Проще σ определяется через коэффициент бокового давления ξ посредством выражения:

$$\sigma = \frac{\xi}{1 + \xi} \quad (50)$$

Для жидкости, как несжимаемого тела, по закону гидростатики $\xi = 1,0$.

Тогда $\sigma = 0,50$.

Коэффициент ξ определяется аппаратом на «боковое давление».

Образец породы в виде куба окружался жесткими квадратными пластинками, помещался в раму (рис. 51) и подвергался давлению (загрузочный аппарат на рис. не изображен).

Под нагрузкой p_z образец стремился расширяться, однако пружины ему в этом препятствовали. По мере увеличения нагрузок пружины подтягивались винтом А. Зная величину деформации пружин и имея их тарировку, нетрудно было найти боковое давление p_x и ξ через

$$\xi = \frac{p_x}{p_z} \quad (51)$$

При отсутствии аппарата на боковое давление ξ определяется по выражению

$$\xi = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\psi_p}{2} \right) \quad (52)$$

Здесь ψ_p — угол сопротивления сдвигу, $\psi_p = \operatorname{arctg} F_p$.

Ниже приводится таблица 4 значений ξ , σ и M для глин различного состава и состояния, определенных как средние из многочисленных опытов.

Таблица 4

Коэффициент бокового давления ξ , коэффициент Пуассона σ и оператор M для различных грунтов

Наименование грунта	ξ	σ	M
Твердые глины	0,11—0,25	0,10—0,20	1,02—1,11
Плотные глины	0,33—0,45	0,25—0,30	1,20—1,25
Суглинки	0,49—0,59	0,33—0,37	1,47—1,76
Пластичные глины	0,61—0,82	0,38—0,45	1,86—3,80

65. О модуле сжатия E_p . В некоторых случаях представляется целесообразным характеризовать сжимаемость породы через модуль сжатия или модуль общей деформации E_p , рассматривая его как некоторый аналог модуля упругости — модуля Юнга E . Напомним, что модуль E связан с напряжением p и относительной деформацией e выражением:

$$E \cdot e = p \quad \text{или} \quad E = \frac{p}{e}$$

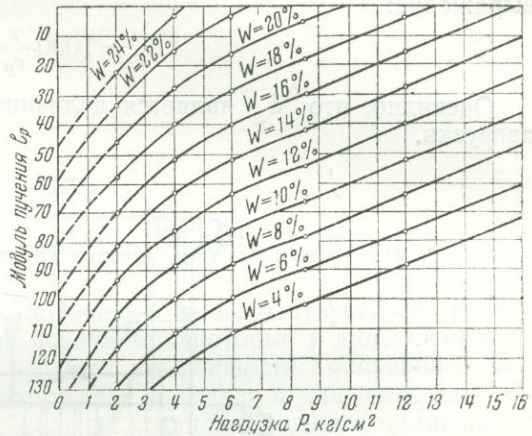


Рис. 50. График зависимости модуля пучения $+e_p$ от нагрузки p и влажности w .

Выражая показатель сжимаемости через модуль осадки e_p , определяемый по компрессионному опыту в условиях невозможности бокового расширения, получаем для установления модуля сжатия E_p выражение:

$$E_p = 1000 \frac{p}{e_p}. \quad (53)$$

Очевидно, что E_p является величиной переменной и зависящей от нагрузки.

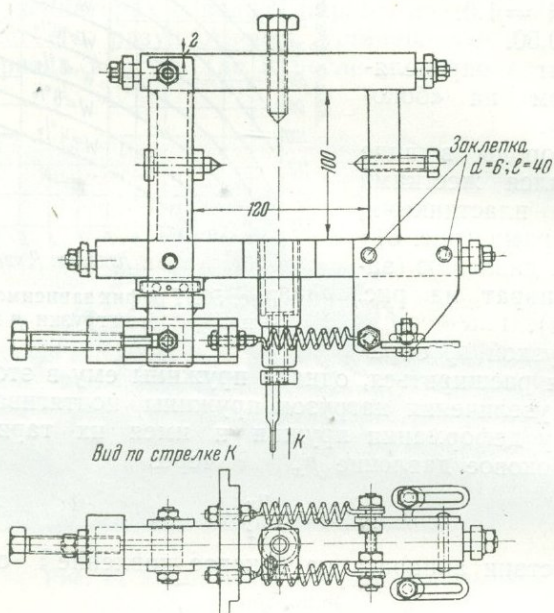


Рис. 51. Прибор для определения коэффициента бокового давления.

Величина модуля сжатия в условиях возможности свободного бокового расширения E_p^0 связывается с E_p выражением:

$$E_p^0 = \frac{(1 + \sigma) \cdot (1 - 2\sigma)}{1 - \sigma} \cdot E_p, \quad (54)$$

или

$$E_p^0 = \frac{1}{M} \cdot E_p, \quad (55)$$

где: σ — коэффициент Пуассона, M — оператор.

УСТАНОВЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК

66. Общее положение. Из изложенного выше явствует, что расчетные показатели грунтов, т. е. те показатели, которые в дальнейшем будут использованы для оценки несущей способности оснований, для оценки степени устойчивости сооружения на сдвиг и для прогнозов осадок и деформаций сооружений, должны устанавливаться с надлежащей осторожностью. Однако чрезмерная осторожность часто приводит к неоправданному занижению расчетных показателей, которое влечет за собою нередко резкое усложнение конструкции сооружений, утяжеление их и, как следствие этого, неоправданные удлинения сроков строительства и его удорожание.

В соответствии с современными требованиями необходимо:

- а) устанавливать расчетные характеристики в зависимости не только от состава, но равным образом и от состояния изучаемых грунтов,— в первую очередь в зависимости от плотности породы;
- б) подробным образом изучать толщу с точки зрения ее однородности и разнородности (генезис, фация и диагенез).
- в) установить возможность использования данных по испытанию монолитов для характеристики каждого литологического горизонта в целом;
- г) установить расчетные показатели применительно к составу и строению всей толщи в целом на основе данных испытания обычно небольшого числа опробованных монолитов.

67. Об использовании коэффициента сопротивления сдвига F_p и угла сопротивления сдвигу ψ_p . Расчленение общего сопротивления породы сдвигу, удобное по своей общей принятости, на силы действующего в ней внутреннего трения $p \operatorname{tg} \varphi$, связности Σ_{ω} и структурного сцепления c или даже просто сцепления c , оказывается, как мы это уже знаем, не во всех случаях возможным и, в первую очередь, при наличии криволинейного характера зависимости сопротивления сдвигу от нагрузки.

Однако мало этого, как показывает исследование Г. А. Андреева (см. его работу «Оценка точности лабораторных определений». Сборник Гипроречтранса «За социалистический обмен опытом»), установление φ и c даже при всей тщательности опыта неизбежно связано (за счет расчетных операций) с большими погрешностями. Для $f = \operatorname{tg} \varphi$ погрешность доходит до 35% и для c до 120%. В то же время коэффициент сопротивления сдвигу и угол сопротивления сдвигу практически свободны от этих погрешностей. Кроме того, нередко сцепление в породе падает при одновременном увеличении (за счет повышения песчаности грунта) угла трения.

Было бы неразумно при установлении, например, показателей сопротивления сдвигу по взвешенному минимуму принимать в этом случае наиболее низкие значения одновременно и для φ и для c . Ясно, что в этих условиях нередко оказывается более выгодным не производить расчленения общего сопротивления породы сдвигу и использовать в расчетах значение F_p и ψ_p , устанавливаемых непосредственно из опыта. Очевидно, что во всех необходимых случаях эти показатели ставятся в зависимость от плотности-влажности породы.

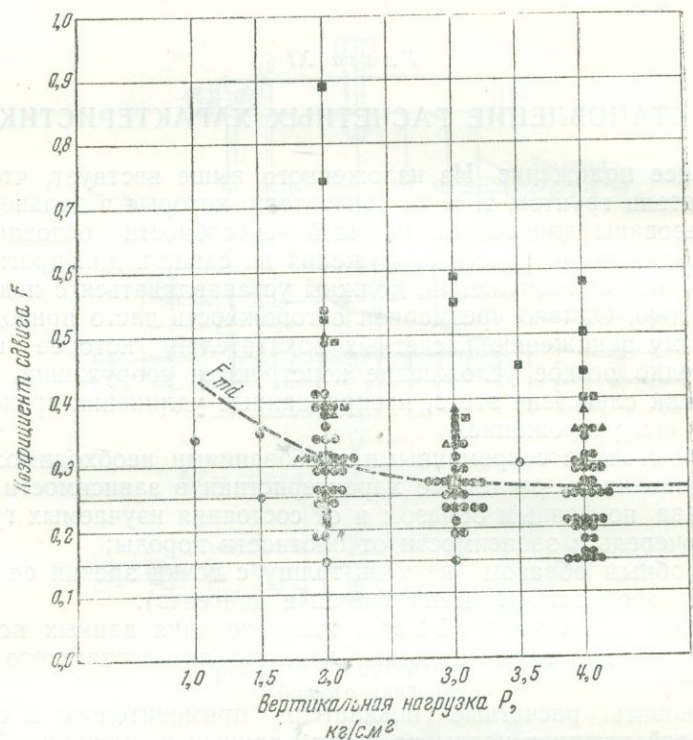


Рис. 52. Коэффициенты сдвига различных девонских глин (по наибольшей сдвигающей силе) при разных вертикальных нагрузках.

Однако нередко применительно к трафаретным методам расчета оказывается все же желательным устанавливать значения φ и c по возможности более точным образом. Для этой цели может быть использован следующий прием (рис. 52). Здесь по точкам применительно к указанной выше обработке нанесена линия зависимости коэффициента сопротивления сдвига F_p от нагрузки p для средних значений опыта по медиане, т. е. F_{md} . Требуется найти значение φ и c , соответствующее этой зависимости. Вспомним, что $F_p = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{p}$. Составляем два уравнения для нахождения этих двух неизвестных при нагрузках $p = 2,0 \text{ кг/см}^2$ и нагрузке $p = 4,0 \text{ кг/см}^2$. Находим из графика значения $F_2 = 0,31$ и $F_4 = 0,26$, имеем:

$$\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{2,0} = 0,31,$$

$$\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{4,0} = 0,26.$$

Решая эти уравнения, находим значения: $\varphi = 12^\circ$; $\text{tg } \varphi = 0,21$ и $c = 0,20 \text{ кг/см}^2$.

Очевидно, что такие же построения и расчеты могут быть выполнены для установления значений φ и c по квартилям и минимально взвешенных.

68. Анализ фактора разбросанности показателей. При большой разбросанности тех или иных показателей первого класса, например, коэффициента сопротивления сдвигу F_p по рис. 52, возникает большое затруднение при установлении их расчетных значений. В самом деле, при установлении их по низшим пределам мы неизбежно во многих случаях будем занижать расчетные показатели. Использование же

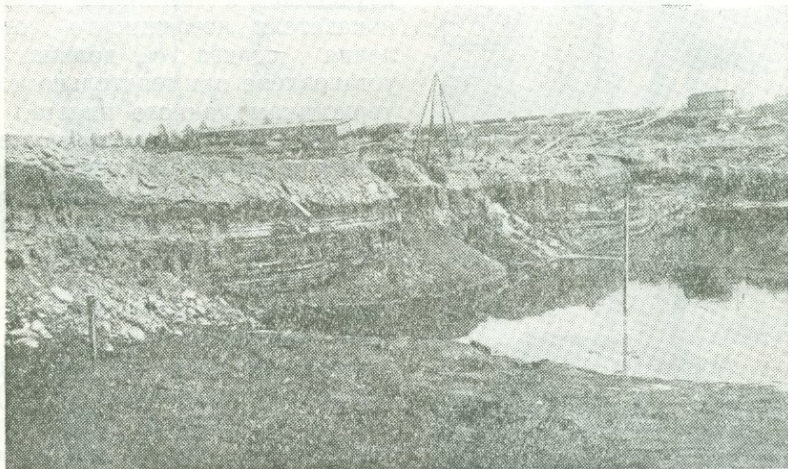


Рис. 53. Пестроцветная толща девона.

средних значений при определенных обстоятельствах может оказаться неоправданным и может повести к аварийным последствиям. Последнее обстоятельство может оказаться особенно существенным при установлении расчетных показателей сопротивления сдвигу для оценки степени общей устойчивости сооружения на сдвиг по схеме «плоского сдвига». Этот вывод является следствием того условия, что при горизонтальном или близком к нему напластовании грунтов в основании сооружения сдвиг произойдет по наиболее слабому пласту или прослойке. На рис. 53 приведен разрез пестроцветной толщи девона, с подобным строением.

Осереднение в данном случае оказывается возможным лишь применительно к показателям данного пласта. Осереднение же по толще оказывается допустимым лишь при слоистом строении основания с простираем пластов, направленным вкрест к линии действия сдвигающего усилия. Пласт с наименьшей способностью к сопротивлению сдвигу устанавливается обычно применительно к данным опытов на сдвиг для тех или иных визуально различных по литологическим особенностям разностей. Бывает, однако, и иначе: порода кажется на глаз исключительно однородной, зоны же пониженного сопротивления в опыте обнаруживаются с удивительной четкостью. Для таких случаев может оказаться полезным «метод прошивания» керна породы

(см. рис. 54), разработанный автором. Для этой цели используется «игла Вика» в перевернутом виде. Образец миллиметр за миллиметром «прощупывается» этой иглой. В слабых прослойках игла погружается в грунт более глубоко, в более прочных — менее. Данные эти наносятся на сводную колонку (рис. 55). При отсутствии же таких условий и достаточно однообразном строении толщи приходится особенно выделять такие горизонты уже по опытам на сдвиг. Здесь может

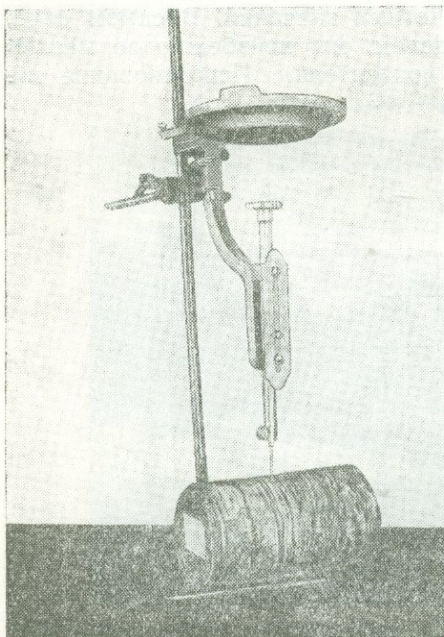


Рис. 54. Метод «прошивания» для нахождения слабых прослоек.

оказаться полезным график (рис. 56). Очевидно, что по данному примеру наиболее опасным оказывается комплексный пласт ν . Он и должен быть подвергнут особо тщательному изучению, и величина расчетного показателя коэффициента сопротивления сдвига F_p должна быть установлена применительно к характеристикам данного пласта.

Таким же серьезным может оказаться и второй фактор: возможно недоучета длительности опыта и, следовательно, разной плотности образцов к моменту сдвига.

С этой точки зрения во всех сомнительных случаях все результаты опытов должны быть проанализированы хотя бы посредством построения графика (рис. 57). Анализ этого графика приводит нас к заключению, что в данном случае сопротивление сдвигу породы даже падает с увеличением длительности опыта и что в этом случае объяснение разбросанности опытных точек необходимо искать в природных условиях накопления осадков.

69. Об использовании в расчетах сцепления. Мы не видим никаких оснований для отказа от использования в расчетах по оценке степени устойчивости толщ породы, например, в основании сооружений или в откосах, сил сцепления.

Такое решение оказывается тем более оправданным, что во многих случаях применительно к ясно выраженным глинистым породам угол трения, как это следует из наших исследований, оказывается равным или близким к нулю. Очевидно, что в этом случае сопротивление породы сдвигу определяется исключительно силами связности и структурного сцепления, т. е. общего сцепления породы c_w .

Однако естественно, что учет сцепления во всех случаях должен проводиться в соответствии с реальными условиями возведения объекта и, в первую очередь, в соответствии с плотностью пород, подвергнутых испытанию, реальными условиями их увлажнения в период эксплуатации сооружения (например, затопливание ранее сухих горизонтов).

Ясно также, что здесь должны быть учтены и следующие моменты. Сцепление пород, в особенности более жестких, может быть в сильнейшей степени нарушено их трещиноватостью. Однако при оцен-

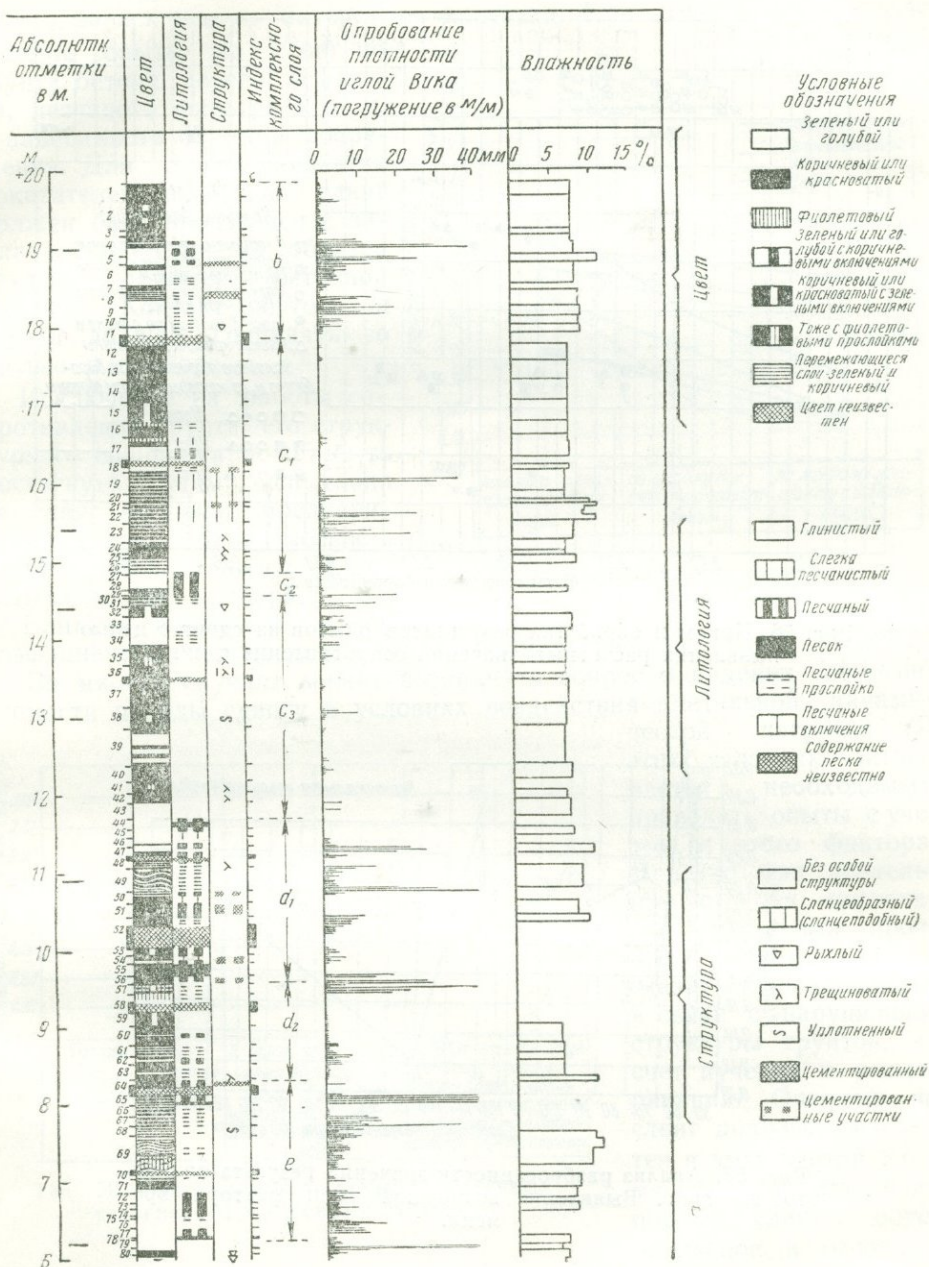


Рис. 55. Обработка результатов опыта на «прошивание» (прощупывание) кернов игой Вика.

ке этого фактора с точки зрения учета сцепления при расчетах никогда нельзя выпускать из внимания относительного направления и положения возможных поверхностей скольжения толщи и самих тре-

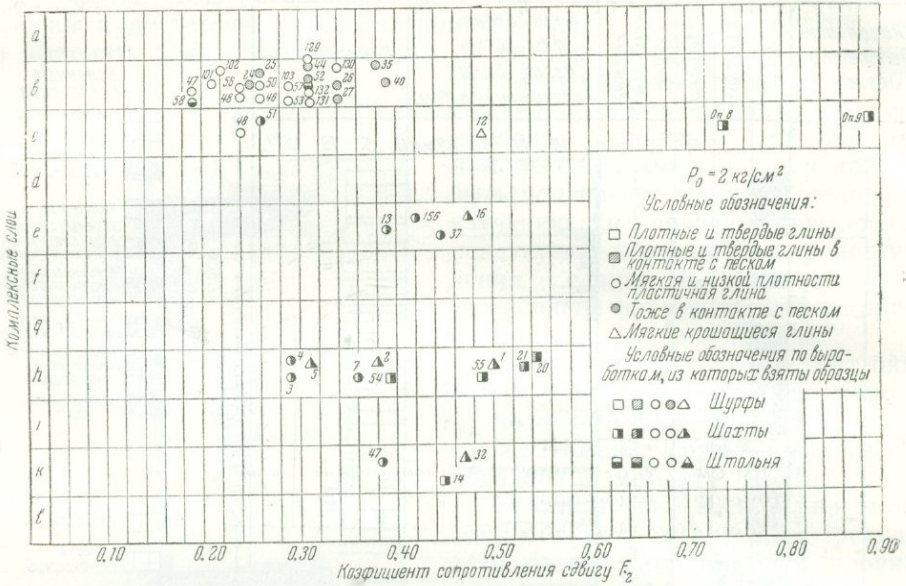


Рис. 56. Прием и обработка результатов опытов на сдвиг с целью выявления расчетных значений сопротивления сдвигу.

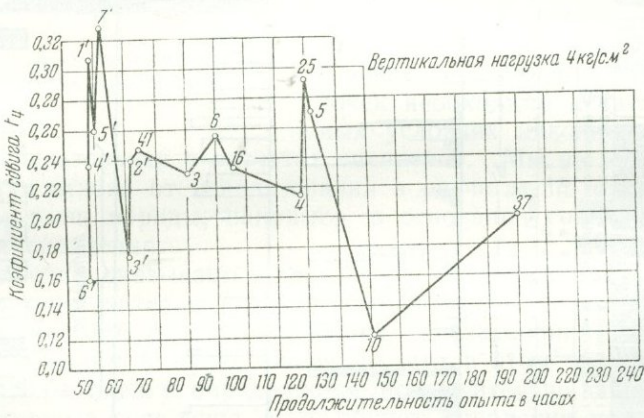


Рис. 57. Анализ разбросанности значений результатов опытов на сдвиг. Выявление возможной роли фактора времени.

щин. В конечном итоге, сцепление оказывается необходимым вывести из расчета лишь при наличии большой разбитости массива трещинами до малых блоков породы. Кроме того, необходимо считаться со всегда наблюдаемым ослаблением сцепления по контактам отдельных пластов и в особенности различного геологического возраста

(необходимы опыты на сдвиг по контактам, например, рис. 58). Далее, в условиях плоского сдвига, сдвиг может произойти и по поверхности слоя без скальвания породы, т. е. без включения в работу сцепления грунта. В этом случае сопротивление сдвигу может оказаться зависящим от материалов контакта. При этих условиях необходимы опыты на сдвиг по грунту бетона, дерева, асфальта, песчаного фильтра и т. д. в зависимости от типа сооружения. Для установления этих показателей опыт на сдвиг должен быть произведен с закладкой в прибор на образец грунта, например, бетонной плашки. Контакт бетона и грунта должен совпадать со щелью в приборе.

Исключение из работы сопротивления грунта, его структурного сцепления может быть достигнуто путем испытания на сдвиг образца, предварительно разрезанного. Плоскость разреза также должна совпадать со щелью прибора.

Влияние исключения с на коэффициент сдвига представлено на примере рис. 59.

Во многих случаях может возникнуть вопрос о падении сопротивления породы сдвигу в условиях воздействия длительной динамической нагрузки. В

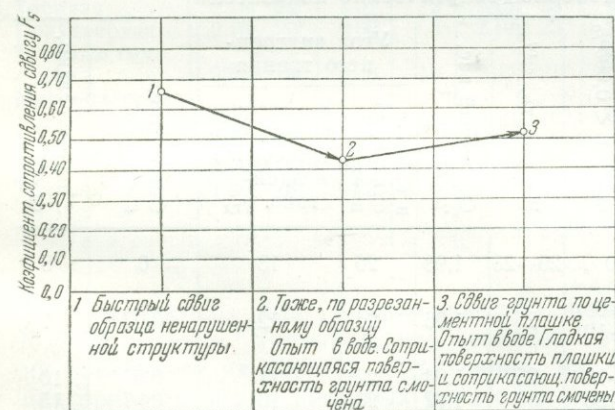


Рис. 59. Сопротивление сдвигу в различных условиях. Межморенный суглинок.

этих условиях оказывается необходимым проводить опыты с учетом и этого фактора. Нередко при длительном стоянии котлованов открытыми прочностные грунтов может оказаться ослабленной в связи с нарушением структуры грунтов, за счет пучения и выветривания. Опытами на сдвиг должен быть учтен и этот фактор. Кроме того, сопротивление породы сдвигу, обусловленное в основном

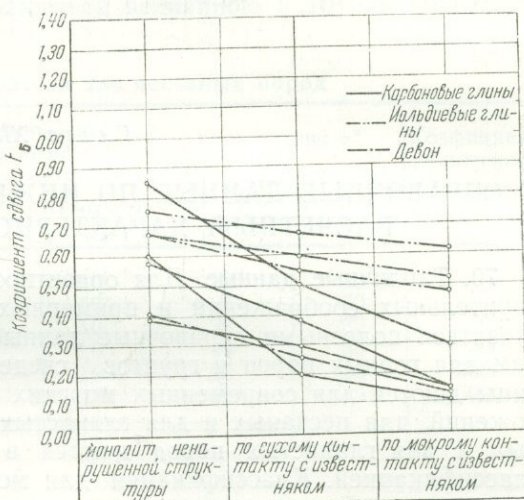


Рис. 58. Сопротивление сдвигу по контактам.

СПРАВОЧНЫЕ ДАННЫЕ ПО ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИМ
РАСЧЕТНЫМ ХАРАКТЕРИСТИКАМ ГРУНТОВ

70. Табличные данные. Для ориентировочных представлений и предварительных соображений и примерных прикидочных расчетов могут оказаться полезными справочные данные по расчетным характеристикам для горных пород и грунтов, сведенные в табл. 5, 6 и 7. Таблицы даются для современных морских песчаноилистых и илистых отложений, для песчаных и для глинистых пород. Показатели для песчаных и для глинистых пород даются в соответствии с общепринятой классификацией. Классификация для морских отложений разработана автором «по глинистости» применительно к классификации для глинистых пород, что оказывается наиболее четким и удобным и одновременно достаточно хорошо отражает действительность. Понятно, что показатели II класса даются в этой таблице лишь в виде примерных характеристик.

Таблица 5

Современные морские песчано-илистые отложения.
Главнейшие инженерно-геологические показатели

Наименование грунта	Содержание частиц < 0,005 мм	Влажность, w^0	Объемный вес, γ_w т/м ³	Угол внутреннего трения		Сцепление, c кг/см ²	Модуль осадки, e_3 мм/м
				в статиче- ских усло- виях φ	в условиях гидродина- мического воздей- ствия, $\varphi_{гд}$		
Пески заиленные	3,0	20—25	1,98	26	13	0	5
Ил песчаный:							
а) легкий	3—6	25	1,96	24	12	0,02	7
б) тяжелый	6—10						
Ил слабopесчанистый:							
а) легкий	10—15	25	1,94	22	11	0,05	10
б) средний	15—20	30	1,92	20	10	0,07	15
в) тяжелый	20—30	35	1,90	18	9	0,10	20
Ил	30—60	40	1,80	12	6	0,10	40
Ил жирный тяжелый (в зави- сности от консистенции)	> 60	> 50	< 1,40	< 6	3	< 0,15	> 60

В качестве расчетных характеристик применительно к условиям гидротехнического строительства принимаются: γ_w — объемный вес пород (для грунтов всех типов) в водонасыщенном состоянии; угол внутреннего трения и связности φ и сцепление c , выражаемое в кг/см², как показатели сопротивляемости породы сдвигу (для грунтов

всех типов); модуль осадки — e_3 как показатель сжимаемости в мм столба грунта высотой в 1 м под нагрузкой $p = 3,0 \text{ кг/см}^2$ (для глинистых и илистых пород) и, наконец, для песчаных пород коэффициент фильтрации, выражаемый в миллионных долях метра в сек. (10^{-6} м/сек). Коэффициент фильтрации в м/сутки, считая упрощенно в сутках 100 000 сек., будет выражаться величиною в 10 раз меньшей.

Таблица 6

Расчетные показатели для песчаных пород

Наименование породы	Объемный вес $\gamma_w \text{ т/м}^3$		Угол трения φ°		Коэффициент фильтрации $K \cdot 10^{-6} \text{ м/сек}$
	Средней плотности	Плотный	Средней плотности	Плотный	
Песок тонкозернистый . .	1,92	2,0	26	30	5
„ мелкозернистый . . .	1,92	2,0	27	30	50
„ среднезернистый . . .	1,94	2,0	28	32	500
„ разнозернистый . . .	1,96	2,05	29	33	500
„ крупнозернистый . . .	1,98	2,05	29	33	5000
„ с гравием и галькой	2,00	2,10	30	35	5000

Таблица 7

Расчетные показатели для глинистых пород

Состояние породы (консистенция)	Г л и н а				С у г л и н о к				С у п е с ь			
	$\gamma_w \text{ т/м}^3$	φ°	$c \text{ кг/см}^2$	$e_{3, \text{мм/м}}$	$\gamma_w \text{ т/м}^3$	φ°	$c \text{ кг/см}^2$	$e_{3, \text{мм/м}}$	$\gamma_w \text{ т/м}^3$	φ°	$c \text{ кг/см}^2$	$e_{3, \text{мм/м}}$
Твердая . . .	2,15	22°	1,0	2	2,15	25°	0,60	1	2,05	28	0,20	1
Полутвердая . . .	2,10	20°	0,60	5	2,10	23°	0,40	3	2,00	26	0,15	2
Тугопластичная	2,05	18°	0,40	10	2,00	21°	0,25	7	1,95	24	0,10	3
Мягкопластичная	1,95	14°	0,20	15	1,90	17°	0,15	10	1,90	20	0,05	5
Текуче-пластичная	1,90	8°	0,10	25	1,85	13°	0,10	15	1,85	18	0,02	10
Текучая	<1,80	<6°	<0,05	>40	<1,80	<10°	<0,05	>25	<1,80	<14	0,0	>15

Так например, для разнозернистого песка $K = 500 \cdot 10^{-6} \text{ м/сек}$ или $K = 50 \text{ м/сутки}$. Учитывая, что свойства грунтов в сильнейшей степени зависят от их состава и состояния, расчетные показатели в таблицах приводятся для песчаных грунтов в зависимости от их плотности и для глинистых грунтов — от их консистенции. Для морских прибрежных осадков приведены некоторые характеризующие их данные. Учет гидродинамического фактора при назначении φ необходим при наличии воздействия на грунт волнения, течений, землечерпания, работы винтов кораблей и т. д. (см. п. 87).

Таблицы составлены на основе данных статистической обработки нескольких сот инженерно-геологических отчетов, произведенной инженерами Д. В. Шнитниковым, Г. А. Андреевым, З. В. Пильгуновой и Н. И. Куленко. Однако, учитывая, что свойства грунтов достаточно

заметно меняются в зависимости от их состава и состояния, приводимые табличные характеристики и показатели надлежит рассматривать как сугубо ориентировочные.

71. Некоторые эмпирические приемы. Значение φ и c в зависимости от глинистости и плотности грунта. При детализации вопроса по ориентировочному установлению угла трения φ для глинистых пород может оказаться полезным график Миддлербрукса (рис. 60). График этот позволяет грубо приближенно устанавливать величину $\varphi_{кон}$ в зависимости от глинистости породы, т. е. в зависимости от содержания в ней частиц, меньших 0,005 мм.

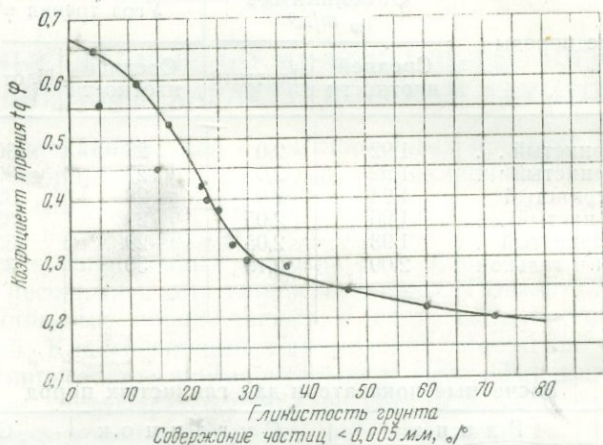


Рис. 60. График для приближенного определения угла трения φ по глинистости породы.

Напомним содержание частиц размером $< 0,005$ мм в глинистых породах:

а) тяжелые глины	$> 60\%$
б) глины	30—60 "
в) суглинки тяжелые	20—30 "
г) " средние	15—20 "
д) " легкие	10—15 "
е) супеси тяжелые	6—10 "
ж) " легкие	3—6 "

При назначении сцепления c_w при влажности, отличной от $w_{оп}$, при которой установлено сцепление $c_{оп}$, с успехом может быть использована зависимость $c_w = \frac{c_{оп} \cdot w_{оп}^3}{w^3}$.

72. О количественном выражении консистенции грунтов. В очень многих случаях возникает необходимость в количественном выражении консистенции глинистых грунтов. В этом случае может оказаться весьма полезным показатель консистенции α :

$$\alpha = \frac{l_l - w}{l_l - l_{pl}} \quad (56)$$

здесь: w — влажность породы; l_l — предел текучести;

l_{pl} — предел пластичности. Очевидно, что $l_l - l_{pl} = L$, т. е. числу пластичности. Понятно, что при $w > l_l$ показатель $\alpha < 0$. В данном случае грунт находится в текучем состоянии. При $\alpha = 0$ влажность $w = l_l$ и грунт находится на пределе текучести. При $w = l_{pl}$ показатель $\alpha = 1,0$ и грунт находится на пределе пластично-

сти. Другие консистенции соответствуют значениям показателя α в пределах:

> 1,0	твердая консистенция
0,75—1,00	полутвердая консистенция
0,50—0,75	тугопластичная „
0,25—0,50	мягкопластичная „
0,00—0,25	текучепластичная „
< 0,00	текучая „

На рис. 61 приводится типичный график разбросанности по показателю консистенции.

73. Нормативные данные. В инженерной практике до сих пор имеют широкое распространение нормы допускаемых нагрузок применительно к тем или иным грунтам.

Нормы эти составлены по практике строительства и эксплуатации обыкновенных жилых зданий с узкими фундаментами и незначительным их заглублением (подвалы) и исходя прежде всего из требования обеспечения прочности сооружения при возможной неравномерности их осадок. Отсюда ясно, что эти нормы не могут быть использованы для целей оценки степени устойчивости оснований вообще и тем более для сооружений с фундаментами больших размеров.

Вместе с тем в рамках своего назначения рассматриваемые нормы сохраняют свою полную силу. Возникает лишь вопрос о принципиальном пересмотре этих норм в соответствии с современным состоянием советской науки. Полагаю, что при этом допустимость на грунт тех или иных нагрузок должна будет определяться нормами из условий необходимости обеспечения в одних случаях надлежащей устойчивости оснований и в других случаях — потребной степенью равномерности осадок сооружения. В последнем случае должна быть учтена степень чувствительности тех или иных сооружений к неравномерности деформации их оснований (см., например, табл. 2 «Классификация сооружений»).

Степень возможной неравномерности осадки сооружения при всех прочих равных условиях и отсутствии явной неравномерности в строении толщ основания (например, выклинивание пластов, линзы и т. д.) должна быть при этом поставлена в зависимость от величины абсолютной осадки сооружения и составлять некоторую ее часть.

Опыт строительства показывает, что неравномерность в осадке сооружения и в этом случае может достигать до 50% полной величины его осадки.

Суждение же о предстоящей осадке сооружения наиболее простым и убедительным образом может быть получено исходя из непосредственной характеристики по сжимаемости грунта основания, например, его модуля осадки с определением его самими портативными приборами и с учетом мощности обжимаемых пластов.

Нормативные данные должны быть поставлены в зависимость от этих факторов.

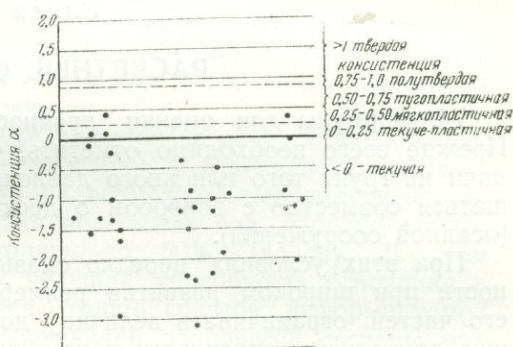


Рис. 61. График разбросанности по консистенции. Песчано-иловые отложения.

РАСЧЕТНЫЕ ПРИЕМЫ ПО ОЦЕНКЕ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ

Глава XIII

РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ

74. **Формулы для оценки прочности основания и их значение.** Прежде всего необходимо отметить, что вопрос о допустимости передачи на грунт того или иного давления во всех случаях должен решаться совместно с вопросом о деформации толщи под нагрузкой (осадкой сооружения).

При этих условиях нередко оказывается необходимым, в особенности при широком развитии размеров сооружения и фундаментных его частей, ограничивать величину допускаемой нагрузки, определенную по условиям прочности и устойчивости основания сооружения, исходя из допустимости величины предстоящей осадки сооружения.

Далее, как это следует из всего изложенного выше, при количественной оценке степени устойчивости сооружения в общем случае следует считаться со следующими формами его деформаций, возможными при чрезмерных нагрузках на основание:

а) сдвиг сооружения по плоскости контакта с основанием («плоский контактный сдвиг»);

б) выпор из-под подошвы сооружения некоторого объема (призмы) грунта;

в) выдавливание грунта из-под подошвы сооружения вследствие возникновения пластических явлений;

г) сдвиг сооружения по поверхности скольжения, проходящий в толще основания, с общим нарушением устойчивости всего сооружения в целом («глубокий сдвиг»).

Прочность и устойчивость оснований сооружений необходимо обеспечивать во всех случаях независимо от класса его капитальности.

Оценка устойчивости сооружений на «выпор» призмы грунта и на «выдавливание» грунта из-под подошвы сооружения связывается в первую очередь с допустимостью в данном случае той или иной нагрузки на грунт в подошве сооружения. В силу этого, проверка на эти возможные формы деформации основания должна проводиться во всех случаях.

Проверка на выпор оказывается особенно существенной при относительно малом развитии по величине фундаментных частей сооружения. Вместе с тем теоретические исследования последнего времени, вполне совпадающие с данными практики, указывают нам, что нередко, в особенности при широко развитой подошве фундаментных частей сооружения, наличии относительно слабых грунтов в основании, малом заглублении сооружений и при воздействии относительно значительных вертикальных составляющих сил — нарушение устойчивости основания на-

ходит свое выражение в выдавливании, в отжимании из-под подошвы сооружения грунта при наличии в основании пластических явлений. Сооружение при этом как бы несколько сползает в бок и одновременно опускается. Краевые его части при этом нередко резко деформируются и провисают.

При плоском сдвиге основание в идеальном случае оказывается незатронутым сдвигом. При глубоком сдвиге сооружение перемещается с некоторым объемом (призмой) грунта. Грунт в пределах этой призмы относительно подошвы сооружения при этом не перемещается. В условиях же рассматриваемого явления имеет место именно перемещение грунта относительно подошвы сооружения.

Вследствие этого, проверка «на выдавливание» должна также проводиться во всех случаях, в особенности при достаточных размерах фундамента, малой его жесткости и наличии в основании глинистых грунтов в пластической консистенции.

При выполнении рассматриваемых расчетов во всем остальном следует учитывать преподанные выше указания, в особенности применительно к необходимости учета фактора возможной недоуплотненности грунта и взвешивающего воздействия подземных вод, нередко снижающих его несущую способность толщи до 50% (вдвое). В этом смысле надо всегда помнить, что несущая способность основания в сильнейшей степени зависит от веса толщи грунтов, деформируемой при чрезмерной нагрузке и обеспечивающей равновесие системы при нагрузке ниже критической. Вместе с тем очевидно, что вес этой толщи может изменяться в значительных пределах в зависимости от относительного положения уровня грунтовых вод (проявление закона Архимеда о потере телом части своего веса при погружении в воду).

При возведении сооружений на скалистых и полускалистых породах с мало развитой трещиноватостью степень прочности основания надлежит устанавливать путем определения соотношения величины временного сопротивления породы раздавливанию к величине имеющегося в подошве сооружения максимального давления на грунт (с учетом эксцентриситета). Величина этого соотношения не должна быть менее устанавливаемой нормами. При ширине фундаментов не более 3,0 м допускаемая нагрузка на грунты может ориентировочно устанавливаться применительно к соответствующим нормам.

Вопрос об установлении величины допустимой нагрузки на основание является таким образом в общем случае очень сложной комплексной задачей. Это положение становится особенно важным при наличии в толще основания под сооружением ряда пластов с различными свойствами.

При этих условиях становится очевидным, что формулы, выведенные с использованием ряда упрощений, лишь в самой грубой форме позволяют нам ответить на стоящий перед нами вопрос.

Вместе с тем эти же формулы, как аппарат инженерно-геологического анализа, позволяющий нам выполнять в количественном выражении оценку степени устойчивости оснований, в данной конкретной обстановке совершенно незаменимы.

Отсюда ясно, что наиболее продуктивным использованием этих формул является применение их для установления величин коэффициентов запаса n по отношению к некоторым оптимальным (наиболее желательным) удельным нагрузкам. Коэффициенты n определяются при этом применительно к различным φ , c и γ , в пределах возможного диапазона их изменения для данного конкретного случая.

Большинство из приводимых ниже формул выведено применительно к условиям плоской задачи (ленточные фундаменты). Фундаменты с соотношением сторон свыше 5 : 1 могут быть принимаемы как ленточные. В данном случае эти формулы могут быть использованы безоговорочно. В других случаях надо переходить к использованию формул, учитывающих пространственность задачи. Однако и в этих случаях оказывается нередко возможным использовать формулы для ленточных фундаментов, учитывая обычно несколько более благоприятную обстановку работы глинистого грунта в условиях пространственной задачи.

$$\sigma_{кр} = 0,1 \cdot \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ кг/см}^2$$

h — глубина заложения фундамента, в м

γ — объемный вес, в т/м³

φ — угол внутреннего трения

$$\sigma_{кр} = \gamma \cdot h \cdot \sigma'$$

Вместе с тем здесь все же следует иметь в виду, что для неуглубленных сооружений ($h = 0$) и несвязных грунтов ($c = 0$) критическая нагрузка в условиях пространственной задачи может оказаться более низкой, чем для ленточного фундамента. Опыт подтверждает этот вывод.

75. Формулы для оценки устойчивости оснований на выпор. Формула Паукера. Первой по времени формулой, теоретически обосновавшей необходимую глубину заложения фундамента, исходя из рассмотрения условия равновесия земляных масс в основании сооружения, является формула Паукера (Россия). Формула не учитывает сцепления грунта и ширины фундамента. Поверхность скольжения — ломаная.

Рассчитан
при $\gamma = 1,0$ и $h = 1,0$

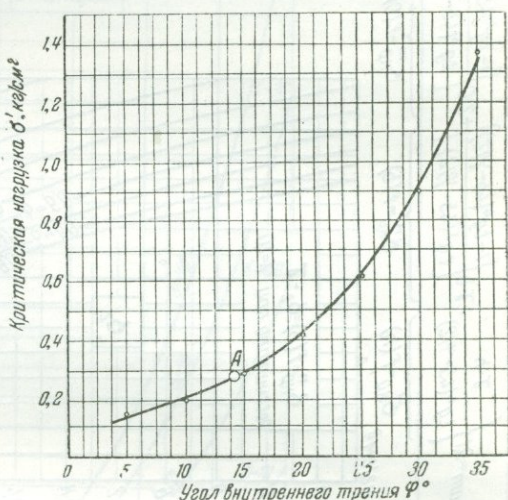


Рис. 63 а. Метод Паукера (ленточный фундамент).

$$\sigma_{кр} = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (58)$$

Здесь $\sigma_{кр}$ — критическая удельная нагрузка в т/м² или кг/см².

Формула выводится из сопоставления величины активного давления, воздействующего на боковую призму грунта, и ее пассивного отпора.

Сцепление может быть учтено в соответствии с указанным выше приемом через фиктивное заглубление h_c . В таком виде формула Паукера, как весьма простая по своей структуре, может найти в подобных случаях, в особенности при ориентировочных расчетах, достаточно широкое применение.

Для удобства расчетов по формуле приводится график рис. 63 а. График для формулы построен для значений: $h = 1,0$ м и $\gamma = 1,0$ т/м.

b — полуширина фундамента в метрах

h — глубина заложения в метрах

C — сцепление в тн/м²

φ — угол трения

γ — объемный вес в тн/м³

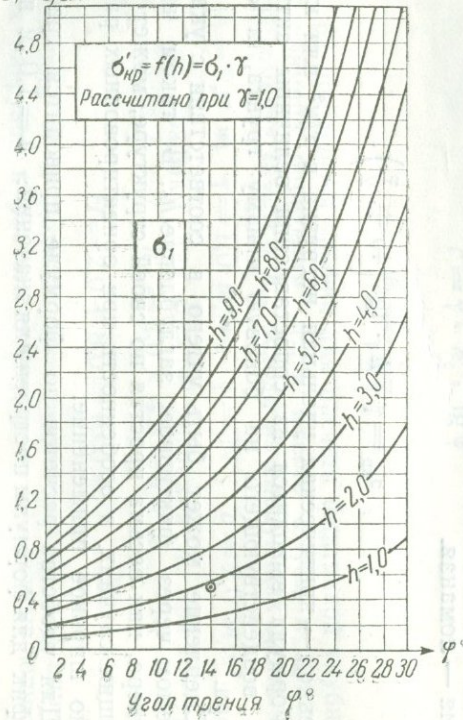
$$\sigma_{крит} = 0,1 \left\{ \underbrace{\frac{\gamma \cdot h}{\operatorname{tg}^4(45 - \varphi/2)}}_{\sigma'_{кр} = f(h)} + \underbrace{\gamma \cdot b \left[\frac{1 - \operatorname{tg}^4(45 - \varphi/2)}{\operatorname{tg}^5(45 - \varphi/2)} \right]}_{\sigma''_{кр} = f(b)} + 2 \cdot \underbrace{C \left[\frac{1 - \operatorname{tg}^2(45 - \varphi/2)}{\operatorname{tg}^3(45 - \varphi/2)} \right]}_{\sigma'''_{кр} = f(C)} \right\} \text{ кг/см}^2$$

1. При $h=0$ и $C=0$ $\sigma_{крит} = \sigma_{кр}$

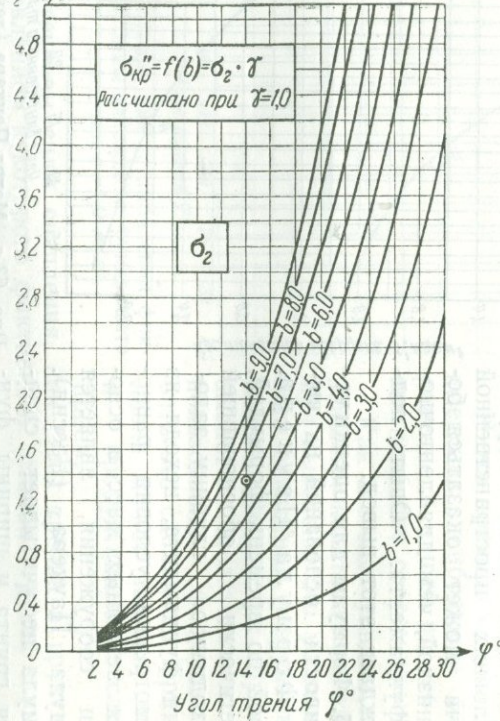
2. При $C=0$ $\sigma_{крит} = \sigma'_{кр} + \sigma''_{кр}$

3. При $h=0$ $\sigma_{крит} = \sigma'_{кр} + \sigma'''_{кр}$

σ_1 , кг/см²



σ_2 , кг/см²



$\sigma'''_{кр}$, кг/см²

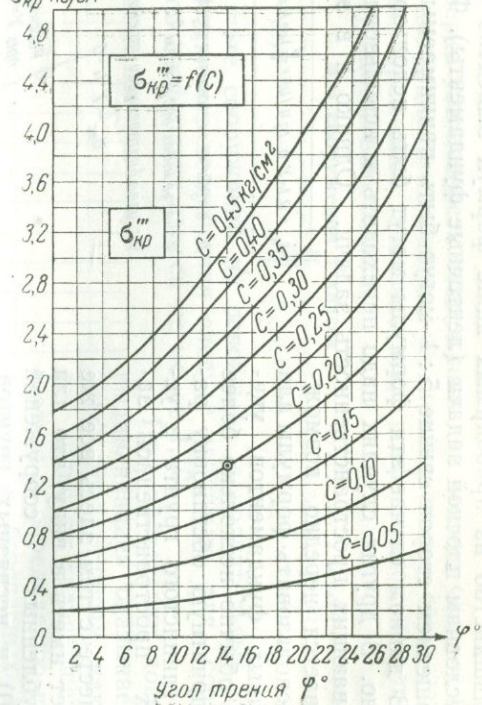


Рис. 63 б. Метод Белзецкого (деревянный фундамент).

Для других значений γ и h величина σ' , снятая с графика, должна быть для получения $\sigma_{кр}$ пропорционально изменена.

Пример. Расчетные данные по общему условию (табл. 8). Величина фиктивного заглубления для учета сцепления по выполненному выше расчету $h_c = 8,0$ м; приведенное заглубление $H = h + h_c = 10,0$ м. По графику для $\varphi = 14^\circ$ находим значение $\sigma' = 0,275$, тогда

$$\sigma_{кр} = \sigma' \cdot H \cdot \gamma = 0,275 \times 10,0 \times 1,0 = 2,75 \text{ кг/см}^2.$$

К группе формул, возглавляемой формулой Паукера, должны быть отнесены: формула Ренкина, вполне тождественная формуле Паукера, и формула Герсеванова.

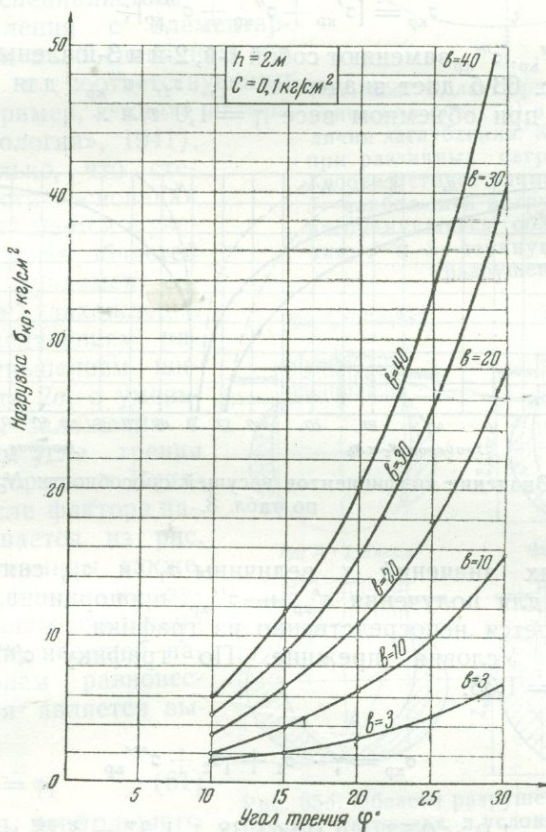


Рис. 63 в. Характеристика $\sigma_{кр}$ по формулам Белзецкого.

Формула Белзецкого (ВНИИГ). Формула Белзецкого выведена, исходя из условия образования под подошвой фундамента клинообразного тела, стремящегося выдавить окружающий грунт в стороны. Поверхность скольжения — ломаная. В своем первоначальном виде формула не учитывала сцепления грунта. Этот пробел был в последующем восполнен институтом ВНИИГ (см. «Геотехнические

расчеты оснований гидротехнических сооружений», 1941). В таком виде формула приобретает весьма большой практический интерес:

$$\sigma_{кр} = \frac{\gamma h}{\operatorname{tg}^4\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} + \gamma \cdot b \left[\frac{1 - \operatorname{tg}^4\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\operatorname{tg}^5\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} \right] + 2c \left[\frac{1 + \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{\operatorname{tg}^3\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} \right]. \quad (59)$$

Формула (59) может быть представлена в виде трехчлена:

$$\sigma_{кр} = [\sigma'_{кр} + \sigma''_{кр} + \sigma'''_{кр}]; \quad (60)$$

здесь: $\sigma'_{кр}$, $\sigma''_{кр}$, $\sigma'''_{кр}$ заменяют собой 1-й, 2-й и 3-й члены уравнения (59).

График рис. 63 б дает значения σ_1 , σ_2 , $\sigma'''_{кр}$ для каждого из них в отдельности при объемном весе $\gamma = 1,0 \text{ Т/м}^3$.

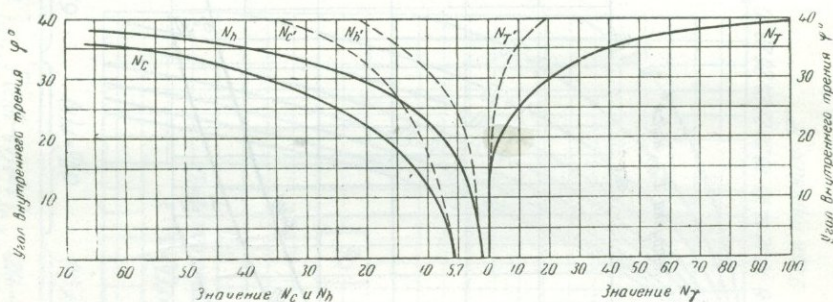


Рис. 64. Значение коэффициентов несущей способности N_c , N_h и N_γ по табл. 8.

Для других значений γ величины σ_1 и σ_2 , снятые с графика, должны быть для получения $\sigma'_{кр}$ и $\sigma''_{кр}$ пропорционально изменены. Член $\sigma'''_{кр}$ берется непосредственно из графика.

Пример. Условия прежние. По графику $\sigma'''_{кр} = 1,37 \text{ кг/см}^2$, $\sigma_1 = 0,53$ и $\sigma_2 = 1,38$.

Тогда:

$$\sigma_{кр} = \gamma \cdot \sigma_1 + \gamma \sigma_2 + \sigma'''_{кр}$$

или

$$\sigma_{кр} = 1,0 \times 0,53 + 1,0 \times 1,38 + 1,37 = 3,28 \text{ кг/см}^2.$$

Для оценки результатов определения $\sigma_{кр}$ по формуле Белзецкого приводится график рис. 63 в.

График этот оказывается весьма удобным и для прикидочных расчетов, когда заглубление сооружения может быть принятым $h = 2,0 \text{ м}$ и сцепление грунта $c = 0,1 \text{ кг/см}^2$.

Для справочных целей в табл. 8 приводятся все наиболее известные из формул данного типа. Для сопоставлений этих формул в количественном выражении, а равным образом для примера расчетов, по всем этим формулам приводятся числовые примеры, исходя из одинаковых расчетных данных.

76. Формулы для оценки прочности основания на «выдавливание» (пластические явления). Приводимые ниже формулы основаны на изучении степени распространения в основании сооружения под его нагрузкой областей разрушения грунта (пластических зон).

Мы сознательно употребляем здесь термин «области разрушения» вместо «пластической области», так как последний термин очень часто приводит к ложным представлениям.

Начало учения об областях разрушения грунта положено нашим замечательным ученым Н. П. Пузыревским и широко развито в дальнейшем трудами советских специалистов.

Для ознакомления с элементарными принципами и обоснованием метода отсылаем к соответствующим источникам (например, к книге автора «Инженерная геология», 1941).

Напомним только, что степень устойчивости основания сооружения уменьшается с увеличением захождения областей разрушения под фундамент сооружения. Это захождение возрастает с увеличением нагрузки p , с уменьшением ширины фундамента $2a$, с уменьшением глубины заложения h и с уменьшением угла трения φ и сцепления породы c . Влияние в этом смысле фактора нагрузок усматривается из рис. 65 а и 65 б. Напомним также, что метод этот основан на изучении напряженного состояния грунтовой толщи, несущей нагрузку. Критерием равновесного положения является выражение:

$$\theta_{\text{макс}} = \varphi, \quad (61)$$

где $\theta_{\text{макс}}$ — угол наибольшего отклонения.

К рассматриваемой группе формул относится целый ряд формул (см. табл. 9).

Мы имеем здесь формулы и для случаев плоской задачи и для пространственной, для гибких и жестких фундаментов, но наиболее кардинальным различием в этих формулах является критерий допустимости того или иного развития областей разрушения (рис. 66). Формула Пузыревского-Фрелиха предусматривает необходимость полного отсутствия в толще грунта областей его разрушения. Формулы Яропольского и Шеляпина исходят из условия мощного развития этих областей в

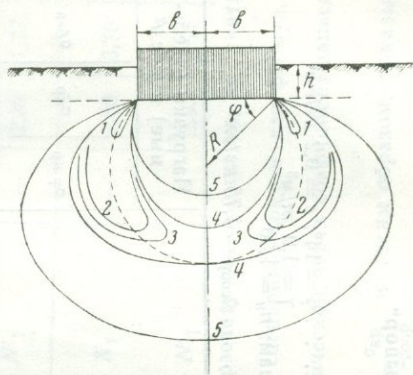


Рис. 65а. Области разрушения (пластические области) в грунте при наличии заглубления. Кривые $\theta_{\text{макс}} = \varphi$ при различных нагрузках. Кривая 1 соответствует наименьшей, кривая 5 — наибольшей нагрузке; 1, 2, 3 — несомкнувшиеся области разрушения; 4 и 5 — сомкнувшиеся области разрушения.

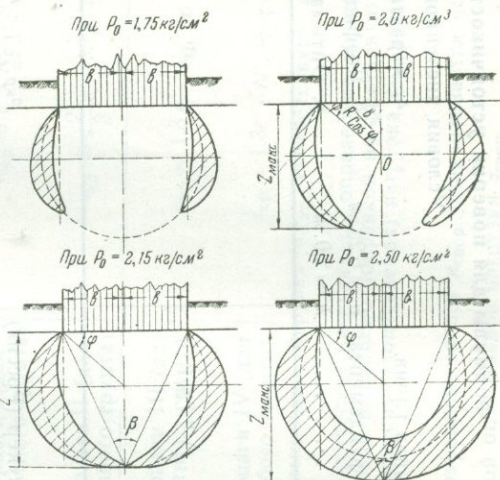


Рис. 65б. Области разрушения грунта при разных нагрузках в условиях численного примера.

Формулы для проверки устойчивости оснований на „выпор“

Условия численного примера:

- 1. Грунт: ленточная глина.
- 2. Полуширина фундамента: $b = 6,25$ м
- 3. Заглубление $h = 2,0$ м
- 4. Характеристики грунта: $\varphi = 14^\circ; c = 0,2$ кг/см²
 $\gamma = 1,0$ т/м³
- 5. Коэффициент запаса по нормам: $n_n = 1,30$
- 6. Оптимальная нагрузка $\sigma_{соор} = 1,75$ кг/см²

Характер задачи	Вид фундамента	Жесткость	Поверхность скольжения	Автор	Ф о р м у л ы	Нагрузки (удельные) в кг/см ²			Коэффициент запаса $n_{соор}$
						$\sigma_{кр}$	$\sigma_{кр}$	$\sigma_{без}$	
Плоская	Ленточный	Гибкий	Ломаная	Паукер (Россия)	$\sigma_{кр} = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^4 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$	0,55	2,75	2,12	1,55
				Герсеванов (СССР)	$\sigma_{кр} = \gamma \cdot h \left[2 \text{tg}^4 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right]$	0,88	4,40	3,39	2,51
				Беленский НИИГ (СССР)	$\sigma_{кр} = \frac{\gamma \cdot h}{\text{tg}^4 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)} + \gamma \cdot b \frac{\left[1 - \text{tg}^4 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}{\text{tg}^6 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)} + 2c \frac{\left[1 + \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}{\text{tg}^3 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}$			3,28	2,52

Характер задачи	Вид фундамента	Жесткость	Поверхность скольжения	Автор	Ф о р м у л ы	Нагрузки (удельные) в кг/см ²			Коэффициент запаса $n_{соор}$
						$\sigma_{кр}$	$\sigma_{кр}$	$\sigma_{без}$	
Пространственная	Квадратный	Жесткий	Ломаная	Прандтль I (1920)	$\sigma_{кр} = \frac{c}{\text{tg} \varphi} \left[\text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{-\pi \text{tg} \varphi} - 1,0 \right]$	—	2,08	1,6	1,18
				Прандтль-Рейснер (Сапуго)	$\sigma_{кр} = \gamma \cdot h \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{-\pi \text{tg} \varphi}$	0,72	3,60	2,78	2,06
				Прандтль II (США)	$\sigma_{кр} = \left[\gamma \cdot b \cdot \text{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{c}{\text{tg} \varphi} \right] \left[\text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{-\pi \text{tg} \varphi} - 1,0 \right]$	—	3,35	2,58	1,91
				Новоторцев	$\sigma_{кр} = \left(\gamma \cdot h + \frac{c}{\text{tg} \varphi} \right) \left[\text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{-\pi \text{tg} \varphi} - 1,0 \right]$	—	2,60	2,00	1,49
Пространственная	Квадратный	Жесткий	Ломаная	Терцаги I (для плотного грунта)	$\sigma_{кр} = c \cdot N_c + \gamma \cdot h \cdot N_h + \gamma \cdot b \cdot N_\gamma$	—	4,20	3,23	2,40
				Терцаги II (для слабого грунта)	$\sigma_{кр} = \frac{2}{3} c \cdot N'_c + \gamma \cdot h \cdot N'_h + \gamma \cdot b \cdot N'_\gamma$	—	2,30	1,77	1,32
				Терцаги III (для плотного грунта)	$\sigma_{кр} = 1,3 c \cdot N_c + \gamma \cdot h \cdot N_h + 0,8 \gamma \cdot b \cdot N_\gamma$	—	4,80	3,70	2,74
				Терцаги IV (для слабого грунта)	$\sigma_{кр} = 1,3 c \cdot N'_c + \gamma \cdot h \cdot N'_h + 0,8 \gamma \cdot b \cdot N'_\gamma$	—	3,30	2,54	1,88

- Примечания: I. Критическая нагрузка $\sigma_{кр}$ соответствует непосредственному расчету по формулам, не учитывающим сцепление.
 II. Критическая нагрузка $\sigma_{кр}$ определена во всех случаях с учетом сцепления, причем для формул, не учитывающих сцепления, это условие выполнено поправкой на фиктивную глубину h_c .
 III. Безопасная (допускаемая) нагрузка $\sigma_{без}$ устанавливается из критической, через коэффициент запаса по нормам $n_n = 1,30$.
 IV. Коэффициент запаса $n_{соор}$ устанавливается по формуле $n_{соор} = \frac{\sigma_{кр}}{\sigma_{соор}}$ и, таким образом, показывает степень обеспеченности ожидаемой оптимальной нагрузки $\sigma_{соор}$.
 V. Коэффициенты несущей способности N_c, N_h и N_γ устанавливаются по графику рис. 64.

основании сооружения. Формула автора, как это мы увидим из дальнейшего, выведена из условия допустимости лишь некоторого определенного развития этих областей.

Формула Яропольского. Формула Яропольского в преобразованном виде с учетом сцепления в интерпретации Д. В. Шнитникова выглядит так:

Формула исходит из предположения максимального развития областей разрушения грунта по глубине. При этом условии области разру-

$$\sigma_{кр} = \frac{\pi \gamma \left[b \cdot \operatorname{ctg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} \right]}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h. \quad (62)$$

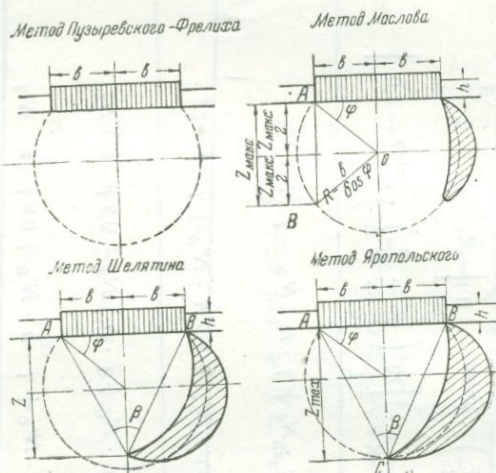


Рис. 66. Критерий развития области разрушения грунта по разным формулам.

шения будут иметь большое распространение в основании, захватывая некоторую зону по оси сооружения. В этом случае все сооружение оказывается стоящим на грунте, потерявшем свою устойчивость. При этом условии неравномерная нагрузка может вызвать перекося сооружения или даже полную аварию (например, Трансконский элеватор, просевший на 880 см и наклонившийся на 27°).

На рис. 67 приводится формула Яропольского в графической интерпретации. График составлен для превращенной формулы:

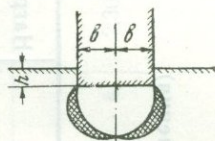
$$\sigma_{кр} = \sigma_1' \cdot \gamma \cdot b + \sigma_2' \cdot \gamma \cdot h + \sigma_3' \cdot c + 0,1 \gamma \cdot h \text{ кг/см}^2. \quad (63)$$

Пример. Условия те же.

Находим соответствующие значения и подставляем их в эту формулу:

$$\sigma_{кр} = 0,15 \times 1,0 \times 6,25 + 0,12 \times 1,0 \times 2,0 + 0,435 \times 2,0 + 0,1 = 2,24 \text{ кг/см}^2.$$

Формула Шеляпина. Формула Шеляпина для ленточного фундамента (см. табл. 9) исходит из момента развития областей разрушения до смыкания их на оси сооружения. Таким образом, условия Шеляпина и Яропольского оказываются очень близкими, что приводит к незначительному расхождению и в конечных результатах расчета по обоим этим формулам. Вместе с тем необходимость дополнительного определения в формулах Шеляпина угла видимости β зна-



Условие: Области сдвига достигают максимума по глубине

$$\sigma_{кр} = 0,1 \left[\frac{\pi \cdot \gamma \left[b \cdot \operatorname{ctg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi} \right]}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot h \right] \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{кр} = 0,1 \underbrace{\frac{\pi \cdot \gamma \cdot b \cdot \operatorname{ctg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}}_{p_1} + 0,1 \underbrace{\frac{\pi \cdot \gamma \cdot h}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}}_{p_2} + 0,1 \underbrace{\frac{\pi \cdot c}{\operatorname{tg} \varphi \left[\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right]}}_{p_3} + 0,1 \cdot \gamma \cdot h_{p_4}$$

- b — полуширина сооружения в м; h — глубина заложения в м;
 γ — объемный вес грунта т/м^3 ; φ — угол трения;
 c — сцепление в т/м^2 .
- $p_1 = p_1' \cdot \gamma \cdot b$; $p_2 = p_2' \cdot \gamma \cdot h$; $p_3 = p_3' \cdot c$
 - При $h=0$ и $c=0$ $\sigma_{кр} = p_1$;
 - При $c=0$ $\sigma_{кр} = p_1 + p_2 + p_4$;
 - При $h=0$ $\sigma_{кр} = p_1 + p_3$.

Рассчитано при $b=1,0$; $h=1,0$
 $\gamma=1,0$; $c=1,0$

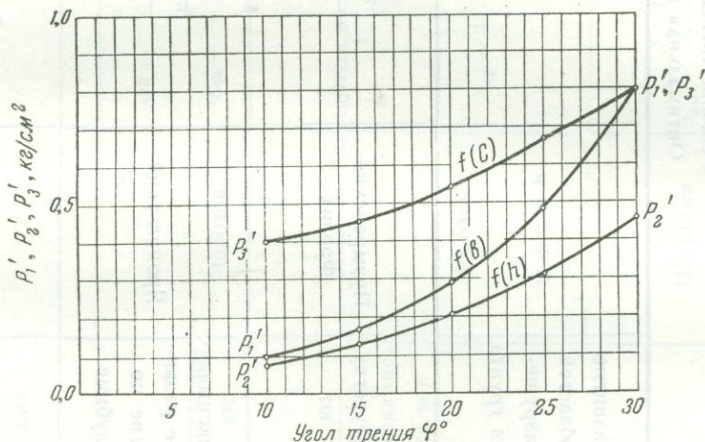


Рис. 67. Метод Яропольского (ленточный фундамент).

Формулы для проверки прочности оснований на „выдавливание“ (пластические явления)

Условия численного примера по таблице 8

Оптимальная нагрузка $\sigma_{\text{опт}} = 1,75 \text{ кг/см}^2$

Характер задачи	Вид фундамента	Жесткость	Развитие областей разрушения грунта	Автор	Формулы	Нагрузка в кг/см^2	
						$\tau_{\text{кр}}$	$\sigma_{\text{без}}$
Плоская	Ленточный	Гибкий	Отсутствуют	Пузыревский-Фрелих	$\sigma_{\text{без}} = \frac{\pi \left(\gamma \cdot h + \frac{c}{\text{tg } \varphi} \right)}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot h$	—	1,31
			Максимальное развитие по глубине	Яропольский	$\tau_{\text{кр}} = \frac{\pi \cdot \gamma \left[b \cdot \text{ctg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma \cdot \text{tg } \varphi} \right]}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot h$	2,24	—
			Смыкание на оси	Шеляпин	$\tau_{\text{кр}} = \frac{\pi \cdot \gamma \left(h + b \cdot \text{ctg} \frac{\beta}{2} + \frac{c}{\gamma \cdot \text{tg } \varphi} \right)}{\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} - \beta} + \gamma \cdot h$	2,16	—

		Жесткий	Ограниченное распространение	Маслов	$\sigma_{\text{без}} = \frac{\pi \cdot \gamma \left(2b \cdot \text{tg } \varphi + h + \frac{c}{\gamma \cdot \text{tg } \varphi} \right)}{\text{ctg } \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot h$	—	1,75
			Отсутствуют	Морозов	$\sigma_{\text{без}} = 4 \frac{c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{1 - \sin^2 \varphi}} + \gamma \cdot h$	—	1,38
			Смыкание на оси	Морозов	$\sigma_{\text{кр}} = 4 \cdot \gamma \frac{\left(h + b \sqrt{\frac{2 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right) \cdot \sin \varphi + c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{1 - \sin^2 \varphi}} + \gamma \cdot h$	2,60	—
Пространственная	Круглый	Гибкий		Шеляпин	$\tau_{\text{кр}} = \frac{4 \cdot \gamma \left(h + R \cdot \text{ctg} \frac{\beta}{2} + \frac{c}{\gamma \cdot \text{tg } \varphi} \right)}{3 \sin^2 \frac{\beta}{2} \cdot \cos \frac{\beta}{2} \left(\frac{1}{\sin \varphi} + 1 \right) - 4 \left(1 - \cos^2 \frac{\beta}{2} \right)} + \gamma \cdot h$	2,30	—

чительно усложняет операцию. Напомним, что «углом видимости» называется угол, под которым виден фундамент (его крайние точки) из любой точки основания по глубине. Формула Шеляпина для круглого фундамента может использоваться для определения $\sigma_{кр}$ и для квадратных фундаментов. Однако, величины $\sigma_{кр}$ по этим формулам расходятся мало. В примере принято $R = b = 6,25$ м.

$$\sigma_{кр} = 0,1 \left[4 \cdot \gamma \frac{\left(h + b \sqrt{\frac{2 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \sin \varphi + C - \cos \varphi \right)}{\sqrt{(1 - \sin \varphi)^3}} + \gamma h \right] \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{кр} = 0,1 \left[\underbrace{4 \cdot \gamma \cdot h \cdot \frac{\sin \varphi}{\sqrt{(1 - \sin \varphi)^3}}}_{\sigma_1} + \underbrace{4 \cdot \gamma \cdot \sin \varphi \cdot b \cdot \frac{\sqrt{\frac{2 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}}{\sqrt{(1 - \sin \varphi)^3}}}_{\sigma_2} + \underbrace{4 \cdot \gamma \cdot C \cdot \frac{\cos \varphi}{\sqrt{(1 - \sin \varphi)^3}}}_{\sigma_3} + \underbrace{0,1 \cdot \gamma \cdot h}_{\sigma_4} \right]$$

- b - полуширина сооружения в м 1. $\sigma_1 = \sigma_1' \cdot \gamma \cdot h$; $\sigma_2 = \sigma_2' \cdot \gamma \cdot b$; $\sigma_3 = \sigma_3' \cdot C$; σ_4 - рассчитывается
- h - глубина заложения в м 2. При $h=0$ и $C=0$ $\sigma_{кр} = \sigma_1$
- γ - объемный вес грунта в м 3. При $C=0$ $\sigma_{кр} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_4$
- φ - угол трения 4. При $h=0$ $\sigma_{кр} = \sigma_1 + \sigma_3$
- C - сцепление в т/м² 5. В окончательно рассчитанную величину $\sigma_{кр}$ вводится $K=0,8$

Рассчитано при $b=1,0$, $h=1,0$

$\gamma=1,0$; $C=1,0$

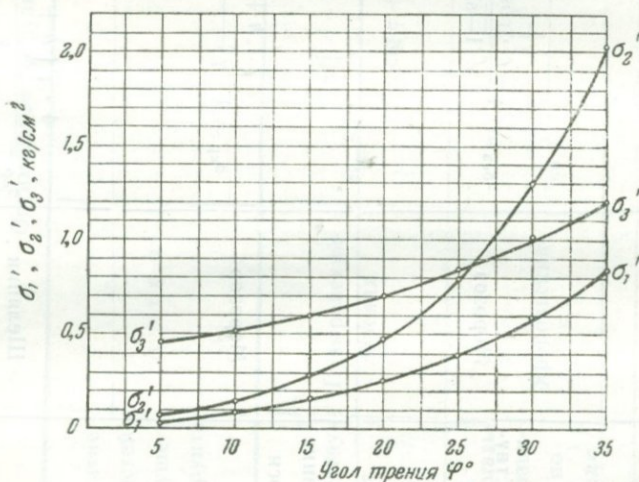


Рис. 68. Метод Морозова (ленточный жесткий фундамент).

Формулы Морозова. Формулы Морозова представляют интерес по учету жесткости фундамента в условиях полного отсутствия областей разрушения и их смыкания на оси. Однако учет жесткости не дает сколько-нибудь большого эффекта. На рис. 68 дается расчетный график для ленточного фундамента, использование графика очевидно. Для нашего примера имеем $\sigma_{кр} = 3,25$ кг/см² или, вводя по Морозову 20%-ную поправку, имеем окончательно $\sigma_{кр} = 3,25 \times 0,8 = 2,6$ кг/см².

Формула Маслова. Анализ показывает, что смыкание областей разрушения под фундаментом как критерий $\sigma_{кр}$ (Шеляпин и Яропольский) приводит к преувеличенным значениям $\sigma_{кр}$ и вместе с тем ставит работу сооружения в чрезвычайно невыгодные условия. В силу этого при использовании этих формул в расчеты необходимо вводить некоторый коэффициент запаса. Величина же его остается неопределенной, так как мы не можем судить о степени захождения зон разрушения под фундамент по формуле при уменьшении нагрузки без построения самой картины распространения областей разрушения. Работа эта во многих случаях оказывается по своей трудоемкости нежелательной.

Отметим еще одно важное обстоятельство. При стадии смыкания областей разрушения грунта под фундаментом мы имеем здесь уже мощное развитие пластических явлений. Вместе с тем все формулы рассматриваемого типа выведены с использованием аппарата теории упругости. Таким образом следует признать, что в данном случае эти формулы являются в достаточной степени условными. Формула Пузыревского-Фрелиха в этом смысле является безупречной. Ввиду полного отсутствия в основании пластических явлений, мы не имеем в этом случае ограничений к использованию при выводе формулы уравнений упругого полупространства. Ясно, что в данном случае никаких коэффициентов запаса здесь не требуется. Однако, как показывает строительная практика, требование о полном отсутствии в основании пластических явлений оказывается чрезмерно строгим в особенности при широко развитых фундаментах. Вместе с тем гидротехнические сооружения обычно отличаются большими размерами. Тем самым устанавливается возможность в этих случаях допущения до некоторой степени развития пластических явлений. Формула автора допускает развитие пластических явлений за пределами контура фундамента сооружения.

Вместе с тем формула выведена из требования недопустимости сколько-нибудь значительного захождения областей разрушения под фундамент в условиях вполне четкого и объективного критерия. В этом случае области разрушения затрагивают лишь внешние по отношению к фундаменту массы грунта. Само же сооружение оказывается обоснованным на толще грунта, находящейся в состоянии безупречной устойчивости. При этих условиях нагрузка, определенная данной формулой, может считаться безопасной $\sigma_{без}$. Коэффициент запаса в данном случае вводить в расчет не требуется.

Перейдем к выводу этой формулы.

Как известно, глубина максимального погружения z_{\max} области разрушения в зависимости от p_0, h, γ, φ и c выражается уравнением:

$$z_{\max} = \frac{p_0 - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right) - H, \quad (64)$$

где:

$$H = h + h_c$$

и

$$h_c = \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \varphi}.$$

Уравнение (64) показывает нам, что все точки z_{\max} при увеличении p_0 скользят по окружности, с любой точки которой подошва сооружения видна под углом видимости $\alpha = \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)$.

Радиус этой окружности (рис. 69):

$$R = \frac{b}{\cos \varphi}. \quad (65)$$

Отсюда следует, что

$$\frac{z_{\max}}{2} = R \sin \varphi. \quad (66)$$

Или

$$z_{\max} = 2b \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi},$$

т. е.

$$z_{\max} = 2b \cdot \operatorname{tg} \varphi. \quad (67)$$

Принимая во внимание (64):

$$2b \operatorname{tg} \varphi = \frac{p_0 \cdot \gamma \cdot h}{\pi \cdot \gamma} \left(\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right) - H.$$

Отсюда:

$$p_0 = \frac{2b\pi\gamma \operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} +$$

$$\frac{\pi\gamma H}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + \frac{(\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi) \gamma h}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}$$

и, наконец, приравнявая $p_0 = \sigma_{\text{без}}$:

$$\sigma_{\text{без}} = \frac{\pi \cdot \gamma \left(2b \operatorname{tg} \varphi + h + \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \varphi} \right)}{\operatorname{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} + \gamma h. \quad (68)$$

Рис. 69. Схема к выводу формулы Маслова.

Как видим, формула (68) указывает на зависимость $\sigma_{\text{без}}$ и от сцепления и ширины фундамента, причем $\sigma_{\text{без}}$ возрастает при их увеличении. Это представляется вполне логичным.

Рассматриваемая формула была предложена ее автором в 1943 г. и к настоящему времени нашла достаточно широкое использование как в морской, так и в гидроэнергетической строительной практике с вполне удовлетворительным результатом.

На рис. 70 приводится расчетный график этой формулы. Для использования этого графика формула может быть перестроена в такой вид:

$$\sigma_{\text{без}} = (M_b \cdot 2b + M_h \cdot h) \gamma + M_c \cdot c. \quad (69)$$

На рис. 71 приводится график, позволяющий сопоставить в известных пределах результаты расчетов по определению σ по формулам Яропольского и Маслова. Очевидно, что этот график может быть использован для установления $\sigma_{\text{кр}}$ и $\sigma_{\text{без}}$ при различных φ и b и постоянных $h = 2,0 \text{ м}$ и $c = 0,1 \text{ кг/см}^2$.

77. Анализ данных таблиц по проверке прочности и устойчивости основания. Как это следует из таблицы 8, использование рекомендуемого приема учета сцепления через фиктивное заглубление h_c в формулах Паукера, Герсеванова и Прандтля-Рейсснера себя оправдывает. Критические нагрузки становятся при этом условием в один ряд по всем фор-

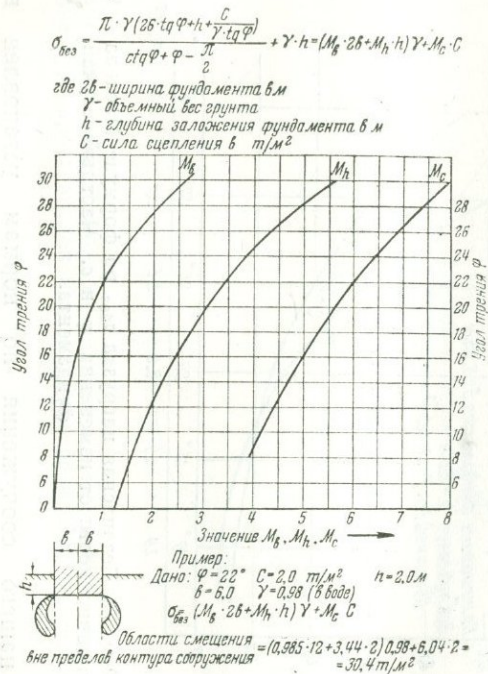


Рис. 70. Метод Маслова.

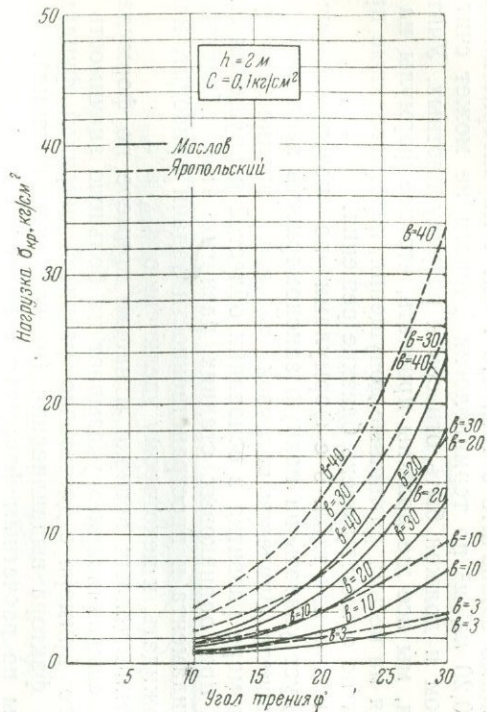


Рис. 71. Сопоставление σ по формулам Маслова и Яропольского.

мулам. Далее, обращает на себя внимание резкое увеличение $\sigma_{кр}$ при учете сцепления. Отсюда следует вывод о полной неоправданности исключения из расчета сцепления для фундаментов мелкого заложения. Кроме того, из общей величины $\sigma_{кр}$ оказываются выпадающими значения по формуле Прандтля I (1920 г.) и Терцаги II для слабого грунта. Далее необходимо заключить о том, что грунт с характеристиками $\varphi = 14^\circ$ и $c = 0,20 \text{ кг/см}^2$ по терминологии Терцаги не может считаться слабым грунтом и должен быть отнесен к разряду плотных. Учитывая эти замечания, мы все же должны признать, что все формулы на «выпор», несмотря на весьма различные допущения, использованные при их выводах, дают по существу очень близкие решения.

Переходя к анализу табл. 9 с формулами по проверке на «выдавливание», следует указать на полную закономерность всех результатов примерного расчета. Значения нагрузок $\sigma_{без}$ и $\sigma_{кр}$, вполне закономерно возрастают по мере развития в основании областей разрушения грунта. Вместе с тем, при одинаковых стадиях развития этих областей учет жесткости фундамента и пространственности задачи приводит, как это и следовало ожидать, к некоторому увеличению $\sigma_{без}$ и $\sigma_{кр}$.

Сопоставление данных проверки в нашем примере по формулам на «выпор» и на «выдавливание» указывает на большую значимость в условиях нашего примера с достаточно развитой шириной фундамента ($2b = 12,5 \text{ м}$) фактора выдавливания (пластические явления).

78. Выводы по расчетным формулам с проверкой численным примером. Напомним прежде всего, что согласно примеру, коэффициент запа-

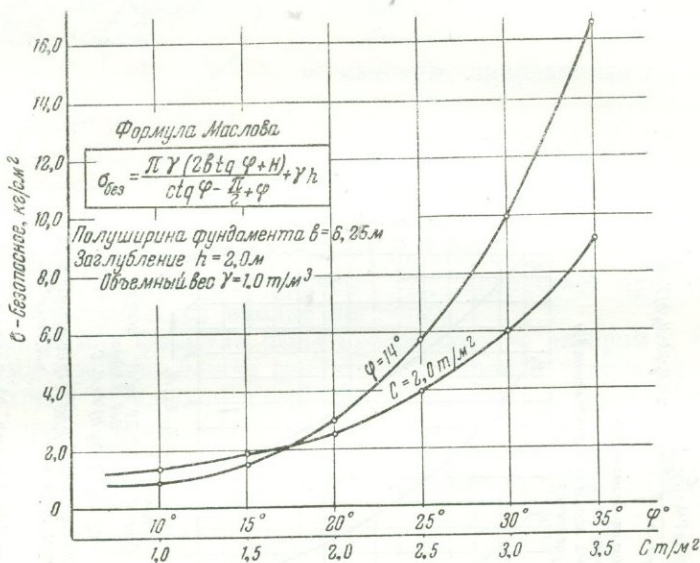


Рис. 72. Безопасная нагрузка $\sigma_{без}$ по формуле Маслова в зависимости от изменения φ и c . Частный случай фундамента.

са n_n для нашего сооружения по нормам установлен величиной $n_n = 1,30$. Вместе с тем применительно к наиболее вероятному варианту проектируемого сооружения ожидаемая оптимальная удельная нагрузка на грунт, $\sigma_{соор} = 1,75 \text{ кг/см}^2$, фундамент ленточного типа.

При этих условиях оказывается, что сооружения полностью обеспечиваются против возможного «выпора». Откидывая из рассмотрения ре-

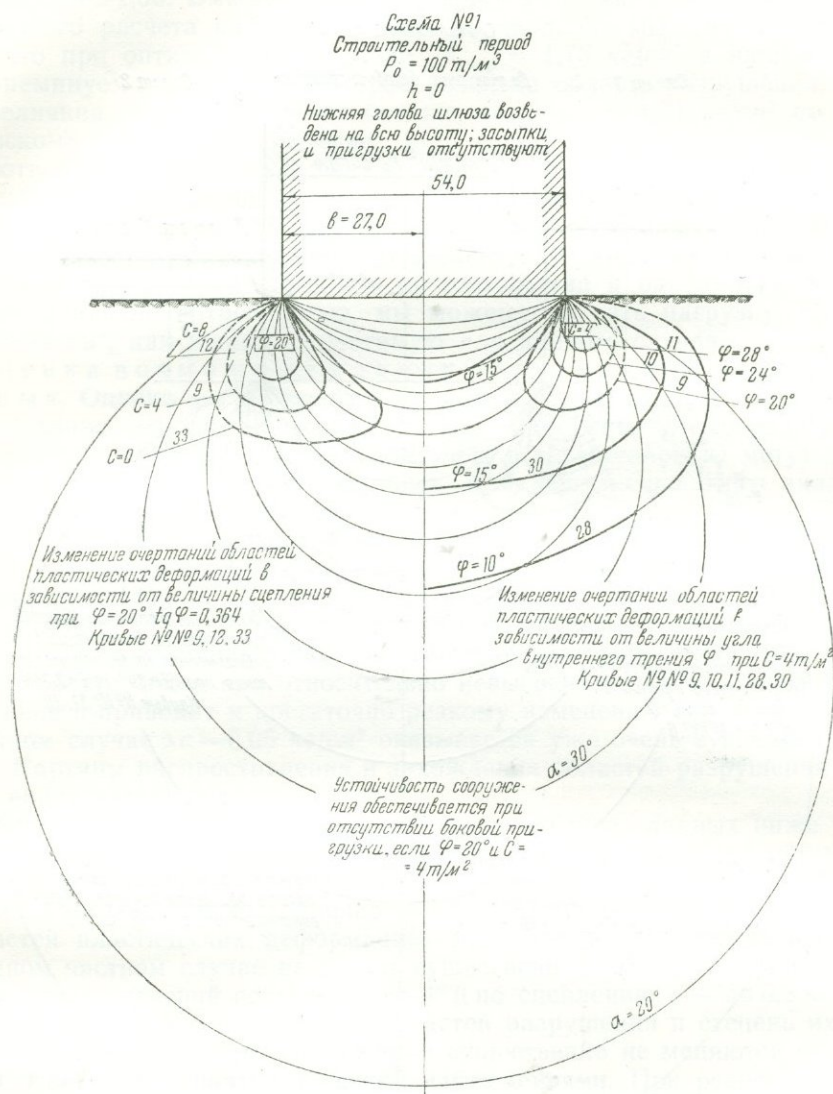


Рис. 73. Оценка роли возможного диапазона в изменении φ и c . Изменение в распространении и захождении областей разрушения.

Строительный период

Схема 3

До окончания боковых пригрузок

Схема 2

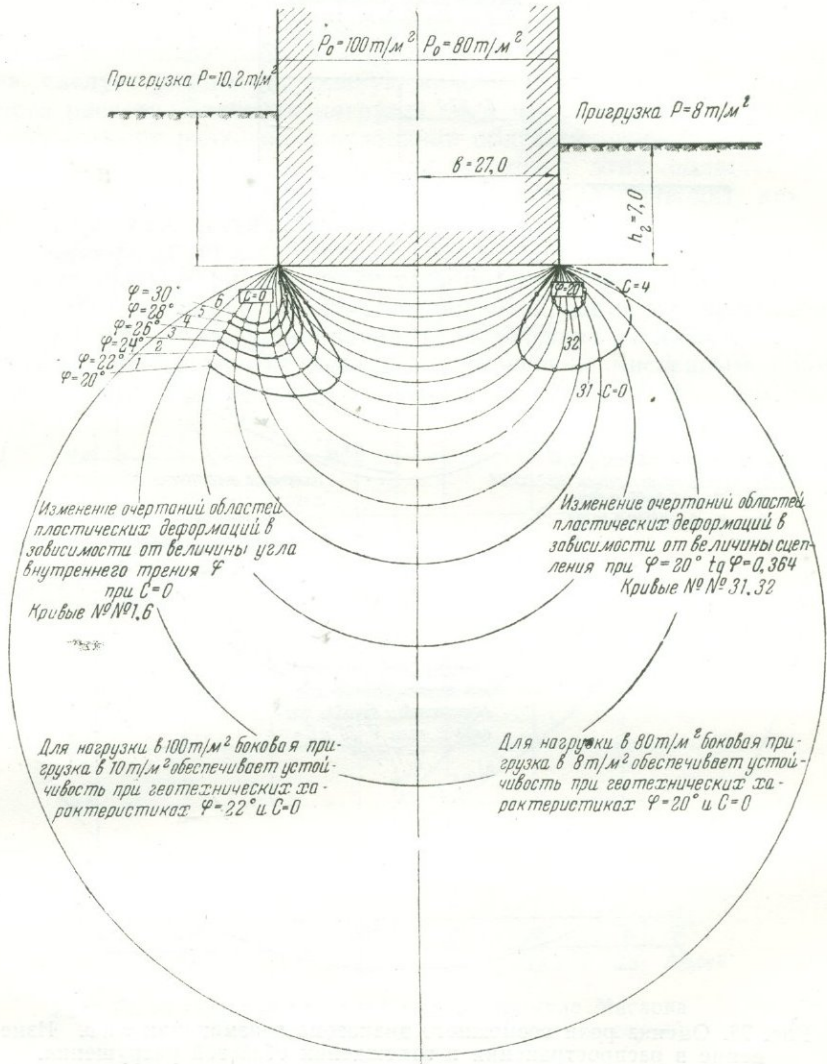


Рис. 74. Оценка возможного диапазона изменения φ и c . Распространение и захождение областей разрушения.

зультаты по формулам в табл. 8 Прандтль I и Терцаги II, как не отвечающие условиям задачи, мы видим, что потребная нагрузка $\sigma_{\text{соор}}$ обеспечивается поверкой на выпор коэффициентами запаса $n_{\text{соор}}$ не ниже 1,49. Таким образом обеспечиваются необходимые условия: $n_{\text{соор}} p \gg n_n$, т. е. $1,49 > 1,30$. Вместе с тем, обращаясь к анализу результатов поверочного расчета на выдавливание по табл. 9, мы должны отметить, что при оптимальной нагрузке $\sigma_{\text{соор}} = 1,75 \text{ кг/см}^2$ в нашем примере неминуемо получает некоторое развитие область разрушения, так как величина $\sigma_{\text{соор}}$ оказывается больше, чем $\sigma_{\text{без}} = 1,31 \text{ кг/см}^2$ по Пузыревскому-Фрелиху. Совпадение $\sigma_{\text{соор}}$ с $\sigma_{\text{без}}$ по Маслову указывает на соответствие глубины захождения этих областей под фундамент, как предельной по расчетной схеме Маслова. В силу этого повышение нагрузки сверх $\sigma_{\text{соор}} = 1,75 \text{ кг/см}^2$ привело бы к большему развитию и захождению этих областей под фундамент, что является нежелательным (рис. 65). Учитывая все эти обстоятельства и одновременно считаясь с реальной потребностью, мы можем признать нагрузку $\sigma_{\text{соор}} = 1,75 \text{ кг/см}^2$, как вполне допустимую для данного случая.

Оценка возможных влияний отклонений исходных данных. Оценка эта проводится на основе изучения:

а) Влияния на определение $\sigma_{\text{кр}}$ и $\sigma_{\text{без}}$ возможных отклонений в величине φ и c , которые (при реальном учете всей обстановки) могут быть признаны заслуживающими внимания. Для выполнения этого анализа лучше всего иметь построенным для данного частного случая график зависимости σ как функции изменения φ и c . В качестве примера на рис. 72 для некоторого частного случая (данные нанесены на графике) приводится график $\sigma_{\text{без}}$, построенный по формуле автора.

Мы видим, что для данного случая при малых φ и при постоянном c отклонения в величине φ до 5° не имеют существенного значения.

И наоборот, даже при относительно невысоких c всякое изменение в величине c приводит к достаточно резкому изменению в величине $\sigma_{\text{без}}$. В данном случае $\Delta c = 0,05 \text{ кг/см}^2$ оказывается уже очень существенным.

б) Картины распространения и захождения областей разрушения при изменениях значений φ и c .

Области разрушения строятся при этом на основе данных ниже указаний. На рис. 73 и 74 приводится пример такого построения применительно к некоторому частному случаю. Обратимся, например, к рис. 74. Анализ картины распространения и захождения областей разрушения (областей пластических деформаций) приводит нас к убеждению, что в данном частном случае не имеют существенного значения отклонения от принятых значений по углу φ до 4° и по сцеплению c — до $0,3 \text{ кг/см}^2$.

При этих отклонениях форма областей разрушения и степень их захождения под фундамент сооружения существенно не меняются.

79. Контроль принятых решений наблюдениями. При решении трудных задач всегда могут быть ошибки.

Борьба с ошибками всегда проще в начальной стадии, в особенности еще в строительном периоде. Вследствие этого во всех ответственных случаях при возведении сооружения должны быть поставлены наблюдения за его осадкой.

При крупном строительстве крайне интересно ставить полевые контрольные опыты на вспомогательных сооружениях, например, путем наблюдения за поведением высоких опор под краны и деррики или даже путем дополнительной загрузки ряжей перемычек с дорубкой венцов и огрузкой их камнем или песком и т. д.

Глава XIV

О ПОСТРОЕНИИ ОБЛАСТЕЙ РАЗРУШЕНИЯ

80. Общий случай. При оценке степени прочности грунтов на выдавливание необходимо знать характер и степень развития в основании сооружения областей разрушения.

Отсюда возникает необходимость умения построения этих областей применительно к условиям данной частной задачи.

Наиболее просто задача решается при необходимости выявления поведения грунта в некоторой небольшой области основания. Напомним, что мерой равновесия грунта в точке является равенство:

$$\theta_{\text{макс}} = \varphi, \quad (70)$$

где: $\theta_{\text{макс}}$ — угол наибольшего отклонения (см. курс автора «Инженерная геология»).

Очевидно, что при $\theta_{\text{макс}} > \varphi$ устойчивость грунта в данной точке нарушается. Зона, в каждой точке которой удовлетворяется условие $\theta_{\text{макс}} \geq \varphi$, является областью пластических деформаций или, как мы ее называем, областью разрушения.

Вместе с тем:

$$\sin \theta_{\text{макс}} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2}, \quad (71)$$

где: p_1 и p_2 — большее и меньшее главные напряжения. При необходимости учета собственного веса грунта в толще с объемным весом породы γ , заглубления фундамента h , сцепления грунта c через фиктивное заглубление h_c используется выражение:

$$\sin \theta_{\text{макс}} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 + p_2 + 2\gamma(z' + h + h_c)}. \quad (72)$$

Здесь z' — глубина рассматриваемой точки в основании относительно подошвы фундамента.

Напомним также, что $h_c = \frac{c}{\gamma \cdot \text{tg} \varphi}$.

Таким образом, для установления в некоторой точке основания угла $\theta_{\text{макс}}$ необходимо прежде всего для этой точки установить величины главных напряжений. Затем по формуле (72) мы определяем для ряда точек величины угла $\theta_{\text{макс}}$ и строим в основании линии равных $\theta_{\text{макс}}$. После этого путем сопоставления величин $\theta_{\text{макс}}$ и φ устанавливаем зоны, где $\theta_{\text{макс}} > \varphi$. Эти зоны и будут областями разрушений.

81. Случай равномерной распределенной нагрузки. На рис. 75 приводится график кривых равных углов видимости ($\alpha = \text{const}$). Напомним, что α — есть угол, под которым из данной точки основания видна подошва сооружения. Эти кривые — окружности для случая равномерной распределенной нагрузки в условиях плоской задачи являются одно-

временно кривыми равных значений главных напряжений p_1 и p_2 , равных наибольших касательных напряжений τ_{\max} , равных отношений

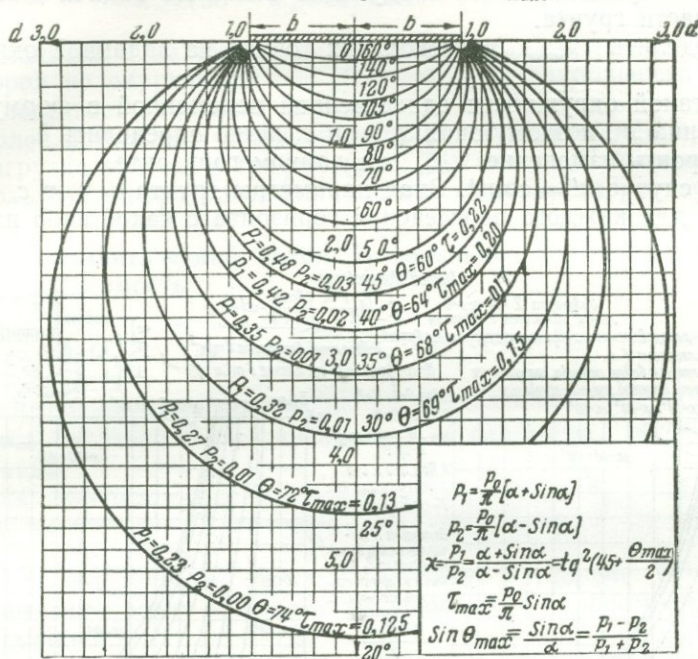


Рис. 75. Равномерно распределенная нагрузка (плоская задача). Кривые равных:

1) главных напряжений p_1 и p_2 ; 2) наибольших касательных напряжений τ_{\max} ; 3) отношений полуосей эллипса χ ; 4) углов наибольшего отклонения θ_{\max} .

полуосей эллипса напряжений χ и, следовательно, равных углов наибольшего отклонения θ_{\max} (без учета собственного веса толщи). Указанные величины приведены здесь в долях от интенсивности нагрузки p_0 . В табл. 10 приведены эти величины.

Таблица 10

Главные напряжения p_1 и p_2 , наибольшие скальвающие напряжения τ_{\max} и углы наибольшего отклонения θ_{\max} , как функции углов видимости α для случая равномерной нагрузки p_0 в условиях плоской задачи

α в °	p_1	p_2	τ_{\max}	θ_{\max} в °	α в °	p_1	p_2	τ_{\max}	θ_{\max} в °
0	0,00	0,00	0,00	90	90	0,82	0,18	0,32	40
20	0,23	0,00	0,12	74	95	0,85	0,21	0,32	37
25	0,27	0,01	0,13	72	100	0,87	0,24	0,31	35
30	0,32	0,01	0,15	69	105	0,90	0,28	0,31	32
35	0,35	0,01	0,17	68	110	0,91	0,31	0,30	30
40	0,47	0,02	0,20	64	115	0,93	0,35	0,29	27
54	0,48	0,03	0,22	60	120	0,94	0,39	0,28	24
55	0,52	0,04	0,24	58	125	0,96	0,43	0,26	22
60	0,57	0,05	0,26	56	130	0,97	0,48	0,25	20
65	0,61	0,06	0,22	54	135	0,97	0,52	0,22	17
70	0,65	0,07	0,22	51	140	0,98	0,58	0,20	15
75	0,69	0,09	0,30	49	145	0,98	0,64	0,18	13
80	0,76	0,13	0,31	47	150	0,99	0,67	0,16	11
85	0,79	0,15	0,32	45	155	0,99	0,72	0,15	9
				42	160	1,00	0,78	0,11	7

Пользуясь формулой (72) и чертежом окружностей $\alpha = \text{const}$, можно простейшим образом решить следующие основные задачи для ограниченной области грунта.

1. Определить $\theta_{\text{макс}}$ в нескольких точках на заданной окружности $\alpha = \text{const}$.

Вдоль такой окружности единственной переменной в формуле (71) будет глубина z' , поэтому зная γ , φ и c , легко определить θ .

2. Построить изменение $\theta_{\text{макс}}$ на данном горизонте.

В этом случае $z' = \text{const}$. Зная параметры грунта γ , φ и c , находим значение θ для каждого пересечения горизонта с какой-либо из окружностей.

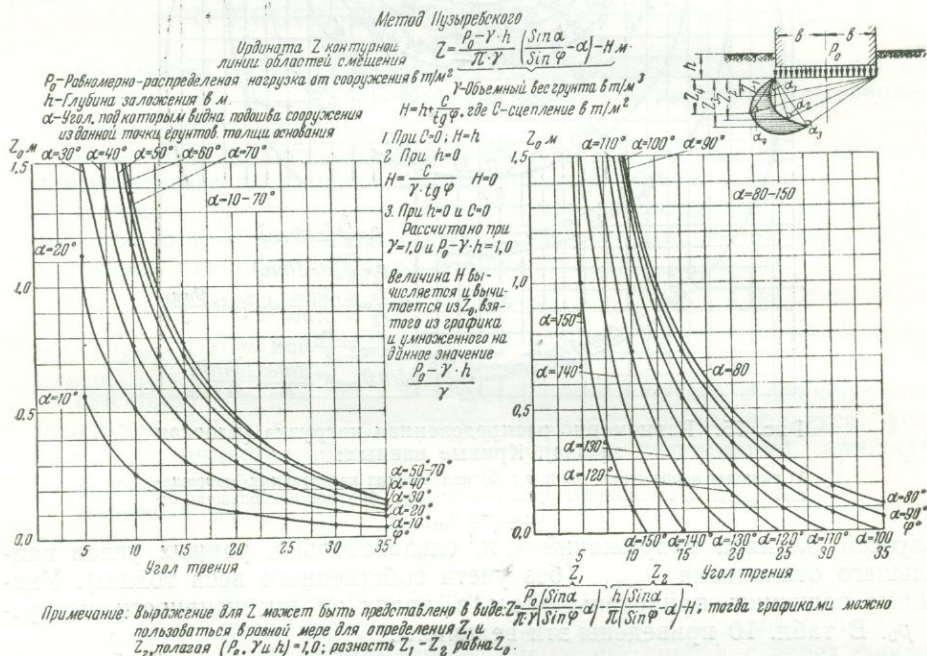


Рис. 76. График для построения кривых одновременного разрушения методом Пузыревского.

3. Найти несколько точек $\theta_{\text{макс}} = \text{const}$ (заданная величина). Решая уравнение (72) относительно z' , имеем:

$$z' = \frac{\tau_{\text{макс}}}{\gamma \sin \theta_{\text{макс}}} - \frac{P_{45^\circ}}{\gamma} - (h + h_c). \quad (73)$$

Здесь

$$\tau_{\text{макс}} = \frac{P_1 - P_2}{2} \quad \text{и} \quad P_{45^\circ} = \frac{P_1 + P_2}{2}.$$

Выбрав окружность $\alpha = \text{const}$, на которой мы рассчитываем получить точку θ (заданная величина), подставляем в правую часть уравнения (73) величины $\tau_{\text{макс}}$ и P_{45° , соответствующие этой окружности значения γ , φ , h и h_c — данные величины и $\sin \theta$ — заданная величина. В левой части получается ордината искомой точки. Найдя несколько таких точек (на различных окружностях), соединяют их плавной кривой.

4. Найти точку наиболее глубокого распространения кривой

$$\theta_{\text{макс}} = \text{const}.$$

Согласно теории, эта точка лежит на окружности

$$\alpha = (90 - \varphi) = \text{const.}$$

Решение сводится к нахождению методом, изложенным в задаче 3, точки, в которой на окружности $\alpha = (90 - \varphi)$ угол наибольшего отклонения $\theta_{\text{макс}}$ достигает заданного значения.

Для более детального построения областей разрушения при равномерной нагрузке приводим график (рис. 76) метода Пузыревского.

Для пользования графиком никаких дополнительных разъяснений не требуется.

82. Графо-аналитический метод. В механике грунтов установлена следующая зависимость:

$$z' = \frac{p_0 - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \theta_{\text{макс}}} - \alpha \right) - (h + h_c), \quad (74)$$

где p_0 — интенсивность равномерно-распределенной нагрузки.

Величина нагрузки p_0 , заглубления h и параметры грунта должны быть известны.

Остается задаться углом наибольшего отклонения $\theta_{\text{макс}}$, кривую равных значений которого желательно получить. После этого z' остается функцией только угла α .

Семейство окружностей для ряда значений α (по рис. 75) надо нанести на миллиметровку и для тех же значений α по формуле (74) подсчитать величины z' .

После этого на миллиметровку накладывается калька, на которую наносятся точки, одновременно лежащие и на окружности, соответствующей данному α и на глубине z' , подсчитанной для этого значения α по уравнению (74).

Соединив плавной кривой эти точки, получаем линию равных $\theta_{\text{макс}}$ для того значения $\theta_{\text{макс}}$, которое было введено в уравнение (74).

83. Случай слоистого строения толщи. Так как в формулу (74) входит величина γ — объемный вес, меняющийся в данном случае скачками, то формулу (74) следует преобразовать следующим образом:

$$(z' + h) \gamma_z + \frac{c}{\text{tg } \varphi_z} = \frac{p_0 - \gamma_h \cdot h}{\pi} \cdot \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \theta_{\text{макс}}} - \alpha \right). \quad (75)$$

Величина $z = z' + h$ — полное заглубление данной точки под дневной поверхностью.

Произведение $(z' + h) \gamma_z$ — давление вышележащей толщи грунта при среднем объемном весе вышележащих пород γ_z .

Фиктивное давление $\frac{c}{\text{tg } \varphi_z}$ (устанавливается в зависимости от глубины).

Правая часть уравнения (75) может быть подсчитана так же, как раньше, и построение кривой $\theta_{\text{макс}} = \text{const}$ ведется прежним порядком.

Результаты таких построений в виде примеров приведены на рис. 77 а, б.

К оценке всех этих построений не следует подходить буквально. Это замечание в данном случае тем более справедливо, что уравнения теории упругости, приложение которых к грунтам вообще не может быть произведено безоговорочно, не только в пластических зонах, но даже и приближенно к ним, перестают быть верными.

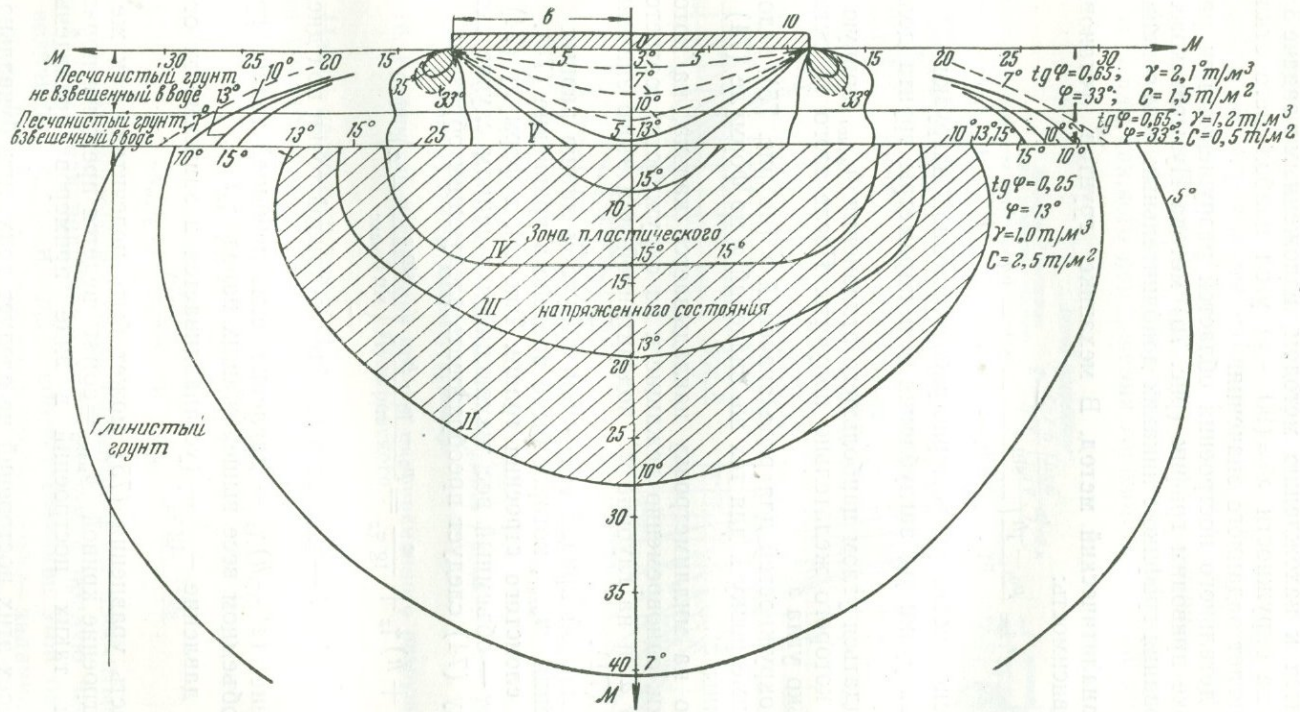


Рис. 77а. Линии одновременного разрушения. Незаглубленное сооружение; слоистая толща основания; нагрузка $p_0 = 4 \text{ кг/см}^2$.

Однако построение областей разрушения, выполненное хотя бы в грубо примерной форме, все же очень полезно в инженерно-геологическом анализе.

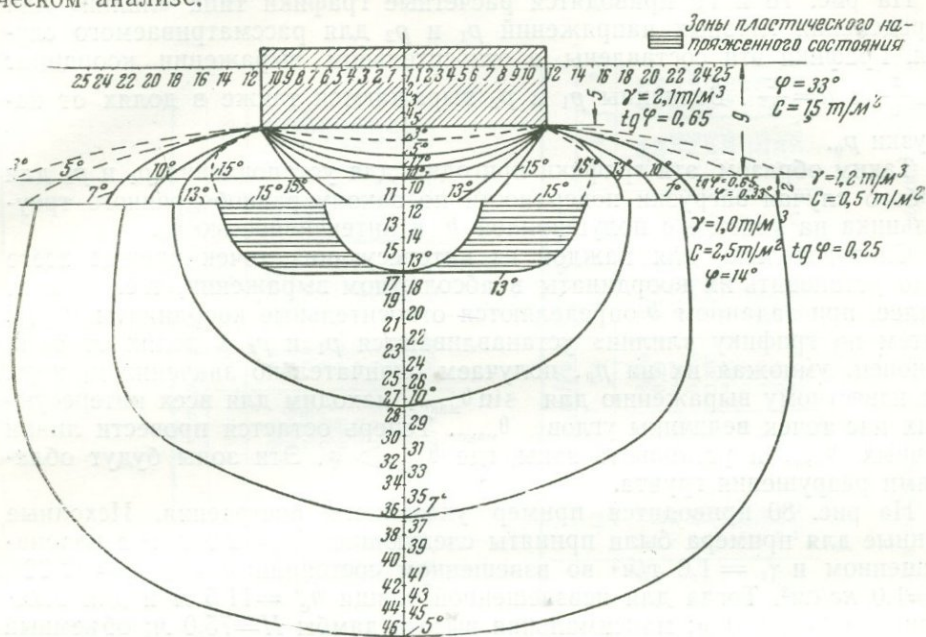


Рис. 77 б. Распределение и захождение областей разрушения. Сооружение заглублено; нагрузка $p_0 = 5,05 \text{ кг/см}^2$. Основание сложено разнородными породами.

84. Случай треугольной нагрузки. Мы рассмотрели выше способ построения областей разрушения для случая бесконечной полосовой равномерно распределенной нагрузки (плоская задача). Построение этих областей для иных случаев нагрузок принципиально проще всего осуществляется через главные напряжения p_1 и p_2 методом, изложенным выше по известному уже нам выражению (72).

Величины главных напряжений p_1 и p_2 определяются для случая загрузки поверхности по закону равнобедренного треугольника (напр. профиль земляной дамбы) из выражений:

$$p_1 = \frac{p_0}{\pi \cdot b} \left[b(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - z \ln \frac{R_1 R_2}{R_0^2} \right] + \frac{p_0 \cdot z}{\pi \cdot b} \sqrt{\ln^2 \frac{R_1 R_2}{R_0^2} + (\alpha_1 - \alpha_2)^2}, \quad (76)$$

$$p_2 = \frac{p_0}{\pi \cdot b} \left[b(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - z \ln \frac{R_1 R_2}{R_0^2} \right] - \frac{p_0 \cdot z}{\pi \cdot b} \sqrt{\ln^2 \frac{R_1 R_2}{R_0^2} + (\alpha_1 - \alpha_2)^2}, \quad (77)$$

где: p_0 — интенсивность загрузки поверхности в т/м^2 по оси загрузки (высота треугольника); b — полуширина загруженного участка в m ; z — поперечному координата точки в m ; величины $\alpha_1, \alpha_2, R_1, R_2, R_0$ и x — определяющие положение точки в основании, устанавливаются в соответствии с расчетной схемой. Обращается внимание, что величина x должна

приниматься в соответствии со знаками (+) или (-) по расчетной схеме.

На рис. 78 и 79 приводятся расчетные графики типа «лили» для определения главных напряжений p_1 и p_2 для рассматриваемого случая. Графики эти составлены в относительном выражении координат $v = \frac{z}{b}$ и $d = \frac{x}{b}$. Величины p_1 и p_2 выражаются также в долях от нагрузки p_0 .

Таким образом, эти графики пригодны для установления p_1 и p_2 для любого случая загрузки поверхности по закону равнобедренного треугольника на участке с полушириной b и интенсивностью p_0 .

Следовательно, для каждой из интересующих точек прежде всего надо установить их координаты в абсолютном выражении, т. е. z и x . Далее, при заданном b определяются относительные координаты v и d . Затем по графику «лили» устанавливаются p_1 и p_2 в долях от p_0 и, наконец, умножая их на p_0 , получаем окончательно значения p_1 и p_2 . По известному выражению для $\sin \theta_{\text{макс}}$ находим для всех интересующих нас точек величины углов $\theta_{\text{макс}}$. Теперь остается провести линии равных $\theta_{\text{макс}}$ и установить зоны, где $\theta_{\text{макс}} > \varphi$. Эти зоны будут областями разрушения грунта.

На рис. 80 приводится пример указанного построения. Исходные данные для примера были приняты следующие: $\gamma_w = 2,0 \text{ т/м}^3$ в водонасыщенном и $\gamma_s = 1,0 \text{ т/м}^3$ во взвешенном состоянии; $h = 0$, $\varphi = 23^\circ 30'$, $c = 1,0 \text{ кг/см}^2$. Тогда для невзвешенной толщи $h_c' = 11,5 \text{ м}$ и для взвешенной $h_c'' = 23,0 \text{ м}$; максимальная высота дамбы $H = 75,0 \text{ м}$; объемный вес материала дамбы $\gamma_w = 2,0 \text{ т/м}^3$ и $\gamma_s = 1,0 \text{ т/м}^3$ при учете взвешивания. При этом условии при отсутствии затопления $p_0' = 75 \times 2,0 = 150 \text{ т/м}^2$ (15 кг/см^2) и полном затоплении $p_0'' = 75,0 \times 1,0 = 75,0 \text{ т/м}^2$ ($7,5 \text{ кг/см}^2$) и, наконец, полная ширина дамбы понизу $2b = 500 \text{ м}$, или $b = 250 \text{ м}$.

Расчет по определению $\theta_{\text{макс}}$ выполнен для 130 точек в основании по створам с расстояниями между горизонталями 10 м и между вертикалями 25 м. Расчет произведен для двух случаев при отсутствии затопления дамбы (левая часть рисунка) и при ее затоплении (правая часть рисунка). Рассмотрение этого рисунка позволяет сделать ряд интересных выводов. Прежде всего отметим, что при треугольной нагрузке мы получаем картину распространения областей в основании сооружения, качественно отличающуюся от случая равномерно-распределенной нагрузки. Если в первом случае области разрушения возникают в поверхностных горизонтах и стремятся при благоприятных для этого условиях уйти вглубь под сооружения, то во втором случае они зарождаются на глубине под сооружением и стремятся при аналогичных условиях выйти в поверхностные краевые зоны.

Отсюда следует, что появление выпора грунта в поверхностных горизонтах в условиях рассматриваемого случая может явиться, даже при небольшом масштабе явления, предвестником катастрофического для сооружения нарушения устойчивости его основания.

Это положение приобретает тем большее значение, что в рассматриваемом случае уменьшение угла внутреннего трения всего лишь на один градус против критического приводит сразу же к исключительно резкому скачку в развитии области разрушения ($8-7^\circ$ для левой половины чертежа и $11-10^\circ$ соответственно для правой).

Переходя к количественным выражениям, мы можем отметить, что угол трения по примеру $\varphi = 23^\circ 30'$ во всех случаях оказывается большим угла $\theta_{\text{макс}}$. Таким образом, в условиях нашего примера можно

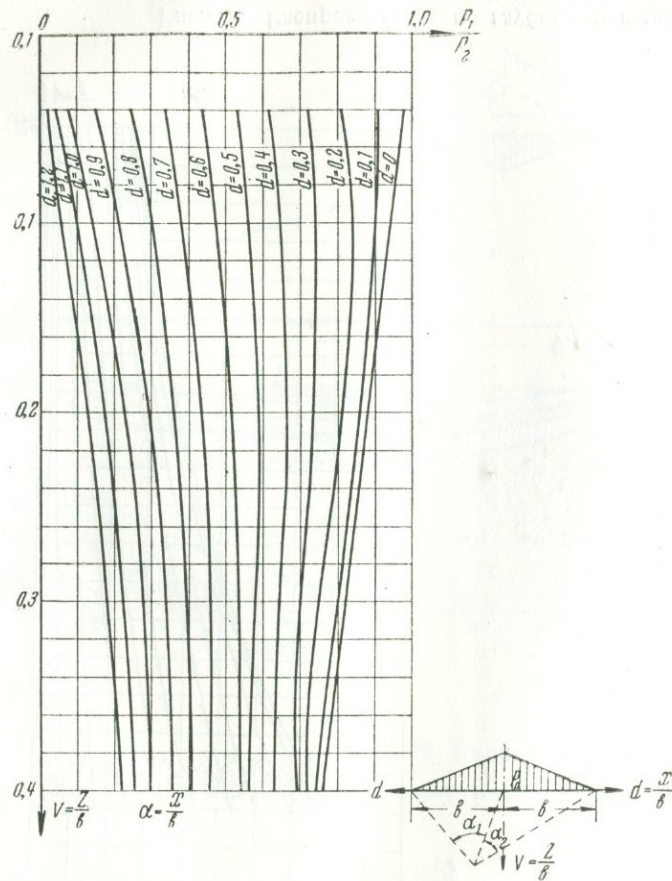
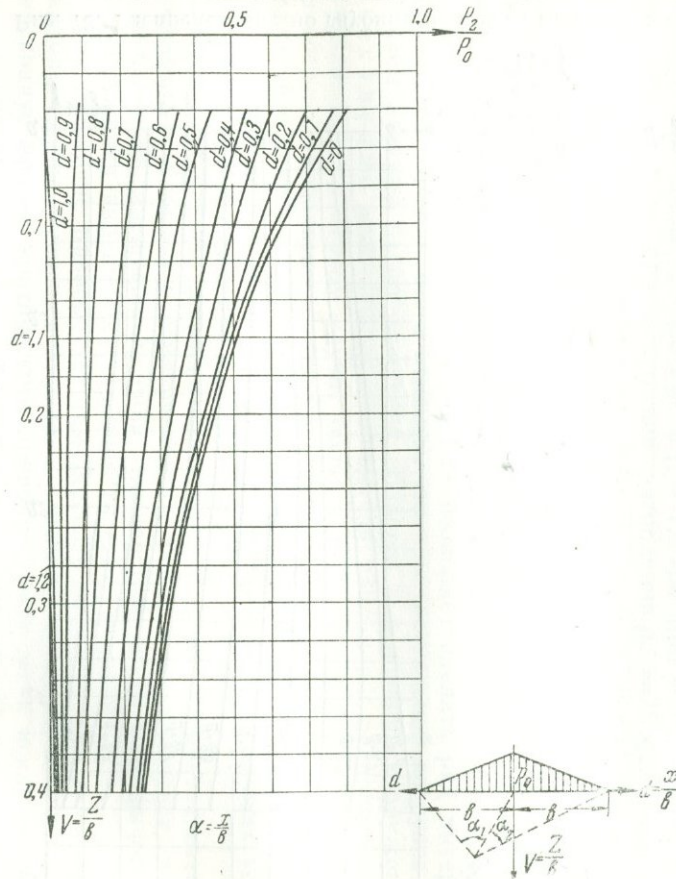


Рис. 78. Распределение по глубине большего главного напряжения p_1 при треугольной нагрузке на поверхности.

v	p_1/p_0 при d равном					
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0,04	0,98	0,91	0,81	0,72	0,62	0,53
0,08	0,95	0,905	0,83	0,735	0,635	0,55
0,12	0,93	0,895	0,84	0,74	0,65	0,565
0,16	0,905	0,88	0,83	0,74	0,66	0,58
0,20	0,88	0,86	0,815	0,735	0,665	0,59
0,24	0,855	0,84	0,79	0,725	0,66	0,59
0,28	0,83	0,815	0,76	0,71	0,655	0,585
0,32	0,805	0,79	0,74	0,695	0,645	0,58
0,36	0,78	0,765	0,73	0,69	0,64	0,57
0,40	0,76	0,74	0,72	0,685	0,635	0,56

v	p_1/p_0 при d равном						
	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
0,04	0,44	0,34	0,245	0,155	0,08	0,04	0,02
0,08	0,46	0,365	0,29	0,19	0,12	0,08	0,05
0,12	0,48	0,39	0,32	0,23	0,16	0,115	0,075
0,16	0,50	0,415	0,345	0,265	0,20	0,145	0,105
0,20	0,515	0,435	0,365	0,295	0,23	0,175	0,13
0,24	0,53	0,45	0,38	0,315	0,255	0,195	0,15
0,28	0,535	0,455	0,39	0,33	0,27	0,21	0,17
0,32	0,535	0,46	0,40	0,34	0,28	0,225	0,19
0,36	0,54	0,46	0,41	0,35	0,29	0,24	0,205
0,40	0,545	0,46	0,415	0,36	0,30	0,255	0,22



v	p_2/p_0 при d равном					
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
0,04	0,82	0,775	0,70	0,61	0,54	0,445
0,08	0,69	0,665	0,62	0,53	0,485	0,38
0,12	0,59	0,375	0,54	0,475	0,435	0,335
0,16	0,51	0,50	0,48	0,425	0,385	0,30
0,20	0,45	0,435	0,42	0,38	0,34	0,27
0,24	0,395	0,38	0,37	0,335	0,295	0,25
0,28	0,35	0,34	0,325	0,30	0,26	0,225
0,32	0,315	0,30	0,29	0,27	0,235	0,205
0,36	0,285	0,275	0,26	0,24	0,215	0,18
0,40	0,26	0,25	0,24	0,215	0,20	0,165

v	p_2/p_0 при d равном						
	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
0,04	0,36	0,26	0,17	0,09	0	0	0
0,08	0,31	0,225	0,15	0,075	0,005	0	0
0,12	0,275	0,20	0,135	0,065	0,015	0	0
0,16	0,24	0,175	0,12	0,06	0,025	0	0
0,20	0,215	0,16	0,11	0,06	0,03	0,005	0
0,24	0,195	0,14	0,10	0,055	0,035	0,01	0
0,28	0,175	0,13	0,09	0,05	0,035	0,01	0
0,32	0,155	0,11	0,08	0,045	0,035	0,015	0,05
0,36	0,14	0,10	0,075	0,045	0,03	0,015	0,01
0,40	0,12	0,09	0,07	0,04	0,03	0,2	0,01

Рис. 79. Распределение по глубине меньшего главного напряжения p_2 при треугольной нагрузке на поверхности.

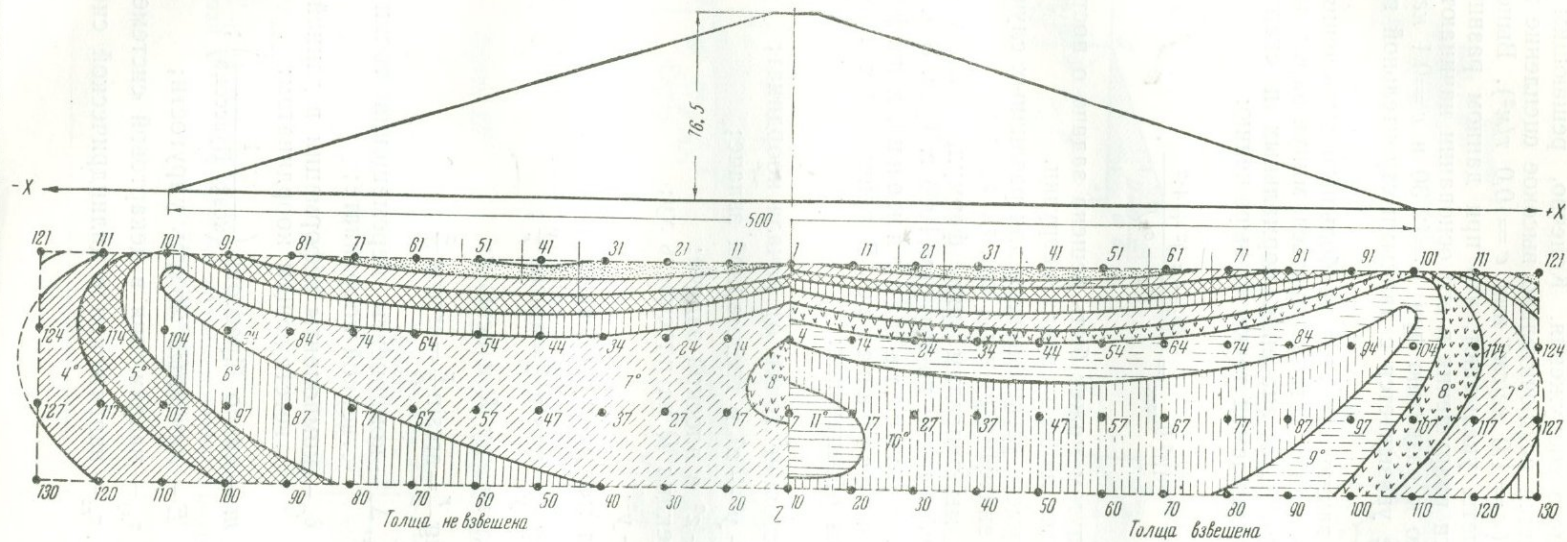


Рис. 80. Оценка устойчивости основания дамбы.
Области равных значений углов наибольшего отклонения θ_{\max} .

говорить о вполне устойчивом, прочном и надежном положении основания рассматриваемого сооружения. Конечно, решающим фактором в этом условии является исключительно высокое сцепление породы, принятое в примере ($c = 1,0 \text{ кг/см}^2$ или $c = 10,0 \text{ т/м}^2$). Выполненные дополнительные расчеты указывают, что при данном развитии профиля сооружения области разрушения в его основании начинают приобретать опасную тенденцию к развитию при $\varphi = 12^\circ 30'$ и $c = 0,1 \text{ кг/см}^2$ и ниже. Этот вывод вполне увязывается с данными строительной гидротехнической практики.

Отметим здесь также, что угол наибольшего отклонения $\theta_{\text{макс}}$ в необходимых случаях может устанавливаться, минуя определения главных напряжений p_1 и p_2 , через значения нормальных и скалывающих напряжений в рассматриваемой точке по выражению:

$$\sin^2 \theta_{\text{макс}} = \frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau^2}{(\sigma_z + \sigma_x)^2} \quad (78)$$

Подобным же путем может быть решена задача о построении областей разрушения для любого случая нагрузки.

Нужно только уметь устанавливать для различных случаев нагрузок для данной точки значения p_1 и p_2 , или σ_z , σ_x и τ .

Для этой цели мы приводим ряд формул, взятых из материалов Всемирной конференции по грунтам 1936 г. (рис. 81).

Формулы для расчета напряжений и деформации в упругом полупространстве. В приводимых ниже формулах приняты следующие обозначения:

R — расстояние точки от начала координат;

$R^2 = x^2 + y^2 + z^2$ в трехмерной задаче;

$R^2 = x^2 + z^2$ в плоской задаче;

r — проекция R на плоскость xy ;

$r^2 = x^2 + y^2$;

θ — угол между r и осью y ;

$\theta = \text{arctg} \frac{x}{y} = \arcsin \frac{z}{r} = \arccos \frac{y}{r}$;

ψ — угол между R и осью z ;

$\psi = \text{arctg} \frac{r}{z} = \arcsin \frac{r}{R} = \arccos \frac{z}{R}$;

$\Delta_z, \Delta_y, \Delta_x, \Delta_r$ — компоненты перемещения точки по соответственной координате;

$\delta_z, \delta_y, \delta_x, \delta_r$ — компоненты деформации в данной точке по соответствующим координатам;

m — число Пуассона $\left(\frac{1}{\text{коэф. Пуассона}} \right)$;

E — линейный модуль упругости;

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xz}, \tau_{zy}, \tau_{xy}$ — напряжения в декартовой системе;

$\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z, \tau_{rz}$ — напряжения в цилиндрической системе.

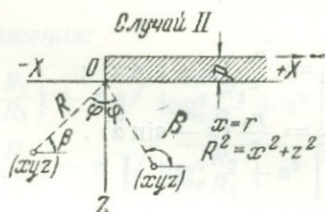
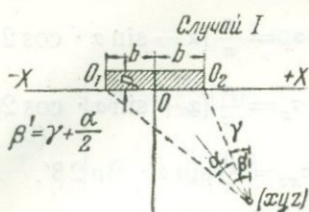


Рис. 81а. Случай I—ленточная равномерно распределенная нагрузка.
Случай II—полубесконечная нагрузка.

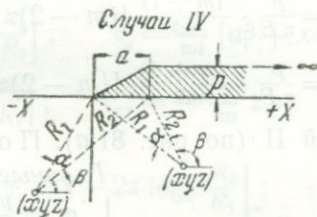
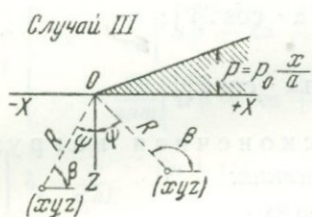


Рис. 81б. Случай III—треугольная полубесконечная нагрузка.
Случай IV—комбинированная треугольная и полубесконечная нагрузка.

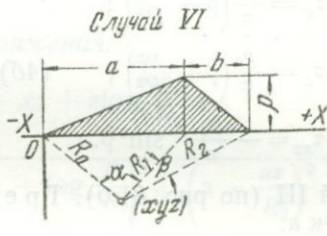
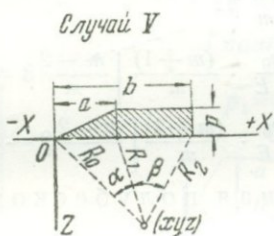


Рис. 81в. Случай V—комбинированная треугольная и ленточная нагрузка.
Случай VI—нагрузка по неравностороннему треугольнику.

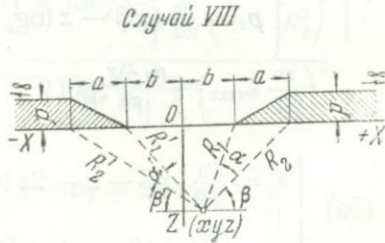
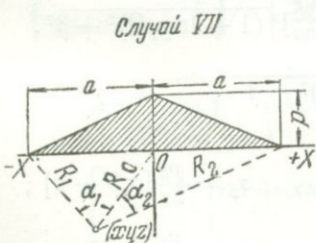


Рис. 81г. Случай VII—нагрузка по закону равностороннего треугольника.
Случай VIII—симметричная комбинированная треугольная и полубесконечная нагрузка

Случай I (по рис. 81а). Ленточная равномерно-распределенная нагрузка.

Главные напряжения:

$$(1) \quad p_1 = \frac{p_0}{\pi} (\alpha + \sin \alpha);$$

$$(2) \quad p_2 = \frac{p_0}{\pi} (\alpha - \sin \alpha).$$

$$(3) \quad \begin{cases} \sigma_x = \frac{p}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cdot \cos 2\beta']; \\ \sigma_z = \frac{p}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cdot \cos 2\beta']; \\ \tau_{xz} = \frac{p}{\pi} \sin \alpha \cdot \sin 2\beta'. \end{cases}$$

$$(3a) \quad \begin{cases} \sigma_y = \frac{2p}{\pi m} \alpha; \\ \delta_z = \frac{p}{\pi E} \cdot \frac{(m+1)}{m^2} [(m-2)\alpha + m \sin \alpha \cdot \cos 2\beta']; \\ \delta_x = \frac{p}{\pi E} \cdot \frac{(m+1)}{m^2} [(m-2)\alpha - m \sin \alpha \cdot \cos 2\beta]. \end{cases}$$

Случай II (по рис. 81а). Полубесконечная нагрузка.

Главные напряжения:

$$(4) \quad \begin{cases} p_1 = \frac{p_0}{\pi} (\beta + \sin \beta); \\ p_2 = \frac{p_0}{\pi} (\beta - \sin \beta). \end{cases}$$

$$(4a) \quad \begin{cases} \sigma_x = \frac{p_0}{\pi} \left(\beta - \frac{xz}{R^2} \right); \\ \sigma_z = \frac{p_0}{\pi} \left(\beta + \frac{xz}{R^2} \right); \\ \tau_{xz} = -\frac{p_0}{\pi} \cdot \sin^2 \beta. \end{cases} \quad (4б) \quad \begin{cases} \sigma_y = \frac{2p_0}{\pi m} \beta; \\ \delta_z = \frac{p_0}{\pi E} \cdot \frac{(m+1)}{m} \left[\frac{m-2}{m} \beta + \frac{xz}{R^2} \right]; \\ \delta_x = \frac{p_0}{\pi E} \cdot \frac{(m+1)}{m} \left[\frac{m-2}{m} \beta - \frac{xz}{R^2} \right]. \end{cases}$$

Случай III (по рис. 81б). Треугольная полубесконечная нагрузка.

Главные напряжения:

$$(5) \quad \begin{cases} p_1 = \frac{p_0}{\pi a} (x\beta - z \log_e R) + \frac{p_0 z}{\pi a} \sqrt{(1 + \log_e R)^2 + \beta^2}; \\ p_2 = \frac{p_0}{\pi a} (x\beta - z \log_e R) - \frac{p_0 z}{\pi a} \sqrt{(1 + \log_e R)^2 + \beta^2}. \end{cases}$$

$$\tau_{\max} = \frac{p_0 \cdot z}{\pi a} \sqrt{(1 + \log_e R)^2 + \beta^2}.$$

$$(5a) \quad \begin{cases} \sigma_x = \frac{p_0}{\pi a} [x\beta - z - 2z \log_e R]; & \sigma_z = \frac{p_0}{\pi a} [x\beta + z]; \\ \sigma_y = \frac{2p_0}{\pi a m} [x\beta - z \log_e R]; & \tau_{xz} = \frac{p_0}{\pi a} \cdot z \beta. \end{cases}$$

$$(5b) \quad \begin{cases} \delta_z = \frac{p_0}{\pi a E} \cdot \frac{m+1}{m} \left[x\beta + z - \frac{2}{m} (x\beta - z \cdot \log_e R) \right]; \\ \delta_x = \frac{p_0}{\pi a E} \cdot \frac{m+1}{m} \left[x\beta - z - 2z \cdot \log_e R - \frac{2}{m} (x\beta - z \log_e R) \right]. \end{cases}$$

Случай IV (по рис. 81 б). Комбинированная треугольная и полубесконечная нагрузки.

Главные напряжения:

$$(6) \begin{cases} p_1 = \frac{p}{\pi a} \left[(a\beta + x\alpha + z \log_e \frac{R_2}{R_1}) + z \sqrt{\log_e^2 \frac{R_2}{R_1} + \alpha^2} \right]; \\ p_2 = \frac{p}{\pi a} \left[(a\beta + x\alpha + z \log_e \frac{R_2}{R_1}) - z \sqrt{\log_e^2 \frac{R_2}{R_1} + \alpha^2} \right]; \\ \tau_{\max} = \frac{pz}{\pi a} \sqrt{\log_e^2 \frac{R_2}{R_1} + \alpha^2}. \end{cases}$$

$$(6a) \begin{cases} \sigma_x = \frac{p}{\pi a} \left[a\beta + x\alpha + 2z \log_e \frac{R_2}{R_1} \right]; & \sigma_z = \frac{p}{\pi a} [a\beta + x\alpha]; \\ \sigma_y = \frac{2p}{\pi am} \left[a\beta + x\alpha + z \log_e \frac{R_2}{R_1} \right]; & \tau_{xz} = -\frac{p}{\pi a} z\alpha. \end{cases}$$

$$(6b) \begin{cases} \delta_z = \frac{p}{\pi a E} \cdot \frac{(m+1)}{m^2} \left[(m-2)(a\beta + x\alpha) - 2z \log_e \frac{R_2}{R_1} \right]; \\ \delta_x = \frac{p}{\pi a E} \cdot \frac{(m+1)}{m^2} \left[(m-2)(a\beta + x\alpha) + 2z(m-1) \log_e \frac{R_2}{R_1} \right]. \end{cases}$$

Случай V (по рис. 81 в). Комбинированная треугольная и ленточная нагрузки.

Главные напряжения:

$$(7) \begin{cases} p_1 = \frac{p}{\pi a} \left[a\beta + x\alpha + z \log_e \frac{R_1}{R_2} + \right. \\ \left. + z \sqrt{\left\{ \frac{a}{R_2^2} (x-b) + \log_e \frac{R_1}{R_0} \right\}^2 + \left(\alpha - \frac{az}{R_2^2} \right)^2} \right]; \\ p_2 = \frac{p}{\pi a} \left[a\beta + x\alpha + z \log_e \frac{R_1}{R_2} - \right. \\ \left. - z \sqrt{\left\{ \frac{a}{R_2^2} (x-b) + \log_e \frac{R_1}{R_0} \right\}^2 + \left(\alpha - \frac{az}{R_2^2} \right)^2} \right]; \\ \tau_{\max} = \frac{pz}{\pi a} \sqrt{\left\{ \frac{a}{R_2^2} (x-b) + \log_e \frac{R_1}{R_0} \right\}^2 + \left(-\alpha - \frac{az}{R_2^2} \right)^2}. \end{cases}$$

$$(7a) \begin{cases} \sigma_x = \frac{p}{\pi a} \left[a\beta + x\alpha + \frac{az}{R_2^2} (x-b) + 2z \log_e \frac{R_1}{R_0} \right]; \\ \sigma_z = \frac{p}{\pi a} \left[a\beta + x\alpha - \frac{az}{R_2^2} (x-b) \right]; \\ \sigma_y = \frac{2p}{\pi ma} \left[a\beta + x\alpha + z \log_e \frac{R_1}{R_0} \right]; \\ \tau_{xz} = \frac{-p}{\pi a} \left[z\alpha - a \frac{z^2}{R_2^2} \right]. \end{cases}$$

$$(7b) \begin{cases} \delta_z = \frac{p}{\pi a E} \frac{m+1}{m} \left[a\beta + x\alpha - \frac{az}{R_2^2} (x-b) - \frac{2}{m} \left\{ a\beta + x\alpha + z \log_e \frac{R_1}{R_0} \right\} \right]; \\ \delta_x = \frac{p}{\pi a E} \frac{m+1}{m} \left[a\beta + x\alpha + \frac{az}{R_2^2} (x-b) + 2z \log_e \frac{R_1}{R_0} - \right. \\ \left. - \frac{2}{m} \left\{ a\beta + x\alpha + z \log_e \frac{R_1}{R_0} \right\} \right]. \end{cases}$$

Случай VI (по рис. 81 в). Нагрузка по неравностороннему треугольнику.

Главные напряжения:

$$(8) \begin{cases} p_1 = \frac{p}{\pi} \left[\frac{x}{a} \alpha + \frac{a+b-x}{b} \beta + \frac{z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} + \frac{z}{b} \log_e \frac{R_1}{R_2} \right] + \\ + \frac{pz}{\pi} \sqrt{\left(\frac{1}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} + \frac{1}{b} \log_e \frac{R_1}{R_2} \right)^2 + \left(\frac{\alpha}{a} - \frac{\beta}{b} \right)^2}; \\ p_2 = \frac{p}{\pi} \left[\frac{x}{a} \alpha + \frac{a+b-x}{b} \beta + \frac{z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} + \frac{z}{b} \log_e \frac{R_1}{R_2} \right] - \\ - \frac{pz}{\pi} \sqrt{\left(\frac{1}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} + \frac{1}{b} \log_e \frac{R_1}{R_2} \right)^2 + \left(\frac{\alpha}{a} - \frac{\beta}{b} \right)^2}; \\ \tau_{\max} = \frac{p \cdot z}{\pi} \sqrt{\left(\frac{1}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} + \frac{1}{b} \log_e \frac{R_1}{R_2} \right)^2 + \left(\frac{\alpha}{a} - \frac{\beta}{b} \right)^2}. \end{cases}$$

$$(8a) \begin{cases} \sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\frac{x}{a} \alpha + \frac{a+b-x}{b} \beta + \frac{2z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} + \frac{2z}{b} \log_e \frac{R_1}{R_2} \right]; \\ \sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\frac{x}{a} \alpha + \frac{a+b-x}{b} \beta \right]; \\ \sigma_y = \frac{2p}{\pi m} \left[\frac{x}{a} \alpha + \frac{a+b-x}{b} \beta + \frac{z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} + \frac{z}{b} \log_e \frac{R_1}{R_2} \right]; \\ \tau_{xz} = \frac{pz}{\pi} \left[\frac{\alpha}{a} - \frac{\beta}{b} \right]; \end{cases}$$

$$(8b) \begin{cases} \delta_z = \frac{p}{\pi E} \cdot \frac{(m+1)}{m} \left[\frac{x}{a} \alpha + \frac{a+b-x}{b} \beta - \frac{2}{m} \left\{ \frac{x}{a} \alpha + \frac{a+b-x}{b} \beta + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} + \frac{z}{b} \log_e \frac{R_1}{R_2} \right\} \right]; \\ \delta_x = \frac{p}{\pi E} \cdot \frac{m+1}{m} \left[\left\{ \frac{x}{a} \alpha + \frac{a+b-x}{b} \beta + \frac{2z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} + \frac{2z}{b} \log_e \frac{R_1}{R_2} \right\} - \right. \\ \left. - \frac{2}{m} \left\{ \frac{x}{a} \alpha + \frac{a+b-x}{b} \beta + \frac{z}{a} \log_e \frac{R_1}{R_0} + \frac{z}{b} \log_e \frac{R_1}{R_2} \right\} \right]. \end{cases}$$

Случай VII (по рис. 81 г). Нагрузка по закону равностороннего треугольника.

Главные напряжения:

$$(9) \left\{ \begin{aligned} p_1 &= \frac{p}{\pi a} \left[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - z \log_e \frac{R_1 R_2}{R_0^2} \right] + \\ &\quad + \frac{pz}{\pi a} \sqrt{\log_e^2 \frac{R_1 R_2}{R_0^2} + (\alpha_1 - \alpha_2)^2}; \\ p_2 &= \frac{p}{\pi a} \left[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - z \log_e \frac{R_1 R_2}{R_0^2} \right] - \\ &\quad - \frac{pz}{\pi a} \sqrt{\log_e^2 \frac{R_1 R_2}{R_0^2} + (\alpha_1 - \alpha_2)^2}. \end{aligned} \right.$$

$$\tau_{\max} = \frac{pz}{\pi a} \sqrt{\log_e^2 \frac{R_1 R_2}{R_0^2} + (\alpha_1 - \alpha_2)^2}.$$

$$(9a) \left\{ \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{p}{\pi a} \left[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - 2z \log_e \frac{R_1 R_2}{R_0^2} \right]; \\ \sigma_z &= \frac{p}{\pi a} \left[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) \right]; \\ \sigma_y &= \frac{2p}{\pi a m} \left[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - z \log_e \frac{R_1 R_2}{R_0^2} \right]; \\ \tau_{xz} &= -\frac{pz}{\pi a} [\alpha_1 - \alpha_2]. \end{aligned} \right.$$

$$(9b) \left\{ \begin{aligned} \delta_z &= \frac{p}{\pi a E} \cdot \frac{(m+1)}{m} \left[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - \frac{2}{m} \left\{ a(\alpha_1 + \alpha_2) + \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + x(\alpha_1 - \alpha_2) - z \log_e \frac{R_1 R_2}{R_0^2} \right\} \right]; \\ \delta_r &= \frac{p}{\pi a E} \frac{(m+1)}{m} \left[a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - 2z \log_e \frac{R_1 R_2}{R_0^2} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{2}{m} \left\{ a(\alpha_1 + \alpha_2) + x(\alpha_1 - \alpha_2) - z \log_e \frac{R_1 R_2}{R_0^2} \right\} \right]. \end{aligned} \right.$$

Случай VIII (по рис. 81 г). Симметричная комбинированная треугольная и полубесконечная нагрузки.

Главные напряжения:

$$(10) \left\{ \begin{aligned} p_1 &= \frac{p}{\pi a} \left[a(\beta + \beta') - b(\alpha + \alpha') + x(\alpha - \alpha') + z \log_e \frac{R_2 R_2'}{R_1 R_1'} \right] + \\ &\quad + \frac{pz}{\pi a} \sqrt{\log_e^2 \frac{R_2 R_2'}{R_1 R_1'} + (\alpha - \alpha')^2}; \\ p_2 &= \frac{p}{\pi a} \left[a(\beta + \beta') - b(\alpha + \alpha') + x(\alpha - \alpha') + z \log_e \frac{R_2 R_2'}{R_1 R_1'} \right] - \\ &\quad - \frac{pz}{\pi a} \sqrt{\log_e^2 \frac{R_2 R_2'}{R_1 R_1'} + (\alpha - \alpha')^2}. \end{aligned} \right.$$

$$\tau_{\text{макс}} = \frac{pz}{\pi a} \sqrt{\log_e^2 \frac{R_2 R_2'}{R_1 R_1'} + (\alpha - \alpha')^2};$$

$$(10a) \left\{ \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{p}{\pi a} \left[a(\beta + \beta') - b(\alpha + \alpha') + x(\alpha - \alpha) + 2z \log_e \frac{R_2 R_2'}{R_1 R_1'} \right]; \\ \sigma_z &= -\frac{p}{\pi a} \left[a(\beta + \beta') - b(\alpha + \alpha') + x(\alpha - \alpha') \right]; \\ \sigma_y &= \frac{2p}{\pi a m} \left[a(\beta + \beta') - b(\alpha + \alpha') + x(\alpha - \alpha') + z \log_e \frac{R_2 R_2'}{R_1 R_1'} \right]; \\ \tau_{xz} &= -\frac{pz}{\pi a} [\alpha - \alpha']. \end{aligned} \right.$$

$$(10b) \left\{ \begin{aligned} \delta_z &= \frac{p}{\pi a E} \frac{(m+1)}{m} \left[a(\beta + \beta') - b(\alpha + \alpha') + x(\alpha - \alpha') - \right. \\ &\quad \left. - \frac{2}{m} \left\{ a(\beta + \beta') - b(\alpha + \alpha') + x(\alpha - \alpha') + z \log_e \frac{R_2 R_2'}{R_1 R_1'} \right\} \right]; \\ \delta_x &= \frac{p}{\pi a E} \frac{(m+1)}{m} \left[a(\beta + \beta') - b(\alpha + \alpha') + x(\alpha - \alpha') + 2z \log_e \frac{R_2 R_2'}{R_1 R_1'} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{2}{m} \left\{ a(\beta + \beta') - b(\alpha + \alpha') + x(\alpha - \alpha') + z \log_e \frac{R_2 R_2'}{R_1 R_1'} \right\} \right]. \end{aligned} \right.$$

НЕКОТОРЫЕ ЧАСТНЫЕ СЛУЧАИ ОЦЕНКИ УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЯ

85. Случай незавершившегося уплотнения грунтов. Как это уже было отмечено выше, при наличии в основании достаточно мощных пластов глинистых пород во всех случаях возникает вопрос о несущей способности основания в периоды еще незавершившегося обжатия грунта под нагрузкой от веса сооружения.

Как показывает опыт, рассматриваемый вопрос приобретает существенное значение применительно к глинистым и суглинистым грунтам и вообще к породам с малой водопроницаемостью ($k < 10 \times 10^{-6}$ м/сек) при мощности пластов более одного метра и при пластической консистенции грунтов.

Как это следует из вышеизложенного, учет фактора времени в этом случае осуществляется с использованием в расчетах показателей φ_w и c_w , как зависящих от плотности породы. Эти показатели подлежат использованию во всех расчетах идентично использованию общепринятых показателей φ и c при неизменном, однако, учете состояния плотности, в котором находится грунт или будет находиться к некоторому времени T .

Расчетные показатели φ_w и c_w применительно к тому или иному состоянию влажности устанавливаются по кривым зависимости угла внутреннего трения и связности φ_w и общего сцепления c_w от влажности по типу рис. 23 и 24.

При расчетах устойчивости могут встретиться следующие основные случаи: а) для начального состояния работы грунта под нагрузкой, т. е. ко времени, непосредственно следующим за приложением нагрузки к грунту; б) для конечного состояния уплотнения грунтов под данной нагрузкой; в) для любого из промежуточных состояний грунта под данной нагрузкой, т. е. в период времени от приложения к грунту нагрузки до полного его уплотнения.

С первым вариантом решения задачи (начальное состояние) мы встречаемся во всех случаях учета действия временной нагрузки и при быстром возведении сооружения на достаточно мощных пластах глинистых пород. При расчетах по этой схеме в расчет вводятся значения φ_w и c_w , соответствующие природному состоянию влажности породы ($w_{рас} = w_{пр}$). В этом случае, прежде всего, должна быть установлена природная естественная влажность породы. Затем по графикам рис. 23 и 24 применительно к данной влажности $w_{пр}$ находят соответствующие данному состоянию значения φ_w и c_w , которые и используются в расчете обычным путем.

Расчеты применительно ко второму варианту (конечное состояние) ведутся во всех случаях для установления предельной степени устойчивости сооружения или масс грунта в основании сооружения или при проверке устойчивости естественных масс грунта, например, в природных косогорах подрезаемых (но не нагружаемых) откосов.

При установлении степени устойчивости земляных масс при конечном состоянии плотности в расчет вводятся показатели φ_w и c_w применительно к влажностям, соответствующим состоянию конечного уплотнения данного грунта под данной нагрузкой $w_{\text{кон}}$. Отсюда следует, что для этих расчетов в ответственных случаях, помимо зависимости φ_w и c_w от нагрузки при данной влажности, нужно иметь еще и кривую зависимости влажности от нагрузки. Кривая эта подлежит установлению посредством компрессионных испытаний.

Те же результаты для данной расчетной схемы по второму варианту могут быть получены при проведении расчетов обычным образом, с использованием показателей φ и c .

При установлении степени устойчивости земляных масс по третьему варианту (промежуточное состояние) в расчет вводятся показатели φ_w и c_w применительно к влажности, соответствующей данному состоянию уплотнения грунта под нагрузкой w_T .

Расчеты по третьему варианту (промежуточное значение) с нашей точки зрения должны проводиться, как контрольные или основные, во всех случаях возведения сооружений на глинистых или илистых грунтах в пластической консистенции.

Возникает вопрос о приемах установления w_T применительно к третьему варианту расчетной схемы на тот или иной момент времени T . Прежде всего отметим, что нередко w_T может быть определено, или во всяком случае проконтролировано, путем непосредственного определения влажности w по образцам, взятым из-под фундаментов сооружения (например, во всех случаях решения вопросов о надстройках или повышении нагрузок уже существующих сооружений).

Тем не менее еще чаще возникает вопрос о прогнозах влажности w_T теми или иными расчетными методами.

Здесь могут быть использованы и строгие аналитические приемы и полумпирические. Аналитические методы обосновываются на решении нередко весьма сложных уравнений. Наиболее современное изложение этих приемов можно найти в книге В. А. Флорина «Теория уплотнения земляных масс» (Стройиздат, 1948). Однако нередко этот прием решения задач может оказаться излишне громоздким. Кроме того, эти решения базируются, как на некотором параметре, на коэффициентах фильтрации, для глинистых пород весьма условных, и в своем численном выражении весьма от них зависимы.

Поэтому расчеты по установлению $w_{\text{расч}}$ применительно к некоторому моменту времени T , в силу своей значительной условности, нередко желательнее производить наиболее простыми методами, способными в наилучшей степени отобразить природные свойства породы.

Наиболее продуктивным представляется при этом следующий расчетный прием.

При установлении влажности породы к некоторому времени T , т. е. w_T , может быть использовано выражение

$$T_w = t_w \left(\frac{H}{h} \right)^n, \quad (79)$$

где: t_w — время, необходимое для консолидации под нагрузкой p до

данного состояния влажности w образца высотой h в компрессионном опыте, в условиях дренирования, отражающих реальную обстановку, например, с пористыми (дырчатыми) кольцами, для отвода отжимаемой воды в сторону.

T_w — то же, для пласта грунта уже в реальных условиях его залегания под подошвой сооружения при мощности пласта в H м (в пределах между дренирующими песчаными прослоями); n — показатель консолидации, зависящий в первую очередь от текстуры и структуры грунта (рис. 82). Уплотнение таких глин с ленточной текстурой благодаря дренирующей роли тончайших прослоев песка или пыли, а следовательно, и нарастание в них сопротивления сдвигу, будут идти несравненно быстрее, чем в однородной глинистой породе. Показатель n определяется опытом на компрессию с испытанием образцов различной высоты путем установления времени консолидации для этих образцов. На рис. 83 приведен пример одного из таких испытаний. Как это видно из данного рисунка, практически полное обжатие образцов высотой 1 см было достигнуто уже в течение

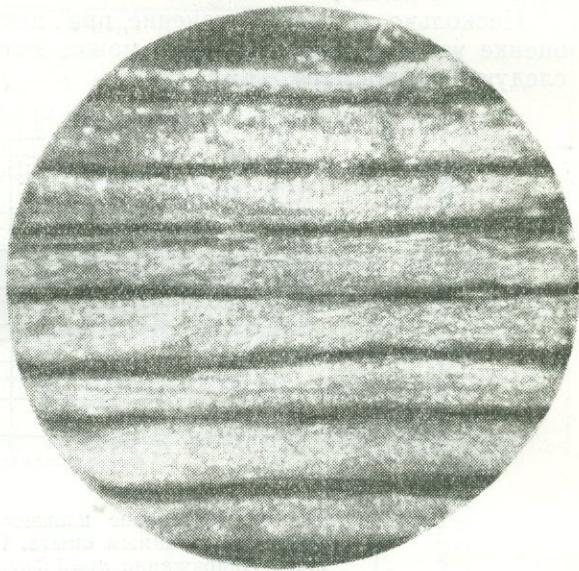


Рис. 82. Шлиф девонской глины. Микротекстура — ленточная.

1 часа, в то же время 99% обжатия образца высотой в 5 см потребовало 11 часов.

Из приведенной выше формулы (79) следует:

$$n = \frac{\lg \left[\frac{T}{t} \right]}{\lg \left[\frac{H}{h} \right]}$$

Для нашего примера:

$$n = \frac{\lg 11,0}{\lg 5,0} \text{ и } n = 1,48. \quad (80)$$

Учет консолидации однако лучше вести в опыте по изменению под нагрузкой во времени влажности породы (рис. 84).

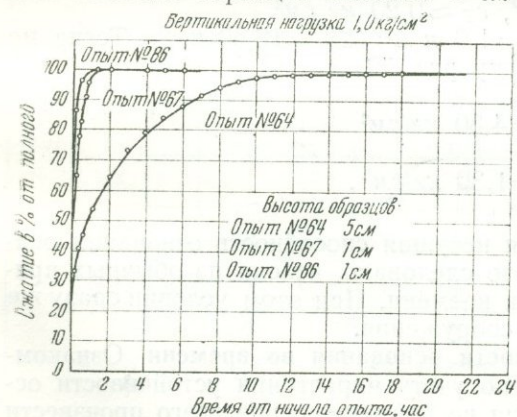


Рис. 83. Ход обжатия грунта под нагрузкой во времени при разной высоте образцов.

Показатель n лежит обычно в пределах от 0 (ленточная структура) до 2,0 (бесструктурные грунты) и часто при отсутствии данных испытаний может быть в порядке первого приближения принят равным $n=1,5$.

Таким образом, зная h , t_w и n , мы можем установить влажность $w_{расч}$ применительно к некоторому моменту времени T после загрузки грунта, при реальных условиях залегания пласта и мощности его в H м.

В качестве примера расчетных графиков применительно к этой стадии приводится рис. 85. Здесь показатель сопротивления сдвигу выражен в виде коэффициента сопротивления сдвигу F_3 , т. е. для нагрузки $p = 3,0 \text{ кг/см}^2$.

Насколько большое значение при некоторых обстоятельствах при оценке устойчивости оснований может иметь фактор времени, видно из следующего примера.

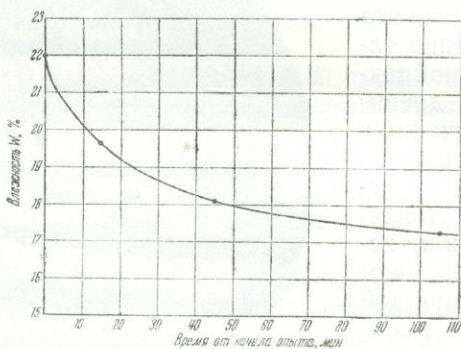


Рис. 84. Изменение влажности грунта во времени по данным опыта. Глинистая морена. Напряжение $p_0 = 3,0 \text{ кг/см}^2$. Толщина образца = 30 см. Начальная влажность 22,05%.

Пример. По лабораторным данным $\varphi_{кон} = 27^\circ$; $c_{кон} = 0,20 \text{ кг/см}^2$. Однако по влажности образца, взятого из основания сооружения, потерпевшего уже аварию: $\varphi_T = 8^\circ 30'$, $c_T \approx 0,20 \text{ кг/см}^2$.

Прочие данные: $h = 2,0 \text{ м}$; $\gamma = 1,0 \text{ т/м}^2$; $2b = 12,50 \text{ м}$. Тогда по формуле Маслова, согласно графику рис. 72.

$$\sigma_{без,кон} = 4,50 \text{ кг/см}^2$$

и

$$\sigma_{без,T} = 1,30 \text{ кг/см}^2.$$

Другими словами, фактическая несущая способность основания оказалась в 3,5 раза меньшей, чем это следовало, исходя из обычных приемов ее оценки без учета фактора времени. При этом условии сразу же находит свое объяснение авария сооружения.

86. Учет нарастания устойчивости основания во времени. Ознакомление с приближенным методом по учету нарастания устойчивости основания под нагрузкой сооружения во времени лучше всего произвести на частном примере. Пример этот взят применительно к некоторому реальному сооружению и соответствует реальным местным условиям.

Геологическое строение основания объекта представляется в следующем виде.

Поверхностный слой основания, находящийся на глубине 17 м от горизонта воды водоема и имеющий мощность около 0,5 м, представлен

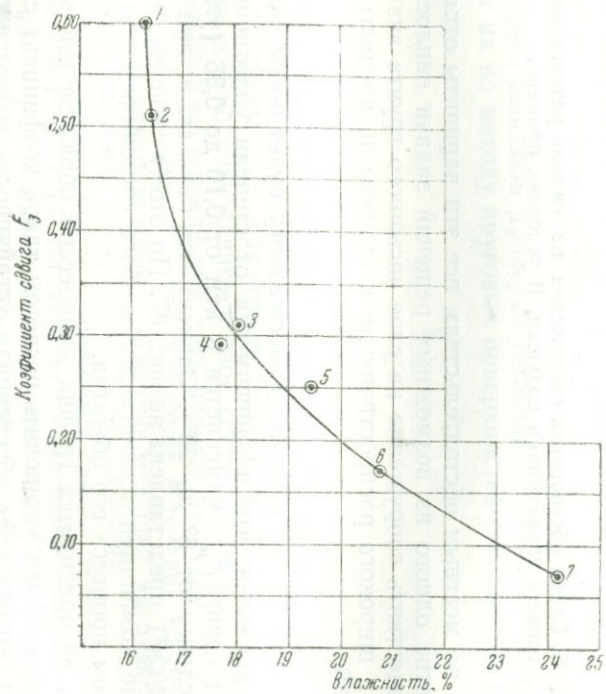


Рис. 85. Коэффициент сдвига в зависимости от влажности. Глинистая морена.
Напряжение $p_0=3,0 \text{ кг/см}^2$.

№ опытов	Продолжительность опыта	Влажность в %	Коэффициент сдвига	Угол сдвига
1	24 ч.	16,31	0,60	31°
2	71 '	16,39	0,51	27°
3	52 '	18,05	0,31	17°
4	33 '	17,71	0,29	16°
5	26 '	19,44	0,25	14°
6	8 '	20,72	0,17	10°
7	2 '	24,20	0,07	4°

супесью, переходящую в зеленовато-серую размягченную пластичную глину (влажность до 48% и более). Слой глины имеет мощность от 5 до 6 м. Глина подстилается плотной мореной.

Предварительные исследования заставили вывести заключение о весьма слабой несущей способности основания.

Возник вопрос о необходимости передать нагрузку от сооружения на надежный грунт, т. е. на морену, подстилающую глину.

Такого рода решение задачи могло быть осуществлено несколькими путями и, в частности, — применением опускных колодцев или кессонов, или удалением слоя глины посредством размыва с обоснованием сооружения на морене или на подушке из песка и камня, которым и могла быть заполнена выемка после удаления слоя глины.

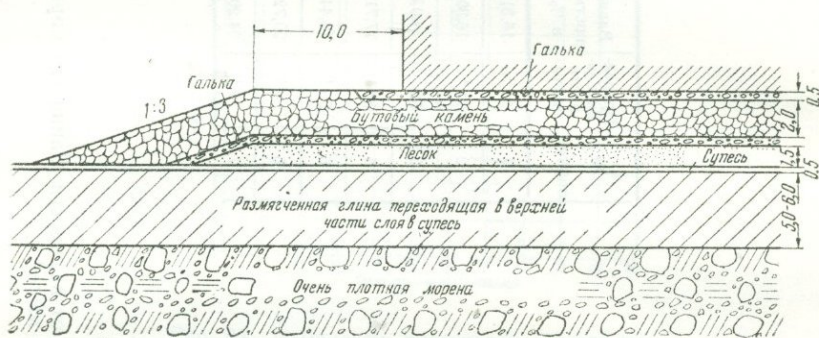


Рис. 86. Схема обоснования сооружения на сильно размягченной глине с применением подушки. В условиях примера.

Однако по местным обстоятельствам все эти варианты отпали.

В качестве одного из возможных решений задачи явилось предложение осуществить сооружение на слое насыпного грунта значительной мощности и широкого распространения в стороны за пределы сооружения (рис. 86).

Можно было утверждать, что после приложения нагрузки по мере уплотнения глины ее сопротивляемость сдвигу будет возрастать.

Опыты показали, что в зависимости от степени уплотнения грунта коэффициент сдвига F_p изменяется в нем от 0,10 до 0,36 (углы сопротивления сдвигу от 6° до 20°). Зависимость $F_{1,5}$ (т. е. при нагрузке $p_0 = 1,5 \text{ кг/см}^2$) представлена на рис. 87. По этому графику можно найти значение коэффициента сдвига для любого состояния грунта при незавершенном процессе его обжатия.

На рис. 88 приводится график компрессии образцов глины.

Необходимо было установить расчетом такой коэффициент сдвига для слоя глины, который бы обеспечивал устойчивость возведенного сооружения.

Поверочными расчетами была установлена невозможность передать нагрузку $1,5 \text{ кг/см}^2$ на слой глины в естественном состоянии ее плотности. Вместе с тем возникала возможность допустить нагрузку в $1,5 \text{ кг/см}^2$ на глину при $F_{1,5} = 0,17$.

Анализ данного случая показывает, что при угле сдвига $9^\circ 30'$ ($\text{arctg } 0,17$) в слое глины возникают по обе стороны от оси сооружения до-

статочные развитые зоны пластического состояния. Однако смякание их через ось сооружения не происходит.

Для проверки устойчивости слоя глины на выдавливание по формуле (90) (см. далее) была построена эпюра наибольших сдвигающих напряжений $\tau_{\text{мяк}}^{\text{к}}^{\text{с}}$ для горизонта, находящегося на 1 м ниже кровли слоя глины (рис. 89).

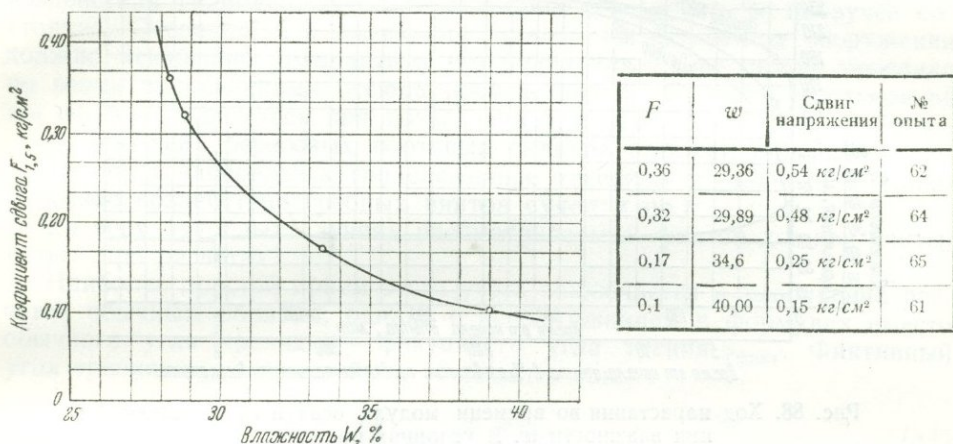


Рис. 87. Зависимость коэффициента сдвига от влажности при $p_0=1,5 \text{ кг/см}^2$. В условиях примера.

Последним способом проверки устойчивости откоса и основания явился расчет их по методу круговых поверхностей скольжения по формуле:

$$n = \frac{\sum N \cdot F_{1,5}}{\sum T} \quad (81)$$

В итоге всех произведенных расчетов с достаточной убедительностью было установлено, что устойчивость сооружения, возводимого на насыпном слое с размерами, принятыми в расчетах, могла быть обеспечена лишь при коэффициенте сдвига в слое глины, равном $F_{1,5}=0,17$ и более.

Следовательно, прежде чем дать полную нагрузку на основание, необходимо было подвергнуть это основание в течение некоторого периода времени предварительному обжатию меньшей нагрузкой. Возникал вопрос о необходимой длительности этого обжатия.

По графику зависимости коэффициента сдвига от влажности находим, что значение $F_{1,5}=0,17$ соответствует значению $w=34,6\%$. Далее по кривым изменения влажности в процессе компрессии, вычисленной как среднее из наблюдений за компрессией в двух приборах, было установлено, что образец имел влажность $w=34,6\%$ через 12,5 минут после приложения вертикальной нагрузки при высоте образца в 1,0 см.

Как мы знаем, скорость уплотнения грунта под нагрузкой в зависимости от его мощности может быть представлена в таком виде:

$$T = t \left(\frac{H}{h} \right)^n \quad (82)$$

С целью оценки величины показателя консолидации n были проведены опыты над образцами в 1,0; 2,0 и 5,0 см высотой.

Показатель n определен как 1,5.

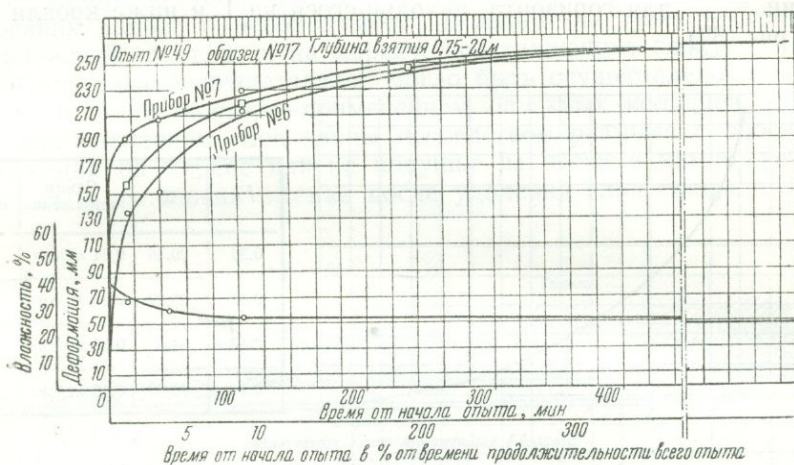


Рис. 88. Ход нарастания во времени модуля осадки e_p и снижения влажности w . В условиях примера.

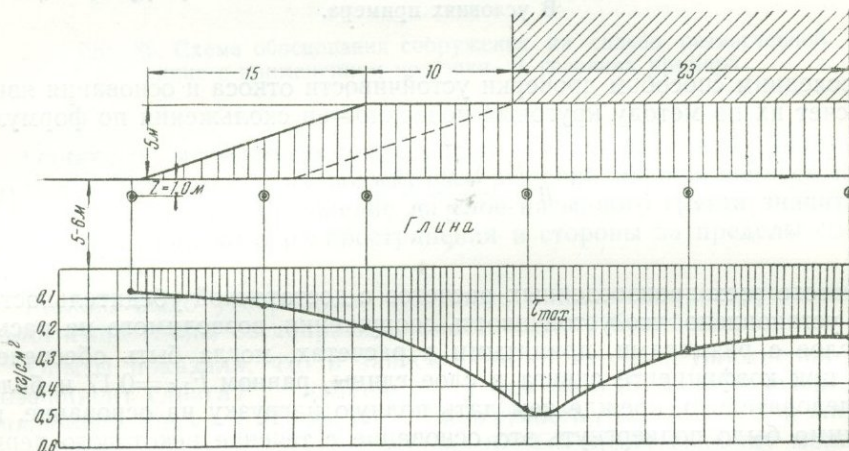


Рис. 89. Проверка на выжимание, в условиях примера. Эпюра наибольших сдвигающих напряжений τ_{\max} для горизонта $z=1,0$ м.

Таким образом, в условиях примера выражение (82) приобрело вид:

$$T = t \sqrt{\left(\frac{H}{h}\right)^3} \quad (83)$$

Согласно данным примера $H=5,0$ м; $h=0,01$ м; $t=12,5$ мин.
Тогда:

$$T = t \sqrt{\frac{H^3}{h^3}} = 12,5 \sqrt{125\,000\,000}, \text{ или } 97 \text{ дней.}$$

Для учета постепенного нарастания нагрузки от 0 до $1,5 \text{ кг/см}^2$, в условиях постройки сооружения, найденную величину T следовало увеличить в 1,5—2 раза. Действительность полностью подтвердила реальность этих положений и правильность выводов.

87. О расчетах устойчивости оснований в песках-плывунах. Мы имели уже случаи отмечать, что тонкие водонасыщенные пески, в особенности из свиты молодых осадков, способны в определенных условиях воздействия гидродинамических факторов переходить в пловучее состояние. Очевидно, что вытекание таких песков из-под сооружения должно неизбежно приводить к его более или менее резкой просадке со всеми вытекающими отсюда последствиями. С такой обстановкой мы можем встретиться при возведении мостовых береговых опор (разность уровней), береговых портовых складов (также), причальных сооружений и набережных (подсасывание течением и волнением, динамическое воздействие гребных винтов судов и пр.).

Во всех подобных случаях рассматриваемый фактор должен учитываться при расчетах.

Наиболее простой прием этого учета заключается в выполнении расчетов обычным образом, однако с использованием в формулах вместо обычного угла трения φ — фиктивного угла трения $\varphi_{\text{фикт}}$. Фиктивный угол трения $\varphi_{\text{фикт}}$ может быть установлен так:

$$\text{tg } \varphi_{\text{фикт}} = \frac{\gamma_{\text{гд}}}{\gamma_{\text{ст}}} \text{tg } \varphi. \quad (84)$$

Здесь $\gamma_{\text{ст}}$ — объемный вес породы в статических условиях, с учетом в необходимых случаях взвешивания; в то же время $\gamma_{\text{гд}}$ — объемный вес породы с учетом гидродинамического воздействия.

Вместе с тем $\gamma_{\text{ст}}$ и $\gamma_{\text{гд}}$ в пределах некоторой толщи с мощностью z от поверхности могут быть выражены так:

$$\gamma_{\text{ст}} = \frac{[\gamma_w \cdot z + \Delta H] - \Delta h_{\text{ст}}}{z}, \quad (85)$$

$$\gamma_{\text{гд}} = \frac{[\gamma_w \cdot z + \Delta H] - \Delta h_{\text{гд}}}{z}. \quad (86)$$

где: $h_{\text{ст}}$ и $h_{\text{гд}}$ — высота пьезометрического столба, отсчитываемая от уровня z и γ_w — объемный вес воды в водонасыщенном состоянии, Δ — объемный вес воды, равный $1,0 \text{ т/м}^3$; H — глубина водоема.

Тогда, учитывая (85) и (86), получим из выражения (84)

$$\text{tg } \varphi_{\text{фикт}} = \frac{[\gamma_w \cdot z + \Delta \cdot H] - \Delta \cdot h_{\text{гд}}}{[\gamma_w \cdot z + \Delta \cdot H] - \Delta \cdot h_{\text{ст}}} \cdot \text{tg } \varphi. \quad (87)$$

При прямом затоплении толщи $\Delta \cdot h_{\text{гд}} = \Delta \cdot h_{\text{ст}}$ и $\varphi_{\text{фикт}} = \varphi$.

При волнении, например, считаясь с сохранением начального режима толщи, гидродинамический фактор осуществляется высотой волны или, исходя из наиболее низкого положения пьезометрического уровня, — ее амплитудой.

Пример. Требуется установить расчетное значение угла трения $\varphi_{\text{фикт}}$ для толщи грунта $z = 1,5 \text{ м}$; $\gamma_w = 2,0 \text{ т/м}^3$; глубина воды $H = 8,0 \text{ м}$; амплитуда волны $a = 2,0 \text{ м}$; $\varphi = 20^\circ$; $\text{tg } \varphi = 0,36$.

Тогда:

$$h_{\text{ст}} = z + H = 1,5 + 8,0 = 9,5 \text{ м}$$

$$h_{\text{гд}} = h_{\text{ст}} + \frac{a}{2} = 10,5 \text{ м}.$$

Во втором случае (Н. М. Герсеванов) расчет ведется применительно к схеме II (рис. 91), принимая расчетную ширину фундамента $B_{\text{расч}} = 2(b - e)$, где e — эксцентриситет.

89. Случай наличия в основании маломощного пласта. При наличии в основании сооружения маломощного (относительно ширины фундамента) пласта глинистой породы в состоянии пластичной консистенции, нарушение устойчивости системы может произойти в результате выдавливания породы (рис. 92).

Проверка устойчивости в этом случае может быть произведена по формуле:

$$n = \frac{s_w}{\tau} \quad (89)$$

Здесь: n — коэффициент запаса, s_w — сопротивление породы сдвигу при влажности w ; τ — сдвигающее напряжение.

Величина τ устанавливается по формулам пластичности Юргенсона:

а) равномерная нагрузка:

$$\tau = p \frac{2a}{L} \quad (90)$$

б) нагрузка по треугольнику:

$$\tau = p \frac{d}{b} \quad (91)$$

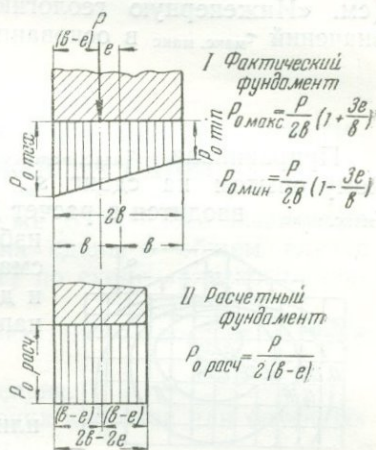


Рис. 91. Учет эксцентричной нагрузки. Метод Герсеванова.

При наличии такого пласта в горизонтальном залегании на некоторой глубине в толще, коэффициент запаса устанавливается по выражению

$$n = \frac{s_w}{\tau_x} \quad (92)$$

где τ_x — касательное напряжение по горизонтальной площадке.

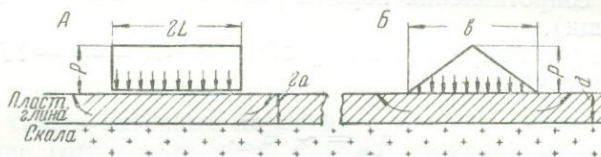


Рис. 92. Схема расчета на выжимание. По Юргенсону

При увеличении относительной мощности слабого слоя во многих случаях оказывается уже необходимым переходить к использованию $\tau_{\text{макс}}$. Значения τ_x и $\tau_{\text{макс}}$ определяются из формул распределения напряжений в упругом полупространстве или из графиков линий, равных τ_x и $\tau_{\text{макс}}$ (см. например рис. 93).

Вопрос о влиянии на общую устойчивость сооружения маломощного пласта в основании жесткого сооружения может быть решен также посредством расчетов по методам Маслова-Беррера (см. далее).

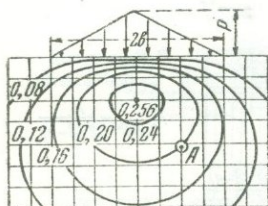
Совершенно понятно, что при увеличении размеров жесткого сооружения соответственно увеличивается при всех прочих равных условиях и коэффициент запаса.

Автору известен случай, когда из двух сооружений, возведенных в одинаковых условиях в открытом водоеме на слое разжиженных глин мощностью 5—6 м, одно из них при ширине порядка 40 м оказалось устойчивым при нагрузке на грунт $p_0 = 1,66 \text{ кг/см}^2$. Второе же сооружение при ширине подошвы 12,0 м потерпело крупнейшую аварию.

90. Принцип использования s'_w и s''_w . Как известно, при равномерно распределенной нагрузке в условиях плоской задачи (см. «Инженерную геологию» автора) максимальное из возможных значений $\tau_{\text{макс. макс}}$ в основании определяется зависимостью:

$$\tau_{\text{макс. макс}} = \frac{p_0}{\pi}. \quad (93)$$

Приравнивая $\tau_{\text{макс. макс}}$ сопротивлению скалыванию, установленному опытом на сдвиг s'_w или раздавливание s''_w и учитывая, что $\tau_{\text{макс. макс}}$ вводится в расчет для всего основания в целом без учета неизбежного уменьшения его с удалением рассматриваемой точки от подошвы сооружения и для площадок с иным наклоном, мы можем написать:



$$s'_w \text{ или } s''_w = \frac{\sigma_{\text{без}}}{\pi}. \quad (94)$$

или, вспоминая зависимость

$$s''_w = \sim \frac{p_{\text{разд}}}{2},$$

Рис. 93. Линии равных наибольших скалывающих напряжений τ_{max} для случая где $p_{\text{разд}}$ — раздавливающее напряжение; треугольной нагрузки.

В точке А $\tau_{\text{макс}} = 0,2 p$.

$$\sigma''_{\text{без}} = \sim \frac{\pi p_{\text{разд}}}{2}$$

и, наконец,

$$\sigma''_{\text{без}} = \sim 1,5 p_{\text{разд}}. \quad (95)$$

Таким образом, нагрузка $\sigma''_{\text{без}}$ может быть принятой примерно в 1,5 раза большей сопротивления породы раздавливанию (без учета трещиноватости толщи).

Вместе с тем при определении s'_w обычным сдвигом из уравнения (94) $\sigma'_{\text{без}} = \pi s'_w$, или грубо:

$$\sigma'_{\text{без}} = \sim 3 s'_w. \quad (96)$$

Таким образом, $\sigma'_{\text{без}}$ примерно в три раза больше, чем сопротивление сдвигу s'_w , определенное опытом на выдавливание.

При нагрузке по закону треугольника $\tau_{\text{макс. макс}} = 0,256 p_0$ и расположено на глубине $z = \frac{b}{2}$ по оси симметрии (см. рис. 93).

В этом случае

$$\sigma''_{\text{без}} = \sim 2 p_{\text{разд}} \quad (97)$$

$$\sigma'_{\text{без}} = \sim 4 s'_w.$$

РАСЧЕТНЫЕ ПРИЕМЫ ПО ОЦЕНКЕ СТЕПЕНИ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЙ И ИХ ОСНОВАНИЙ НА СДВИГ

91. Случай «плоского сдвига». Как это уже отмечалось выше, при проверке общей устойчивости сооружения на сдвиг, в общем случае должны производиться две таких проверки: 1) по схеме «плоского сдвига», 2) по схеме «глубокого сдвига».

Проверка на «плоский сдвиг» является обязательной во всех случаях использования неглубоких фундаментов.

Проверка эта несложна и весьма показательна.

При наличии свайных фундаментов глубоких кессонов или опускаемых колодезев описываемая проверка исключается.

Расчет заключается в установлении коэффициентов запаса на устойчивость $n_{\text{сдв}}$. Проверка в общем случае может выполняться в двух вариантах: с учетом и без учета пассивных сил сопротивления земляных масс и производиться по следующим формулам.

1. Для случая без учета пассивного отпора грунта:

$$n'_{\text{сдв.пл}} = \frac{PF_p}{(W_v - W_n) + (E_{\text{ав}} - E_{\text{ан}}) + Q} \quad (98)$$

2. Для случая с учетом пассивного отпора:

$$n''_{\text{сдв.пл}} = \frac{PF_p + (E_{\text{рп}} - E_{\text{ан}})}{(W_v - W_n) + (E_{\text{ав}} - E_{\text{ан}}) + Q} \quad (99)$$

В этих формулах P — вес сооружения, F_p — коэффициент сопротивления сдвигу при удельной нагрузке на грунт p т/м²; W_v и W_n — активное давление воды со стороны верхнего W_v и нижнего W_n бьефов; $E_{\text{ав}}$ и $E_{\text{ан}}$ — также активные давления земляных засыпок; E_p — пассивное давление (отпор) земли со стороны нижнего бьефа; Q — сдвигающее усилие, приложенное к сооружению (например, горизонтальная составляющая швартового усилия, тяжения канатов на анкерные блоки в висячих мостах и т. д.); все силы в тоннах.

В обоих выражениях для определения $n'_{\text{сдв.пл}}$ и $n''_{\text{сдв.пл}}$ в знаменателе введены все активные силы, воздействующие на сооружения. В числителе — реактивные силы.

Напомним формулы для определения величин активного и пассивного давления грунта с объемным весом γ на подпорную стенку с вертикальной задней гранью высотой H и горизонтальной поверхностью засыпки (без учета сил трения по задней грани).

1-й случай. Без учета сил сцепления в грунте:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (100)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (101)$$

2-й случай. С учетом сцепления в грунте.

Согласно выводам Самсонова¹, сцепление в грунте уменьшает активное удельное давление грунта на стенку в каждой точке по ее высоте на величину σ_c :

$$\sigma_c = 2c \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (102)$$

Тогда удельное активное давление $\sigma_{a,c}$ на вертикальную стенку на глубине z определится из выражения:

$$\sigma_{a,c} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (103)$$

и, соответственно, для случая пассивного давления:

$$\sigma_{p,c} = \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (104)$$

Выполняя необходимые преобразования, мы можем получить, как площадь результирующей треугольной эпюры давления, следующее выражение для определения полного активного давления $E_{a,c}$ на нашу стенку высотой H :

$$E_{a,c} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \left[H \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{c}{\gamma} \right] \quad (105)$$

Таким образом, мы видим, что величина активного давления на стенку при наличии сцепления в грунте выражается активным давлением без учета сцепления [1-й член выражения (105)] за вычетом 2-го члена, зависящего от сцепления. Как и следовало ожидать, учет сцепления приводит в данном случае к уменьшению величины активного давления.

Ясно, что при $c=0$, т. е. при отсутствии в грунте сцепления, формула (105) переходит в выражение (100), которое, таким образом, является частным случаем формулы (105).

При пассивном давлении $E_{p,c}$ будет выражаться суммой площадей эпюр давления прямоугольника и треугольника.

Тогда

$$E_{p,c} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2cH \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (106)$$

Пример. Требуется найти сдвигающее усилие Q , вызываемое давлением грунта в подводном состоянии на стенку высотой $H = 8,0$ м. Характеристики грунта: $\gamma = 1,0$ т/м³; $\varphi = 14^\circ$; $c = 1,0$ т/м².

Согласно рекомендуемой формуле (105):

$$E_{a,c} = \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 8,0^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot 1,0 \left[8,0 \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2,0}{1,0} \right]$$

Здесь: $\operatorname{tg} \left[45 - \frac{\varphi}{2} \right] = \operatorname{tg} 38^\circ$; $\operatorname{tg} 38^\circ = 0,78$; $\operatorname{tg}^2 38^\circ = 0,61$.

Тогда: $E_{a,c} = 19,5 - 10,5 = 9,0$ т. Вместе с тем $Q = E_{a,c}$, следовательно, $Q = 9,0$ т.

¹К. Ф. Самсонов, «Расчет давлений грунтов на основе теории пластических деформаций», сборник «Основания и фундаменты», НИИПС НКПС, 1936 (см. в книге Н. А. Цитовича, «Механика грунтов», Стройиздат, 1940).

Таким образом, сдвигающее усилие без учета сцепления $E_a = 19,5 \text{ т}$ за счет небольшого сцепления $c = 0,10 \text{ кг/см}^2$ снизилось более чем в два раза.

В свое время автором совместно с инж. Ф. И. Ругиным были проведены очень интересные наблюдения за деформацией одного крупного шлюза при его заполнениях и опорожнениях. При этих операциях было отмечено вполне свободное перемещение верха стен разрезной камеры на 4,0—6,0 мм. Это смещение в относительном выражении к высоте стенки составило 0,0001.

Проведенный анализ указал, что в данном случае при отсутствии специального уплотнения песчаной засыпки отпор проявлялся в самой незначительной степени. Ясно, что для достижения пассивным отпором E_p своего предельного значения смещение стен должно было значительно возрасти.

Мало того, во всех тех случаях, когда порода основания обладает сжимаемостью, нажатие на грунт в зоне действия E_p приводит к деформации уплотнения и ослаблению эффекта нажатия, что в свою очередь ведет к ослаблению отпора грунта и т. д. В конечном итоге для включения в работу E_p в полном своем значении необходимо некоторое перемещение сооружения. Вместе с тем в некоторых случаях такое перемещение не может быть допущено (например, в плотинах в связи с возможным расстройством приотфильтровационных устройств). В силу этого при оценке устойчивости таких сооружений учет пассивного давления E_p может производиться лишь в целях взвешивания его значения в общей игре сил. Иначе говоря, такое сооружение должно быть устойчивым и без учета E_p .

Необходимо при этом предостеречь читателя от сильно распространенной ошибки. В некоторых случаях сооружения обосновываются на подушке из песка или из каменной наброски. В этом случае нередко ограничиваются проверкой сооружения на сдвиг лишь по поверхности подушки, забывая о необходимости одновременной проверки степени устойчивости всего сооружения вместе с подушкой (с учетом ее веса) на сдвиг по подошве самой подушки. Автору известен пример крупнейшей аварии одного сооружения, вызванной недоучетом этого обязательного требования.

Расчет устойчивости сооружения на сдвиг надлежит производить по плоскости, совпадающей с низом зубьев, а при наличии в толще основания прослоек слабых грунтов — по этим горизонтам с учетом веса вышележащей толщи.

Противодавление грунтовой воды на подземный контур сооружения надлежит учитывать во всех случаях стояния уровня подземных вод выше подошвы сооружения, независимо от характера грунтов основания.

Величина противодавления в напорных сооружениях принимается в зависимости от типа и размеров сооружения, а также проектируемых мероприятий по уменьшению фильтрационного давления (дренаж, цементация, битумизация, глинизация и пр.).

При возведении сооружения на глинистых грунтах с мягко-пластичной и пластичной консистенцией следует во всех случаях учитывать возможное вредное влияние на степень устойчивости сооружений недоуплотнения глинистых грунтов под нагрузкой от сооружения во времени. Учет этого фактора осуществляется введением в расчет показателей сопротивлению сдвигу, в зависимости от плотности-влажности, т. е. φ_w и c_w в соответствии с данными выше указаниями.

Вопрос этот приобретает особенно большое значение применительно к набережным-стенкам в портах с высокими приливами и отливами. В этом случае, при слабой водоотдаче грунтов в засыпке и наличии в основании достаточно мощных пластов глинистых пород, в расчете при определении сил активного давления на стенку, необходимо считаться с уровнем воды за стенкой на горизонте прилива. Вместе с тем при оценке степени устойчивости сооружения на сдвиг необходимо считаться (с некоторым запасом прочности) с состоянием плотности пород в основании в соответствии с учетом наибольшего взвешивания сооружения при приливе (явление «запаздывания фазы»). Этим явлением объясняется часто наблюдаемый факт аварий портовых сооружений именно при отливах.

Проверку на прочность и устойчивость основания надлежит выполнять для случаев: строительного периода и эксплуатационного периода.

Коэффициент запаса $n_{\text{сдв.гл}}$ в зависимости от класса капитальности сооружений при разных комбинациях воздействующих на него сил надлежит назначать в соответствии с нормативными данными. Примерное значение этих коэффициентов может определяться следующими величинами.

В техническом проекте при расчете на основные и дополнительные нагрузки и силовые воздействия:

для сооружений I класса	— 1,40,
" II "	— 1,30,
" III "	— 1,20.

В проектном задании коэффициенты запаса принимаются согласно специальным указаниям или условиям, или при их отсутствии увеличиваются на 10% против указанных выше.

При расчете сооружения на основные, дополнительные и особые нагрузки и силовые воздействия (катастрофический случай) следует принимать для всех классов сооружения и всех стадий проектирования коэффициент запаса, равный 1,10.

92. Случай «глубокого сдвига». Одной схемой плоского сдвига можно ограничиться лишь при возведении сооружений на породах I и II классов (скальные и полускальные) и отчасти для легких сооружений на породах I-й группы IV класса (глинистые гидростойкие). Для всех остальных случаев обязательна проверка по схеме «глубокого сдвига».

Проверка эта наиболее убедительным образом осуществляется при использовании одного из «оползневых» методов расчета, в частности при расчете на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения. Для сложных поверхностей скольжения рекомендуется метод «горизонтальных сил» Маслова-Беррера.

Последний метод был широко применен автором и зарекомендовал себя с наилучшей стороны. При проверке устойчивого сооружения по круглоцилиндрической поверхности скольжения коэффициент запаса $n_{\text{сдв.гл}}$ определяется по выражению:

$$n_{\text{сдв.гл}} = \frac{R \cdot \operatorname{tg} \varphi \Sigma G \cos \alpha + cLR}{Pa + Hd + W_1 \cdot b_1 - W_2 \cdot b_2} \quad (106a)$$

Здесь L — длина дуги поверхности скольжения. Прочие обозначения ясны из рис. 94.

При заглублении сооружения необходимо вычесть из его веса P вес «вытесняемой» его фундаментом земли для придания массам обру-

Учитывая, что активное давление на подпорные стенки падает с подвижкой последних, в наиболее ответственных случаях может быть произведен и специальный эксперимент по искусственному сдвигу одного из ящиков перемычки, использованный однажды автором с полным успехом. При проведении этой работы под «защитой наблюдений» никакой опасности здесь нет.

Особо хочется отметить, что коэффициент F_p для скальных оснований также должен устанавливаться с учетом величины нормального напряжения p . Иначе говоря, при переходе от монолитного сооружения, например, от монолитной плотины к плотине на отдельных опорах при всех прочих равных условиях значение F_p будет уменьшаться за счет повышения удельного давления на грунт.

ВОПРОСЫ ПРОГНОЗА ОСАДОК И ДЕФОРМАЦИЙ СООРУЖЕНИЙ

94. **Принципиальные положения.** Вопрос о деформации грунтовой толщи до сего времени не может получить точного математического выражения в силу особых свойств грунтов. Вместе с тем, это обстоятельство не может служить веским возражением против возможности подсчета напряжений в грунтовой толще методом теории упругости.

В самом деле, ряд исследований и наблюдений за осадками сооружений и распределением напряжений в толще грунта, выполненных за последние годы, дает нам полное право использовать в известных пределах, для изучения распределения напряжений в грунте, основные положения теории упругости. В этом отношении особенно интересны материалы по наблюдению за деформацией грунта, выполненные нами в период с 1929 по 1945 гг. на одном строителстве¹. На рис. 95 показано сопоставление фактической деформации толщи основания силовой станции по данным наблюдений за глубинными реперами с расчетными предположениями. График этот составлен по принципу совмещения осадок по нескольким реперам.

Как видим, на глубине порядка 26 м остаются непогашенными еще от 30 до 70% от полной величины осадок.

На рис. 96 даны эпюры расчетной и фактической деформаций плиты второй очереди. Как видим, эпюры очень схожи. Отметим, что расчетная эпюра определена исходя из полной гибкости сооружения. Тем самым доказывается возможность и целесообразность прогноза деформаций монолитных сооружений без учета их жесткости. На рис. 97 показан ход во времени возвращения к вертикальному положению оси

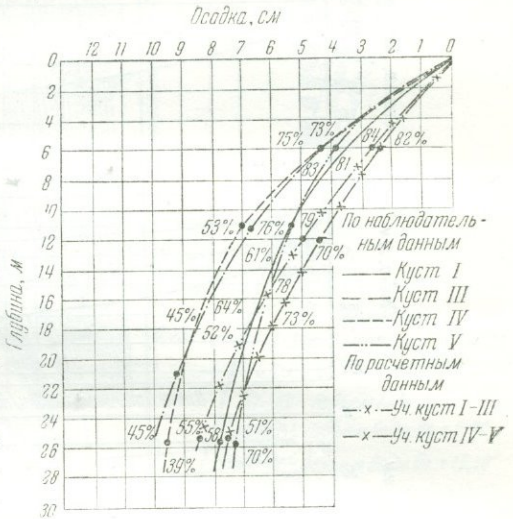


Рис. 95. Данные по глубинным реперам. Обжимается мощная толща грунтов.

¹ Маслов и Шнитников. К вопросу расчета осадок и деформаций сооружений. Некоторые замечания и выводы из анализа фактических осадок сооружений, 1936.

Маслов, К вопросу о распределении напряжений в грунтовой толще. Некоторые материалы по наблюдению за режимом глубинных реперов, 1938.

IV турбины, монтировавшейся в соответствии с прогнозом о наклоне Силовой станции с наклоном в сторону нижнего бьефа с исходным углом $\alpha = \text{arctg } 0,00075$. Как это и предполагалось, с заполнением водохранилища валы стали принимать все более и более близкое к вертикальному положение.

Результаты всех этих наблюдений и исследований убеждают нас в полной законности расчета напряжений грунтовой толщи методом теории упругости в условиях нагрузок на грунт ниже критических.

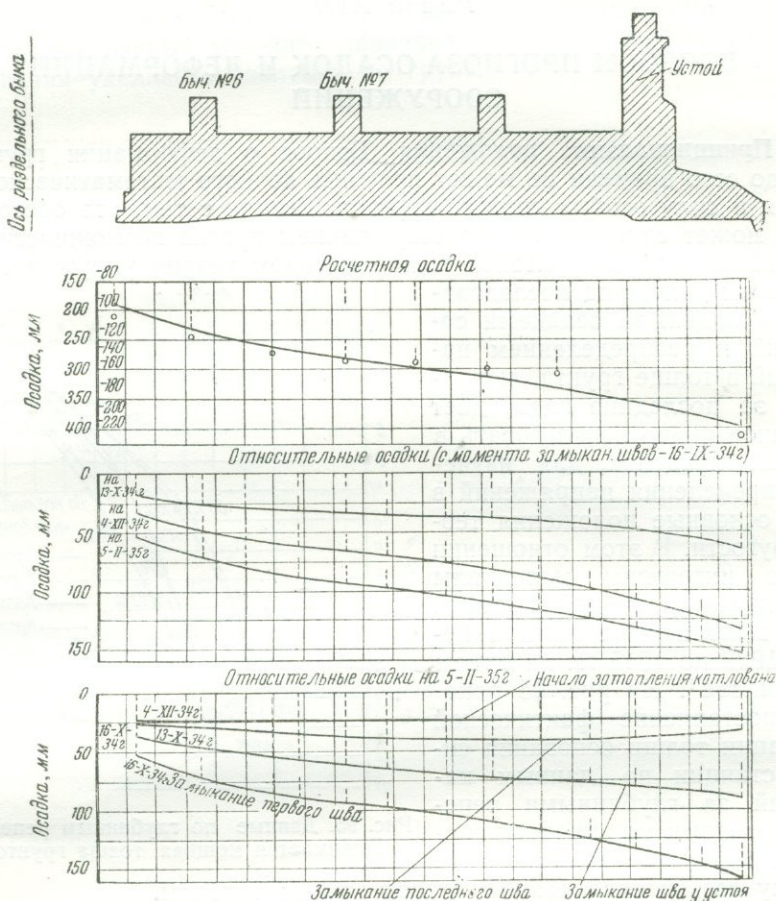


Рис. 96. Сопоставление фактической и расчетных эпюр деформаций по плотине 2-й очереди. Хорошая сходимость.

Вследствие этого в настоящей работе вопрос о распределении напряжений в толще грунта в основании сооружений разрешается на базе изучения напряженного состояния упругого полупространства.

Совсем в ином положении оказывается вопрос о возможности использования формул теории упругости для расчета осадок. Игнорирование при этих расчетах особых свойств грунтов совершенно недопустимо.

Как известно, закон Гука не отображает поведения грунтов под нагрузкой, плотность которых даже при однородном строении толщи изменяется в зависимости от глубины залегания. Само собой разумеется,

что с повышением плотности грунта должна меняться и зависимость деформации от нагрузки.

В силу этого обстоятельства для полного решения задачи о деформации толщи классическими методами теории упругости в формулы должны быть введены переменные значения модуля упругости E^0 , из-

Колесания оси IV турбины

Заданный уклон 27/VIII-33г - $0,45 \times \frac{1}{1000}$

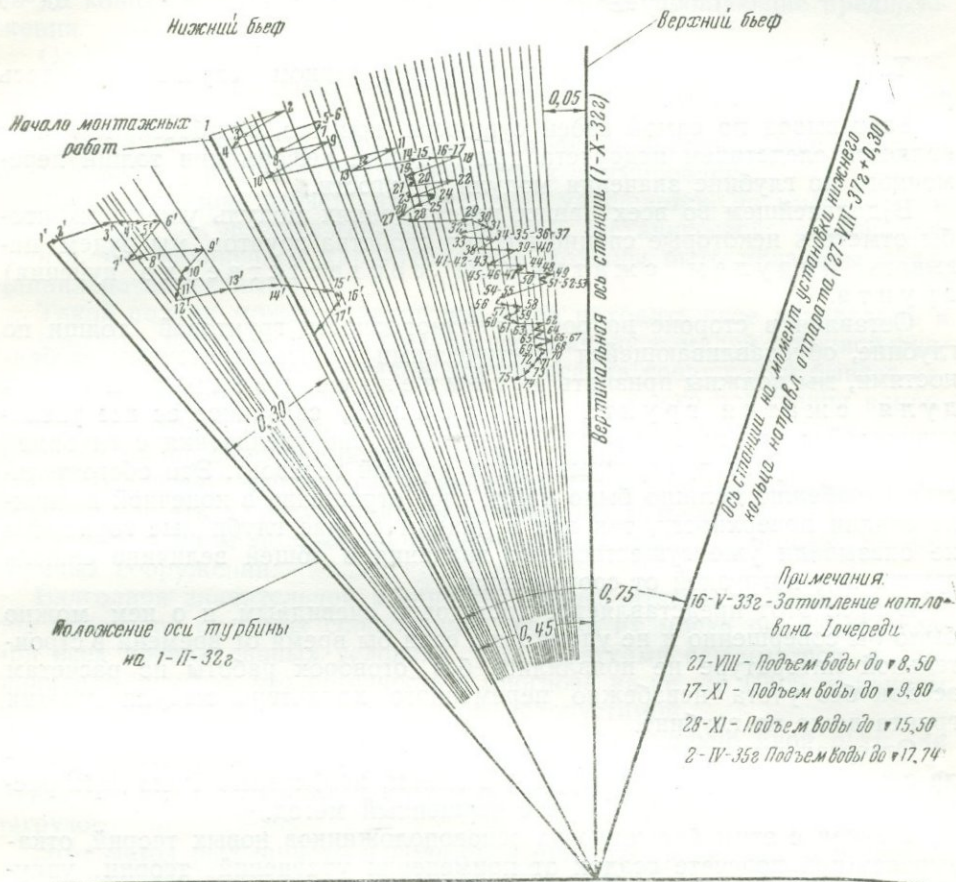


Рис. 97. Ход выправления преднамеренно наклоненного вала турбины.

меняющиеся как в зависимости от глубины залегания рассматриваемого горизонта от поверхности, так и в зависимости от приложенной к грунту нагрузки.

Вместе с тем решение задачи в таком виде, не прибегая к каким-либо иным принципиальным методам, встречает исключительные трудности. Поэтому обычно решение вопроса о прогнозе осадок ведется с теми или иными упрощениями, касающимися принимаемого характера модуля упругости.

В первом приближении модуль упругости E^0 принимают величиной постоянной для всей толщи в целом и независимой от нагрузки. При

этих условиях при значительной мощности сжимаемого слоя и широком развитии фундаментов в ряде случаев расчетная осадка может оказаться исключительно большой, а при неограниченной мощности толщи — будет равна бесконечности.

В самом деле, осадка поверхности, например, под сосредоточенной нагрузкой при плоской деформации, то есть для случая бесконечно длинной линейной нагрузки, может быть выражена в виде:

$$U = \int_{z=0}^{z=\infty} du = \frac{2P}{\pi E^0} \int_{z=0}^{z=\infty} \frac{dz}{z} = \frac{2P}{\pi E^0} [\ln(\infty) - \ln(0)] = \infty. \quad (107)$$

Таким образом, осадка поверхности в данном случае оказалась равной бесконечности.

Этот вывод по самой своей сущности, конечно, ошибочен, так как является следствием недоучета при подсчете деформации толщи переменного по глубине значения модуля упругости.

В дальнейшем во всех наших рассуждениях модуль упругости, чтобы отметить некоторые специфические свойства грунтов, мы будем называть модулем сжатия (или соответственно пучения) грунта.

Оставляя в стороне вопрос о неоднородности грунтовой толщи по глубине, обуславливающейся генетическими и литологическими особенностями, мы должны признать несомненное увеличение модуля сжатия грунта с глубиной, связанное со все увеличивающейся плотностью породы, как следствие увеличения с глубиной веса толщи грунтов, перекрывающих данный горизонт. Это обстоятельство неизбежно должно было найти свое отражение в конечной величине осадки поверхности, так как в данном случае глубинные горизонты не оказывали уже существенного значения в общей величине сжатия грунта под нагрузкой от сооружения.

Вопрос этот представляется достаточно очевидным, и о нем можно было бы совершенно и не упоминать, если бы время от времени в строительной литературе не появлялись без оговорок работы по расчетам осадок без учета неизбежно переменного характера модуля сжатия грунта даже по глубине.

Отвергая путь подсчета осадок с использованием постоянного модуля сжатия для всей толщи грунта в целом, необходимо было дать расчетчикам какой-то иной, более совершенный метод.

В связи с этим большинство основоположников новых теорий, отказываясь при подсчете осадок от применения уравнений теории упругости в их классическом виде, рассматривая деформацию элементарного слоя, все же не считало возможным окончательно отказаться от сохранения и использования в расчетах внешней привычной стороны вычисления осадок, как упругих перемещений.

Таким образом, величина сжатия каждого элементарного слоя устанавливалась, исходя из его относительной деформации, по выражению:

$$e = \frac{p}{E^0}. \quad (108)$$

В этом случае, учитывая изменение модуля сжатия по глубине, модуль сжатия E^0 для каждого элементарного слоя принимался различным и, таким образом, с этой стороны первое условие оказывалось выполненным.

При этом толща грунта принималась в пределах каждого элементарного слоя линейно-деформируемым телом, и осадка этого слоя изменялась прямо пропорционально нагрузке.

Вместе с тем, как мы знаем, модуль сжатия является величиной, зависящей не только от естественной плотности породы, но также и от нагрузки от сооружений.

В стремлении учесть это обстоятельство О. Фрелих сперва выписывает весьма строгие формулы для подсчета деформаций, а затем, показав, что вычисление по этим формулам в конечном их виде доведено до конца быть не может, вводит различные упрощающие предположения.

Основное упрощение, принимаемое им, заключается в том, что грунт в данном состоянии уплотнения считают линейно-деформируемым телом.

Однако и при этом упрощении произвести интегрирование не удастся, и авторы рекомендуют переходить к суммированию.

Таким образом, расчет значительно упрощается, но вместе с тем эти методы, как не отражающие основной механической особенности грунта, его нелинейной характеристики, должны быть признаны принципиально дефектными.

Такой подход может в некоторой мере находить свое оправдание в результатах наблюдений за осадкой сооружений с малой шириной фундаментов. В самом деле, в таком случае осадка сооружений бывает сама по себе обычно невелика, как следствие быстрого погашения напряжений по глубине в связи с малыми размерами нагруженной поверхности. При малой величине осадки ошибка, скажем, даже на 100%, которая в абсолютном выражении измерялась бы немногими сантиметрами, не может иметь существенного практического значения.

Совсем в ином положении оказывается вопрос о прогнозе осадок крупных сооружений.

Благодаря значительной мощности толщи, втягиваемой в работу под нагрузкой от таких сооружений, осадка их могла бы измеряться, при всех прочих равных условиях, уже десятками сантиметров, и совершенно понятно, что неточность в прогнозе на те же 100% в данном случае оказывалась уже совершенно недопустимой.

Автор настоящей работы предложил принципиально иной путь для подсчета деформации толщи и прогноза осадок сооружения с непосредственным использованием кривой зависимости деформации грунта от нагрузок.

Этот метод был широко использован при прогнозах осадок и деформации некоторых сооружений (1931—1941 гг.) и проконтролирован поставленными на строительстве наблюдениями за фактическими осадками сооружений (Маслов и Шнитников, «Некоторые замечания и выводы из анализа фактических осадок сооружений», 1936).

При этом методе величина относительной деформации элементарного слоя устанавливалась для данной нагрузки не расчетом по формулам вида $e = \frac{p}{E^0}$, а непосредственно по компрессионной кривой. Тем самым в расчетах автоматически достигался учет криволинейности зависимости деформации грунта от нагрузки, как одного из важнейших его свойств.

Радикальное изменение подхода к решению задачи сразу сказалось на результатах. Совпадение вычисленных и наблюдаемых осадок многих сооружений оказалось настолько хорошим, что при посредстве это-

го метода представилось возможным весьма успешно выполнить прогноз осадок и деформаций сооружений, требовавших исключительно большой точности для установления строительных подъемов и наклонов как самих сооружений, так и связанных с ними механизмов (например, строительный наклон валов турбин).

Метод автора получил в дальнейшем в геотехническом секторе одно из строителей весьма важное последующее развитие трудами инж. С. Б. Враского. Этот метод, позволивший весьма просто, при соблюдении отмеченных выше требований, учитывать не только вертикальные, но также и горизонтальные нормальные напряжения, был в 1941 г. доложен инж. С. Б. Враским на заседании Ленинградского дома ученых и послужил в дальнейшем темой для его диссертации на соискание ученой степени кандидата физических наук.

В основу наших дальнейших рассуждений положен метод Маслова-Враского, как принципиально наиболее правильный и убедительный, одновременно исключительно простой, многократно проверенный и успешно примененный на ряде крупнейших и ответственных сооружений. Последнее обстоятельство является с рассматриваемой точки зрения, конечно, исключительно важным.

95. Расчетные формулы по прогнозу осадок. Осадка слоя с введением в расчет, кроме нормального сжимающего напряжения p_z , также и горизонтальных напряжений p_x и p_y (пространственная задача), в своем полном виде может быть выражена формулой:

$$\lambda'''_z = h[M_{pz}e_{pz} - \sigma_{px}M_{px}e_{px} - \sigma_{py}M_{py}e_{py}], \quad (109)$$

где оператор
$$M = \frac{1 - \sigma}{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)}, \quad (110)$$

σ — коэффициент Пуассона и e_{pz} , e_{px} и e_{py} — модули осадок по трем осям, характеризующие сжимаемость породы по этим осям под воздействием дополнительных напряжений p_z , p_x и p_y при переходе от первоначального напряженного состояния к последующему.

В данном случае коэффициент Пуассона σ , а следовательно, и оператор M являются величинами переменными, зависящими от свойств грунта, от значения переменного модуля сжатия и, кроме того, от величины нормальных напряжений. Индексы при M и σ указывают на то, что каждая из этих величин зависит от напряжений, действующих по той или иной оси.

Зависимость σ и M от напряжений нам неизвестна и, повидимому, должна быть очень сложна. Вместе с тем, как показывают исследования и сопоставление расчетных и наблюдаемых осадок на ряде сооружений, коэффициент Пуассона, в пределах тех величин напряжений в грунте, с которыми приходится иметь дело в строительной практике, меняется очень мало, тогда как нелинейность зависимости деформации грунта от напряжений проявляется весьма заметным образом. Кроме того, расчеты осадок, произведенные применительно к реальным сооружениям (о чем будет говориться дальше), с полной убедительностью свидетельствуют о том, что зависимость величины осадок от значения σ очень невелика. Имея в виду, что само изменение величины σ крайне ограничено, следует признать возможным допущение постоянства коэффициента Пуассона от нагрузок, при одновременном обязательном учете нелинейного характера зависимости самих деформаций от нагрузок.

Следует отметить, что отказ при расчете осадок от переменного значения коэффициента Пуассона σ ни в коей мере не является каким-либо

особенным приемом, принятым для упрощения расчета. Во всех существующих и используемых методах расчета деформаций грунтовой толщи коэффициент Пуассона всегда принимается величиной постоянной и не зависящей от напряжений.

Таким образом, если признать, что коэффициент Пуассона одинаков для всех направлений $\sigma_{pz} = \sigma_{px} = \sigma_{py} = \sigma$, а следовательно, и $M_{pz} = M_{px} = M_{py} = M = \frac{1 - \sigma}{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)}$, то формула (109) может быть изменена в виде:

$$\lambda'''_z = hM[e_{pz} - \sigma(e_{px} + e_{py})]. \quad (111)$$

В этой формуле e_{pz} , e_{px} , e_{py} представляют собой модули осадки, определенные по компрессионной кривой для соответствующих диапазонов изменения нормальных напряжений по всем трем координатным осям, предполагая, что грунт является изотропным телом.

Эта формула (111) и рекомендуется нами для подсчета осадок в условиях трехосного напряженного состояния толщи грунта.

Величина $M[e_{pz} - \sigma(e_{px} + e_{py})]$ в формуле (111) представляет собой относительную деформацию грунта по оси z под действием приложенных к нему нормальных напряжений в условиях трехосного напряженного состояния и равную относительной деформации грунта по той же оси под напряжением p_z за вычетом расширения, вызываемого действием напряжения по оси x и y .

Сама по себе такая формулировка не является чем-то совершенно новым, однако дальнейший избранный путь развития отличается от общепринятого. В то время, как в обычных теориях утверждается постоянство модуля упругости и поэтому деформация e_z выражается через напряжение, мы считаем модуль упругости (модуль сжатия) E° постоянным и оставляем стоять в правой части уравнения относительной деформации, выразив их только через характеристики, получаемые непосредственно из опыта в соответствии с теми или иными напряжениями.

Если сделать следующий шаг в допущениях и отказаться от переменного модуля сжатия, то есть положить его независимым от напряжения, то

$$\frac{e_{pz}}{p_z} = \frac{e_{px}}{p_x} = \frac{e_{py}}{p_y} = \frac{1000}{E}. \quad (112)$$

Тогда формула (111) превращается в

$$\lambda'''_z = \frac{Mh}{E} [p_z - \sigma(p_x + p_y)] = \frac{h}{E^\circ} [p_z - \sigma(p_x + p_y)],$$

то есть в обычную формулу теории упругости. Здесь E и E° представляют собой соответствующие модули сжатия для условий предотвращенной и свободной возможности бокового расширения грунта под нагрузкой.

В этом случае можно без особого труда, сделав необходимые преобразования, получить

$$\lambda'''_z = \frac{h}{1 - 2\sigma} \cdot \frac{p_z - \sigma(p_x + p_y)}{p_x + p_y + p_z} \cdot \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1}, \quad (113)$$

то есть формулу, данную В. А. Флориным («Геотехнические расчеты оснований», ВНИИГ, Стройиздат, 1941).

Помимо того, что эта формула более громоздка, чем рекомендуемая нами формула (111), она оказывается еще и принципиально менее совершенной вследствие недоучета столь характерной для грунтов нелинейности их механической характеристики.

Для прогноза осадок в условиях двумерной задачи (плоская задача) для условий однородного напряженного состояния грунта имеем следующую формулу:

$$\lambda''_z = h \cdot M(1 - \sigma^2) \left(e_{pz} - \frac{\sigma}{1 - \sigma} \cdot e_{px} \right) \quad (114)$$

Настоящая формула является двумерным аналогом формулы (111).

Весь приведенный выше критический анализ для различных используемых методов подсчета осадок сохраняет свою силу и в отношении случая плоской задачи.

Вследствие этого, мы отдаем предпочтение для целей практического использования данным формулам и полностью отказываемся от использования в настоящей работе каких-либо иных формул.

При коэффициенте Пуассона грунта $\sigma = 0$ оператор принимает значение $M = 1,0$.

Тогда формулы (111) и (114) приобретают вид:

$$\lambda'_z = e_{pz} \cdot h \quad (115)$$

или

$$\lambda'_z = (e_{p_2} - e_{p_1})h \quad (116)$$

Здесь e_{p_2} и e_{p_1} — модули осадок, определенные при двух нагрузках: начальной p_1 и последующей p_2 .

Таким образом, формула (115) является частным случаем формул (111) и (114) при коэффициенте Пуассона грунта, равном нулю.

Такое упрощение решения задачи оправдывается несколько меньшим количеством необходимых вычислений и возможностью отказаться от определения σ , что является главным. Однако это же упрощение приводит к некоторой неточности в установлении величины осадки λ' . Однако во многих случаях эти погрешности не таковы, чтобы умалить весьма большое практическое значение этих формул.

Автор в одной из своих работ (Маслов и Шнитников, Некоторые замечания и выводы из анализа фактических осадок сооружений, 1936) указывает, что при использовании данной формулы (115) для получения более точных результатов величины осадки, подсчитанная по формуле (115), должна быть уменьшена, примерно, на 10—20%.

Таким образом, использование этой упрощенной формулы оказывается вполне возможным (что было подтверждено наблюдениями за фактическими осадками многочисленных сооружений) при уменьшении вычисленной величины осадки λ на 10—20%.

Для учета возможного влияния на результаты подсчета осадки по формулам (111) и (114) величины коэффициента Пуассона грунта σ , а также для оценки границ возможного использования упрощенного метода автора (при $\sigma = 0$) лучше всего обратиться к частному примеру.

На рис. 98 показаны расположение и величины нагрузок, а также величины расчетных осадок для различных значений коэффициента

Пуассона в пределах от $\sigma=0$ до $\sigma=0,40$. Значение коэффициента Пуассона σ грунта, равное нулю ($\sigma=0$), соответствует при этом, как это указывалось нами выше, случаю использования для расчета упрощенного метода автора. Подсчет для всех других значений коэффициента Пуассона произведен для случая плоской задачи по формуле (114).

В приведенных ниже табл. 11 и 12 даются величины осадок поверхности по различным створам I—V, а также приводятся данные для установления погрешности при использовании для расчета упрощенного метода в виде дроби $\frac{\lambda_{упр} \rho}{\lambda_{пол}}$, выраженные в процентах (табл. 12).

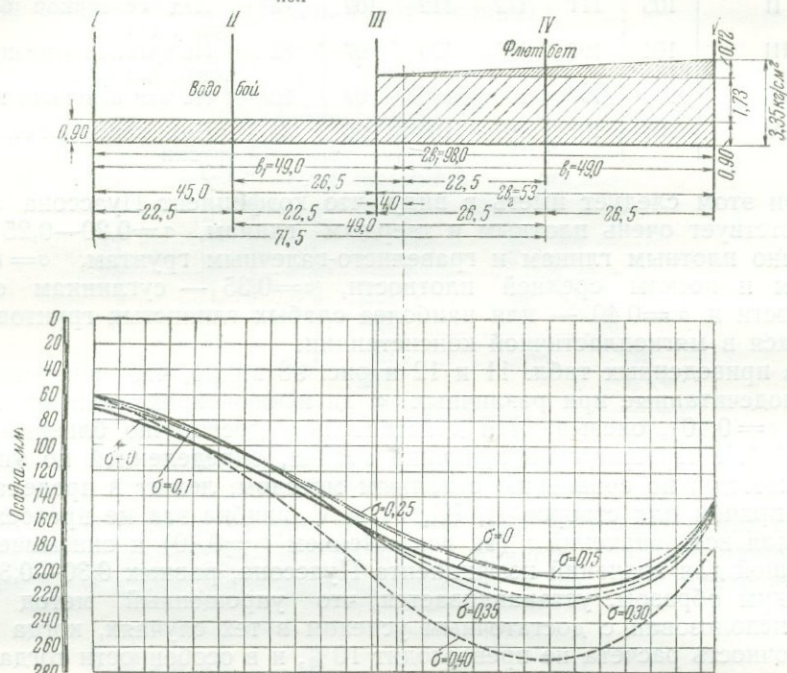


Рис. 98. Кривые осадки в зависимости от величины коэффициента Пуассона σ . Для обычных случаев ($\sigma=0,10-0,30$) обеспечивается практически точное решение по формуле Маслова.

Во всех тех случаях, когда величина этого отношения, выраженная в процентах, оказывается больше 100, упрощенный метод дает при своем использовании преувеличенные, по сравнению с полным методом, значения расчетных осадок.

Таблица 11

Величина осадок по разным створам примера при различных значениях коэффициента Пуассона σ

Точка	Значение σ	Осадки в мм						
		0,00	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
I		71,7	67,0	61,0	59,6	57,6	58,2	60,6
II		114,8	107,0	102,2	101,8	101,5	104,8	117,7
III		168,6	161,0	157,8	160,0	170,2	174,2	206,0
IV		214,3	205,5	201,5	204,5	209,5	225,0	267,0
V		152,4	145,0	142,0	142,9	146,0	156,0	182,9

Сопоставление данных расчета осадок по примеру по упрощенной и полным формулам

Точка	Значение	Отношение $\frac{\lambda_{упр}}{\lambda_{пол}}$ в %					Примечание
		0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	
I	107	117	120	124	123	118	Над краем боковой пригрузки
II	105	111	112	112	109	96	Над серединой боковой пригрузки
III	104	107	105	199	97	82	На границе основной и боковой пригрузки
IV	104	107	105	102	96	80	На оси основной нагрузки
V	105	107	107	104	98	84	Под краем основной нагрузки

При этом следует иметь в виду, что коэффициент Пуассона $\sigma=0,10$ соответствует очень плотным и твердым глинам, $\sigma=0,20-0,25$ — достаточно плотным глинам и гравелисто-галечным грунтам, $\sigma=0,30$ — глинам и пескам средней плотности, $\sigma=0,35$ — суглинкам средней плотности и $\sigma=0,40$ — для наиболее слабых глинистых грунтов, находящихся в мягкопластичной консистенции.

Из приведенных табл. 11 и 12 и рис. 98 видно, что значения осадок, подсчитанные при различных σ , за исключением лишь одного случая ($\sigma=0,40$), оказываются действительно достаточно близкими между собой. Погрешность в величине осадки, определенной по упрощенному методу, по сравнению с полным методом, лежит в пределах 10—20%, причем для створов II, III, IV и V ошибка эта не превосходит и 10% для всех значений σ (за исключением $\sigma=0,40$) и оказывается наименьшей для значений коэффициента Пуассона, равных 0,30—0,35.

Таким образом, устанавливается, что упрощенный метод может быть использован с достаточным успехом в тех случаях, когда желаемая точность расчета не превосходит 10%, и в особенности тогда, когда в основании сооружений залегают глины, суглинки и пески средней плотности. Такая обстановка, как это показывает опыт возведения многочисленных сооружений, является достаточно обычной.

Для подсчета осадок при наличии особо слабых грунтов ($\sigma=0,40$) расчет рекомендуется производить с использованием развитых формул.

Само собой разумеется, что при прогнозе осадок уникальных сооружений во всех случаях следует пользоваться полным методом, оставляя использование упрощенного метода для целей предварительных прогнозов (например, на стадии проектного задания), а также и для контрольных поверочных расчетов.

В заключение отметим, что приведенные выше формулы по прогнозу осадок λ_z''' , λ_z'' и в особенности λ_z' нашли свое самое широкое применение при проектировании многих крупнейших сооружений нашего Союза. Здесь широко развитыми наблюдениями за осадкой многих сооружений была доказана большая практическая значимость этих формул.

Расчетный прием. Принцип использования выведенных зависимостей изложен детально в труде автора «Инженерная геология» и в его работе с инж. Шнитниковым, написанных в 1936 г. Поэтому здесь мы отметим лишь основные позиции расчетного приема по прогнозу осадок и деформаций сооружений.

Общая осадка сооружения в некоторой точке на поверхности по определенному створу от оси определяется как сумма частных осадок уплотнения элементарных слоев I—V (рис. 99 а).

$$\lambda = \sum \lambda_i. \quad (117)$$

При этом расчетные напряжения

$$p_{\text{расч}} = p_0 - \gamma h, \quad (118)$$

т. е. удельному давлению на грунт по подошве фундамента за вычетом вынута земли (при заглублении сооружения).

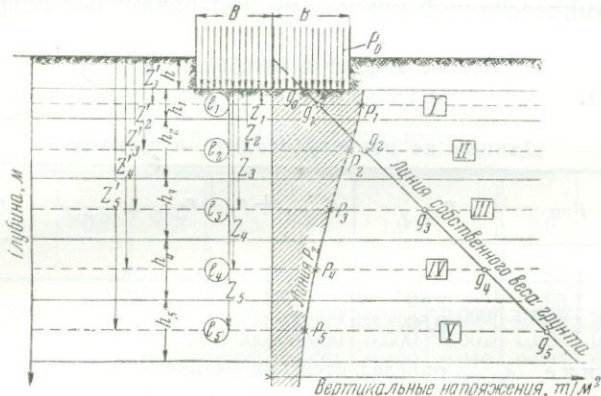


Рис. 99а. Схема для расчета осадок в случае однородного грунта.

Сжатие элементарного слоя при этом рассматривается как следствие повышения приходящегося на него в данном горизонте природного давления $p_{\text{пр}} = z\gamma_i$ на некоторую величину p_z , p_x , p_y . Последние величи-

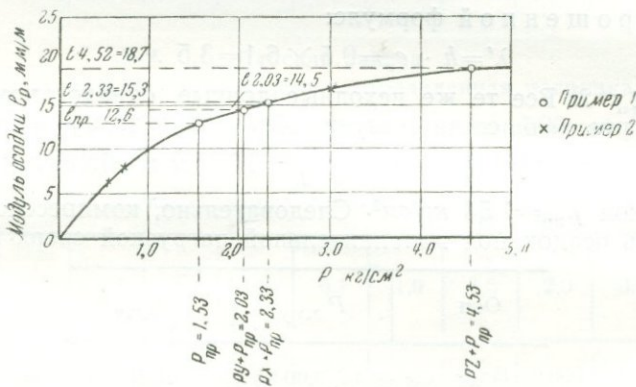


Рис. 99б. Компрессионная кривая к примеру расчета осадки.

ны являются тремя нормальными напряжениями по осям z (вертикаль), x и y . Они по своей величине оказываются зависящими от нагрузки p_0 , ширины — $2b$ и длины $2a$ фундамента и положения точки в толще относительно центра координатной системы.

Пример 1. Требуется определить в точке А величину осадки элементарного слоя, залегающего на глубине $z = 15,0$ от поверхности с мощностью $h = 0,5$ м. Компрессионная кривая рис. 99 б определена по

испытанию образца, взятого вблизи от поверхности толщи. Толща по составу и состоянию однородна и изотропна. Уровень грунтовых вод совпадает с поверхностью ($\gamma_b = 1,0 \text{ т/м}^3$). Коэффициент Пуассона $\sigma = 0,25$; оператор $M = 1,20$. Согласно расчету нормальные напряжения в точке А: $p_z = 3,0 \text{ кг/см}^2$, $p_x = 0,80 \text{ кг/см}^2$, $p_y = 0,50 \text{ кг/см}^2$.

Прежде всего, найдем природную нагрузку $P_{\text{пр}}$:

$$P_{\text{пр}} = \left(z + \frac{h}{2} \right) \gamma_b = 15,25 \times 1,0 = 15,25 \text{ т/м}^2 \text{ или } 1,53 \text{ кг/см}^2.$$

Благодаря изотропности толщи, значения модулей e_z , e_x и e_y снимаем с одной компрессионной кривой, но при различных нагрузках p_z , p_x и p_y .

Определение расчетных модулей осадок e_z , e_x , e_y сводим в табл. 13 (см. рис. 99б).

Таблица 13

Данные по расчету осадок по примеру

О с и	$P_{\text{пр}}$	$P_{z,x,y}$	$P_{z,x,y} + P_{\text{пр}}$	$e_{(P_{\text{пр}} + P_{z,x,y})}$	$e_{P_{\text{пр}}}$	$e_{z,x,y}$
z	1,53	3,0	4,53	18,7	12,6	6,1
x	1,53	0,80	2,33	15,3	12,6	2,7
y	1,53	0,50	2,03	14,5	12,6	1,9

Примечание. $e_{z,x,y}$ определяется как разность:

$$e_{(P_{\text{пр}} + P_{z,x,y})} - e_{P_{\text{пр}}}$$

Теперь находим осадку λ по формуле:

$$\lambda''' = Mh[e_z - \sigma(e_x + e_y)],$$

$$\lambda''' = 0,5 \times 1,20[6,1 - 0,25(2,7 + 1,9)],$$

$$\lambda''' = 0,5 \times 1,20(6,1 - 1,15) = 2,97 \text{ мм.}$$

По упрощенной формуле:

$$\lambda' = h \cdot e_z = 0,5 \times 6,1 = 3,5 \text{ мм.}$$

Пример 2. Все те же исходные данные, однако компрессионная кривая по рис. 99б соответствует образцу, взятому непосредственно из расчетного слоя с глубины $z + \frac{h}{2} = 15,25 \text{ м}$ и обжатому под природной нагрузкой $p_{\text{пр}} = 1,53 \text{ кг/см}^2$. Следовательно, компрессионная кривая дает модуль осадок под дополнительной нагрузкой сверх природной.

Оси	$P_{z,x,y}$	$e_{z,x,y}$
z	3,00	16,5
x	0,80	8,0
y	0,50	6,5

$$\lambda''' = 0,50 \times 1,20[16,5 - 0,25(8,0 + 6,5)];$$

$$\lambda''' = 0,50 \times 1,20 \times 12,85 = 7,75 \text{ мм}$$

или по упрощенной формуле:

$$\lambda' = h e_z = 0,5 \times 16,5 = 8,25 \text{ мм.}$$

Из приведенных выше примеров очевидно, что значения λ''' и λ' очень близки между собой, что вполне подтверждают высказанные на-

ми ранее положения о возможности во многих случаях пользоваться формулой λ' . Однако сделаем предупреждение. При учете влияния боковой пригрузки, например, при учете влияния земляной дамбы на осадку бетонной водосливной части плотины или подходной насыпи на устойчив моста, во всех случаях необходимо пользоваться выражениями для λ''' и λ'' (доминирующее влияние в этих случаях p_x и p_y).

96. Об определении нормальных напряжений. Определение нормальных напряжений p_z , p_x и p_y для различных случаев нагрузок в настоящее время производится по методам теории упругости для случая загрузки поверхности упругого полупространства. Формулы для разнообразных случаев нагрузок приведены выше, в главе XIV.

Таблица 14

Плоская задача

Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0 . Значения вертикальных нормальных напряжений $\frac{p_z}{p_0}$

$d \backslash v$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	не опр.	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,938	0,996	0,996	0,996	0,989	0,961	0,499	0,010	0,005	0,000	0,000	0,000
0,3	0,993	0,998	0,987	0,985	0,966	0,910	0,498	0,030	0,005	0,001	0,000	0,000
0,5	0,960	0,960	0,954	0,942	0,907	0,808	0,496	0,090	0,019	0,002	0,001	0,000
0,7	0,906	0,905	0,900	0,887	0,830	0,732	0,489	0,148	0,042	0,005	0,004	0,001
1,0	0,822	0,820	0,815	0,807	0,728	0,651	0,479	0,218	0,084	0,017	0,005	0,003
1,5	0,670	0,666	0,661	0,647	0,607	0,552	0,449	0,262	0,145	0,050	0,015	0,007
2,0	0,540	0,540	0,543	0,535	0,511	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071	0,029	0,013
3,0	0,397	0,395	0,395	0,389	0,379	0,354	0,334	0,273	0,211	0,114	0,059	0,032
4,0	0,306	0,305	0,304	0,303	0,292	0,291	0,275	0,243	0,205	0,134	0,083	0,051
5,0	0,242	0,242	0,242	0,241	0,239	0,237	0,231	0,215	0,188	0,140	0,094	0,065

Таблица 15

Плоская задача

I. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0 .

Значения горизонтальных нормальных напряжений $\frac{p_x}{p_0}$

II. Горизонтальная равномерно распределенная нагрузка q_0 . Значения касательных напряжений $\frac{\tau_{xz}}{q_0}$

$d \backslash v$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	не опр.	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,972	0,872	0,871	0,864	0,835	0,774	0,468	0,123	0,042	0,015	0,009	0,006
0,2	0,754	0,750	0,742	0,736	0,685	0,593	0,437	0,190	0,079	0,030	0,016	0,016
0,3	0,643	0,643	0,618	0,615	0,564	0,482	0,405	0,238	0,117	0,047	0,027	0,015
0,5	0,450	0,448	0,440	0,462	0,399	0,356	0,348	0,286	0,171	0,074	0,041	0,026
0,7	0,314	0,309	0,305	0,301	0,286	0,276	0,291	0,284	0,200	0,096	0,054	0,034
1,0	0,134	0,186	0,191	0,199	0,178	0,195	0,225	0,224	0,211	0,122	0,074	0,049
1,5	0,080	0,081	0,081	0,087	0,097	0,114	0,143	0,180	0,185	0,145	0,097	0,068
2,0	0,042	0,042	0,043	0,045	0,055	0,067	0,089	0,123	0,145	0,135	0,103	0,077
3,0	0,015	0,013	0,013	0,017	0,021	0,028	0,040	0,063	0,084	0,102	0,097	0,083
4,0	0,006	0,006	0,006	0,007	0,010	0,013	0,021	0,033	0,049	0,071	0,078	0,075
5,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,002	0,004	0,011	0,020	0,030	0,048	0,062	0,053

Таблица 16

Пространственная задача. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0

Вертикальное нормальное напряжение $\frac{p_z}{p_0}$ под серединой плиты при различных ω

$\omega \backslash v$	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
0,5	0,94	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
1,0	0,71	0,77	0,78	0,80	0,81	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82
1,5	0,49	0,58	0,63	0,66	0,66	0,66	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
2,0	0,34	0,43	0,43	0,48	0,53	0,54	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
3,0	0,18	0,26	0,30	0,35	0,35	0,38	0,39	0,40	0,40	0,40	0,40
4,0	0,10	0,16	0,19	0,24	0,27	0,28	0,29	0,30	0,30	0,30	0,305
5,0	0,07	0,11	0,13	0,16	0,20	0,20	0,23	0,23	0,24	0,24	0,245
7,0	0,04	0,06	0,07	0,100	0,12	0,14	0,15	0,16	0,17	0,17	0,17
10,0	0,01	0,03	0,04	0,055	0,07	0,08	0,09	0,11	0,11	0,11	0,11
15,0	0,002	0,01	0,02	0,025	0,03	0,04	0,05	0,05	0,056	0,06	0,064

Таблица 17

Пространственная задача. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0

Горизонтальные нормальные напряжения $\frac{p_x}{p_0}$ под углом фундамента при различных ω . При $\sigma = 0,25$

$\omega \backslash v$	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	7,0
0,0	0,188	0,203	0,214	0,224	0,234	0,238
0,2	0,160	0,175	0,183	0,194	0,173	0,206
0,4	0,133	0,146	0,154	0,164	0,150	0,178
0,6	0,108	0,120	0,127	0,137	0,120	0,149
0,8	0,087	0,098	0,104	0,112	0,100	0,124
1,0	0,068	0,077	0,084	0,091	0,057	0,102
1,5	0,035	0,041	0,046	0,052	0,033	0,061
2,0	0,017	0,021	0,023	0,027	0,018	0,036
2,5	0,007	0,008	0,013	0,014	0,009	0,023
3,0	0,002	0,0025	0,008	0,005	0,000	0,011
4,0	—	0,000	—	—	—	0,002
6,0	—	—	—	—	—	—
10,0	—	—	—	—	—	—

Пространственная задача. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0 .

Горизонтальные нормальные напряжения $\frac{p_x}{p_0}$ под углом фундамента при различных ω . При $\sigma = 0,25$

v	ω						Для полубесконечности	
	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0	7,0	v	∞
0,0	0,188	0,172	0,162	0,151	0,141	0,136	0	0,125
0,2	0,160	0,154	0,148	0,140	0,132	0,128	0,1	0,121
0,4	0,133	0,136	0,134	0,129	0,123	0,120	0,2	0,116
0,6	0,108	0,119	0,120	0,119	0,114	0,112	0,3	0,113
0,8	0,087	0,103	0,108	0,109	0,106	0,104	0,5	0,105
1,0	0,058	0,088	0,096	0,100	0,098	0,098	0,7	0,098
1,5	0,035	0,059	0,072	0,079	0,082	0,081	1,0	0,087
2,0	0,017	0,037	0,049	0,062	0,067	0,068	1,5	0,073
2,5	0,007	0,022	0,036	0,048	0,054	0,060	2,0	0,062
3,0	0,002	0,013	0,026	0,037	0,044	0,050	3,0	0,047
4,0	—	—	0,010	0,022	0,034	0,038	4,0	0,037
6,0	—	—	0,001	0,008	0,018	0,023	5,0	0,030
10,0	—	—	—	0,002	0,005	0,009		

Ниже приводятся таблицы и графики «лили», позволяющие для случая равномерно распределенной нагрузки устанавливать значения нормальных напряжений наиболее простым образом, минуя сложные расчеты. Табл. 14 и рис. 100 дают значения вертикальных нормальных напряжений p_z в условиях плоской задачи и вертикальной нагрузки. Табл. 15 и рис. 101 в этих же условиях задачи позволяют находить горизонтальные нормальные напряжения p_x . Напомним, что здесь все напряжения устанавливаются в долях от нагрузки на поверхности p_0 .

Глубины выражены в относительных координатах: $v = \frac{z}{b}$. Здесь: z — глубина в м; b — полуширина фундамента в м. Абсцисса d также выражается в относительности значений $d = \frac{x}{b}$, где x — расстояние рассматриваемого створа от оси симметрии; по оси симметрии $d = 0$; по краю загруженной площадки $d = 1,0$. Табл. 16, 17 и 18 (рис. 102, 103, 104) составлены для определения всех трех нормальных напряжений p_z, p_x, p_y в условиях пространственной задачи и вертикальной нагрузки, в зависимости от соотношения ω сторон $2a$ и $2b$ загруженно-прямоугольного участка $\omega = \frac{a}{b}$. Здесь $2a$ и $2b$ соответственно более длинные и более короткие стороны загруженного прямоугольника. Для квадрата $\omega = 1,0$. Случай $\omega = 10,0$ соответствует практически уже нагрузке по участку с бесконечной длиной. Таблицы и графики для определения горизонтальных напряжений p_x и p_y в условиях пространственной задачи составлены для частного случая, определяемого значением коэффициента Пуассона $\nu = 0,25$. Однако напомним, что за исключением очень слабых грунтов данный случай в условиях требуемой практикой точности может считаться всеобъемлющим. Кривые на графике пространственной задачи относятся к различным ω . Табл. 16 дает значение p_z (конечно, как всегда в долях от p_0) под серединой плиты. Табл. 17 и 18 дают значения p_x и p_z под углом фундамента. Соот-

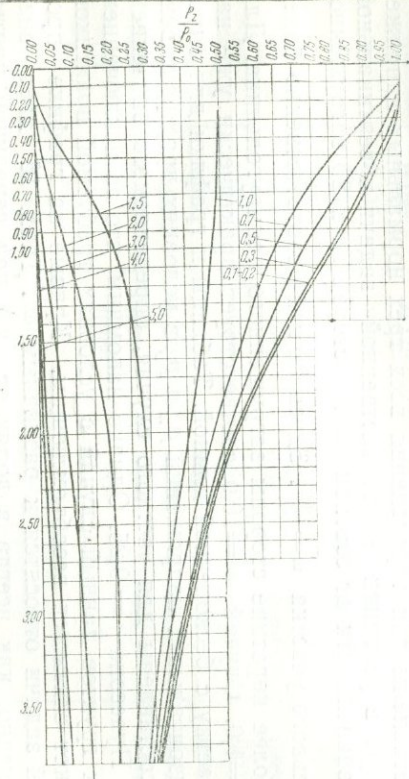


Рис. 100. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0 . Плоская задача. Значение вертикальных нормальных напряжений $\frac{P_z}{P_0}$ (к таблице 14).

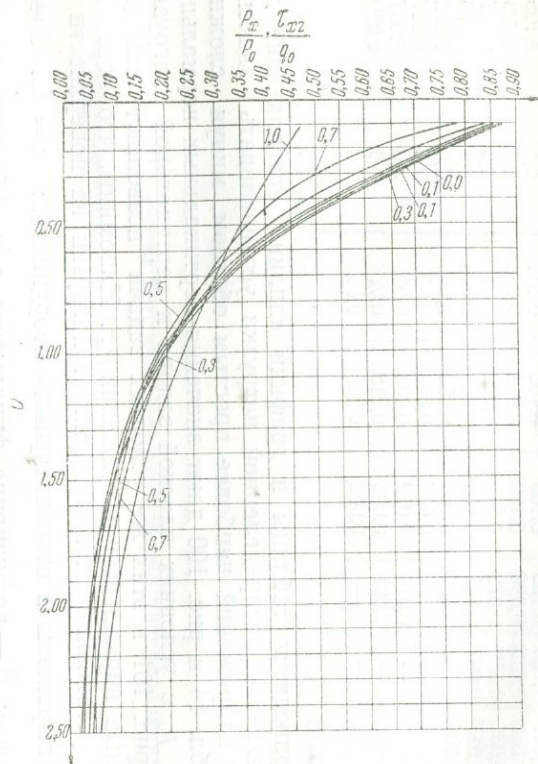
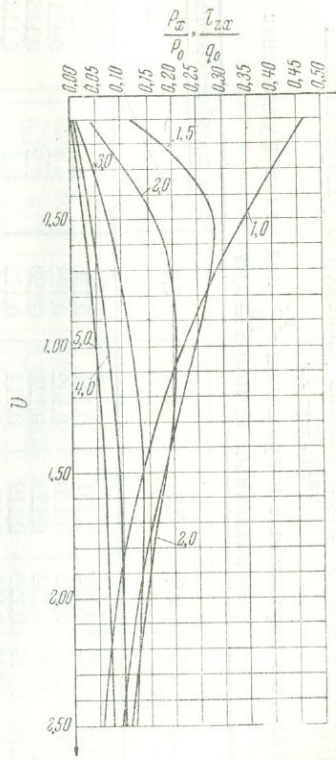


Рис. 101. I—Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0 . Плоская задача. Значение горизонтальных нормальных напряжений $\frac{P_x}{P_0}$. II—Горизонтальная равномерно распределенная нагрузка q_0 . Значение касательных напряжений $\frac{\tau_{xz}}{q_0}$ (к таблице 15).



ветствующие шкалы на графиках рис. 102, 103 и 104 позволяют находить величины относительных нормальных напряжений одновременно и под

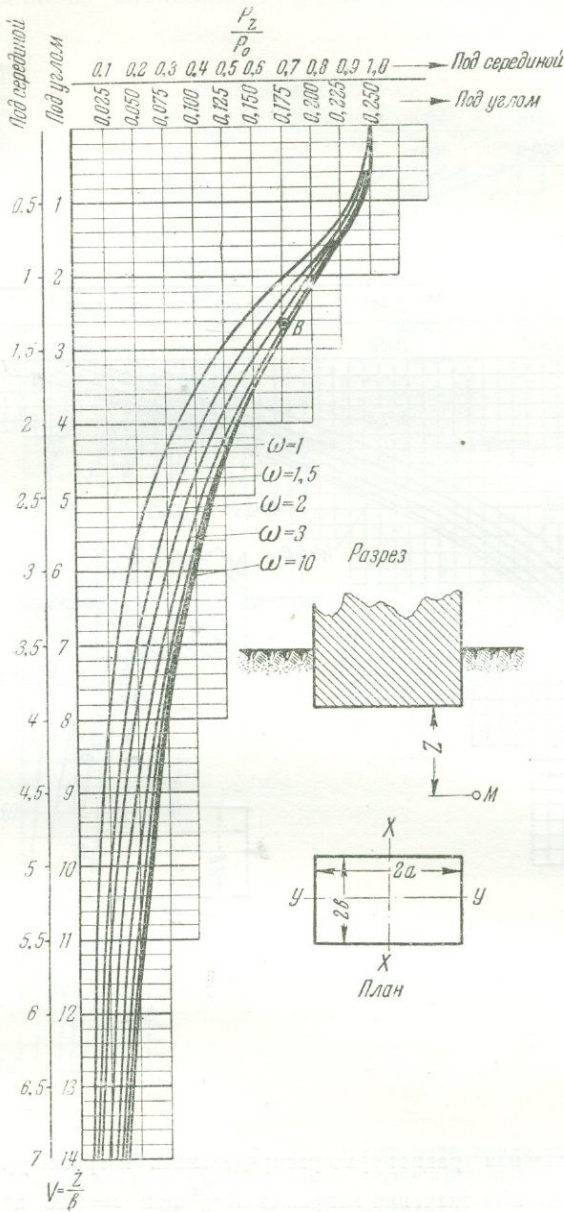


Рис. 102. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0 . Пространственная задача. Относительные значения вертикальных нормальных напряжений $\frac{P_z}{P_0}$ под площадкой ограниченных в плане размеров (к табл. 16).

серединой и под углами загруженного участка. Напомним, что вертикальное напряжение в полупространстве на некоторой глубине под углом загруженного прямоугольного участка равняется четверти напряжения под серединой этого участка на половинной глубине.

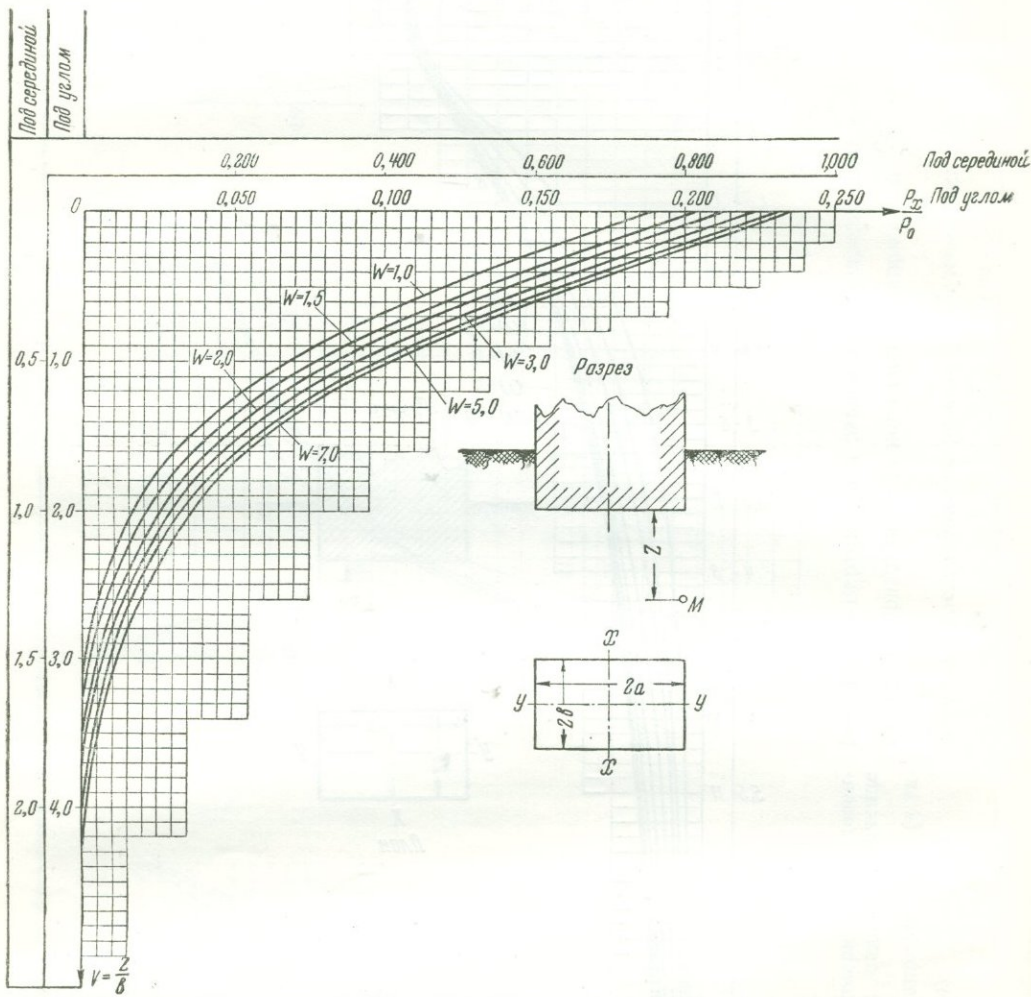


Рис. 103. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0 . Пространственная задача. Относительные значения напряжений $\frac{p_x}{p_0}$ при $\sigma = 0,25$ под углом \square площадки ограниченных в плане размеров (к табл. 17).

Отметим также, что напряжение в любой точке основания с любыми координатами может быть найдено как сумма угловых напряжений для прямоугольников, сходящихся в данной точке и имеющих в ней общий угол.

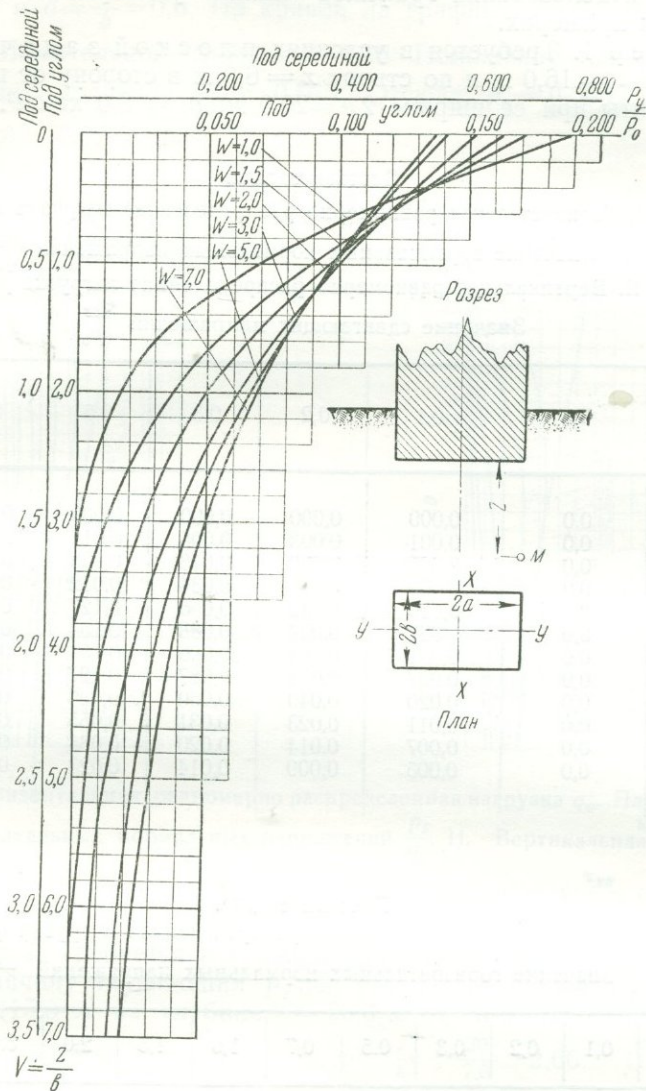


Рис. 104. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка P_0 . Пространственная задача. Относительные значения напряжений $\frac{P_y}{P_0}$ при $\sigma = 0,25$ под углом площадки ограниченных в плане размеров (к табл. 18).

Табл. 19 и 20 с соответствующими рис. 105 и 106 относятся к случаю равномерной горизонтальной нагрузки по поверхности в условиях плоской задачи и дают возможность так же, как и во всех предыдущих случаях, определять значения P_z и P_x для любой точки основания при любых размерах загруженной полосы и любой величине равномерно распределенной нагрузки q_0 . На рис. 107 приводятся кривые равных

горизонтальных напряжений $\frac{P_x}{q_0}$ при равномерной горизонтальной нагрузке q_0 .

Способ использования графиков «лилий» усматривается лучше всего на частных примерах.

Пример 1. Требуется в условиях плоской задачи найти p_z на глубине $z = 16,0$ м и по створу $x = 6,0$ м в сторону от центра загруженной ленты при ее ширине $2\sigma = 20,0$ м; $p_0 = 5,0$ кг/см².

Таблица 19

Плоская задача.

I. Горизонтальная равномерно распределенная нагрузка q_0 .

Значение вертикальных нормальных напряжений $\frac{p_z}{q_0}$

II. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0 .

Значение сдвигающих напряжений $\frac{\tau_{xz}}{p_0}$

$d \backslash v$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0
0,0	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	Не опр.
0,1	0,0	0,001	0,003	0,005	0,011	0,030	0,319
0,2	0,0	0,005	0,009	0,016	0,038	0,092	0,314
0,3	0,0	0,009	0,022	0,034	0,072	0,150	0,312
0,5	0,0	0,020	0,042	0,066	0,127	0,209	0,300
0,7	0,0	0,027	0,057	0,088	0,154	0,222	0,284
1,0	0,0	0,031	0,064	0,096	0,150	0,210	0,255
1,5	0,0	0,027	0,054	0,087	0,127	0,167	0,203
2,0	0,0	0,020	0,040	0,060	0,096	0,126	0,159
3,0	0,0	0,011	0,023	0,031	0,055	0,080	0,098
4,0	0,0	0,007	0,014	0,020	0,034	0,047	0,064
5,0	0,0	0,005	0,009	0,014	0,023	0,031	0,043

Таблица 20

Плоская задача.

Горизонтальная равномерно распределенная нагрузка q_0 .

Значение горизонтальных нормальных напряжений $\frac{p_x}{q}$

$d \backslash v$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
0,0	0,0	1,128	0,258	0,394	0,699	1,105	не опр.	1,025	0,598	0,441	0,325	0,257
0,1	0,0	0,124	0,252	0,386	0,677	1,039	1,596	0,998	0,698	0,437	0,325	0,257
0,2	0,0	0,118	0,234	0,361	0,620	0,873	1,156	0,935	0,679	0,436	0,324	0,257
0,3	0,0	0,107	0,214	0,323	0,544	0,733	0,896	0,849	0,653	0,431	0,323	0,257
0,5	0,0	0,081	0,160	0,242	0,385	0,499	0,601	0,612	0,573	0,431	0,320	0,261
0,7	0,0	0,058	0,114	0,167	0,243	0,330	0,413	0,519	0,465	0,390	0,296	0,247
1,0	0,0	0,033	0,063	0,092	0,133	0,195	0,256	0,347	0,385	0,345	0,283	0,238
1,5	0,0	0,012	0,024	0,027	0,061	0,087	0,123	0,187	0,236	0,267	0,247	0,215
2,0	0,0	0,002	0,011	0,016	0,028	0,040	0,062	0,106	0,145	0,196	0,204	0,199
3,0	0,0	0,002	0,003	0,008	0,009	0,012	0,018	0,036	0,060	0,101	0,140	0,137
4,0	0,0	0,000	0,001	0,001	0,002	0,003	0,007	0,016	0,029	0,053	0,078	0,094
5,0	0,0	0,000	0,000	0,001	0,001	0,009	0,004	0,080	0,013	0,030	0,053	0,062

Переходим к решению. Используем рис. 100. Относительная глубина v и относительная абсцисса d определяются из условий: $v = \frac{z}{b} = \frac{16,0}{10,0} = 1,6$ и $d = \frac{x}{b} = 0,6$. По кривой на графике $d=0,6$ находим точку A для относительной глубины $v=1,6$. Положение точки A определяет величину значения $\frac{p_z}{p_0} = 0,565$. Отсюда $p_z = 0,565 \cdot p_0$ или $p_z = 0,565 \cdot 5,0 = 2,82 \text{ кг/см}^2$.

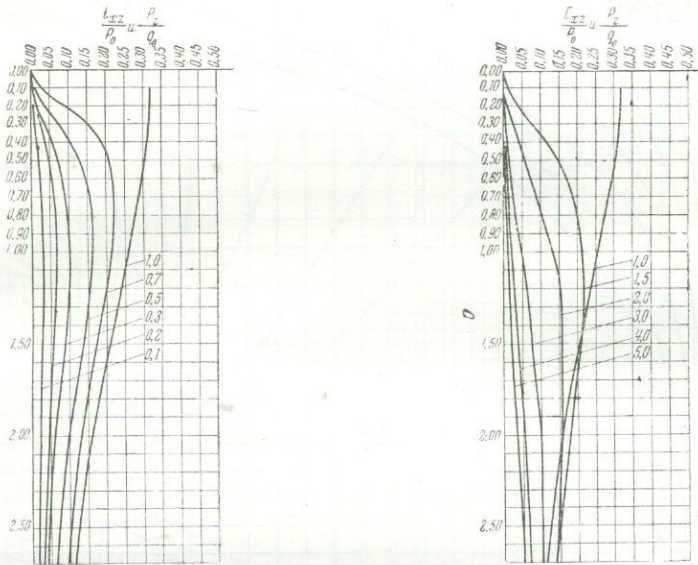


Рис. 105. I. Горизонтальная равномерно распределенная нагрузка q_0 . Плоская задача. Значение вертикальных нормальных напряжений $\frac{p_z}{p_0}$. II. Вертикальная равномерно распределенная нагрузка p_0 ; значение сдвигающих напряжений $\frac{\tau_{xz}}{p_0}$ (к табл. 19).

Пример 2. Требуется в условиях пространственной задачи найти величину напряжения p_z под углом загруженного участка размером $45,0 \times 15,0 \text{ м}$ на глубине $z = 20,0 \text{ м}$ от поверхности. Нагрузка $p_0 = 3,0 \text{ кг/см}^2$. Имеем: $\omega = \frac{2a}{b} = 3,0$; $v = \frac{z}{b} = \frac{20}{7,5} = 2,66$. Обращаемся к рис. 107. Находим по внутренним шкалам (для угла) при $v = 2,66$ и по кривой $\omega = 3,0$ значения $\frac{p_z}{p_0} = 0,173$. Отсюда $p_z = 0,173 \times 3,0 = 0,52 \text{ кг/см}^2$.

97. Прогноз осадок незначительных по величине фундаментов. Для прогноза осадок незначительных по величине фундаментов, при игнорировании увеличения плотности породы с глубиной, автором в свое время были даны нижеследующие зависимости:

$$\lambda = A D e_p. \quad (119)$$

Здесь: A — коэффициент, зависящий от соотношения величин сторон загруженного участка (рис. 108); D — полная ширина фундамента

в м; e_p — модуль осадки, соответствующий расчетной нагрузке $p_{расч} = p_0 - \gamma h$ (в мм/м).

Для ленточного фундамента

$$\lambda_{л} = 1,8D \cdot e_p. \quad (120)$$

Для квадрата

$$\lambda_{\square} = 1,1D \cdot e_p. \quad (121)$$

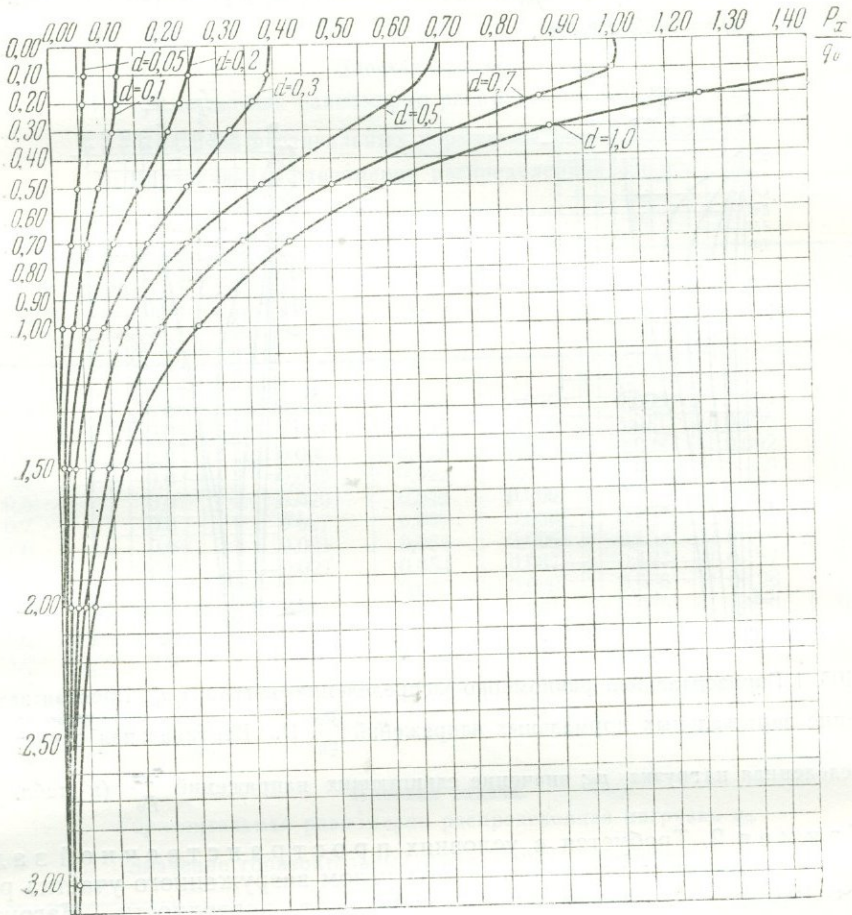


Рис. 106. Горизонтальная равномерно распределенная нагрузка q_0 . Плоская задача. Относительные значения горизонтальных нормальных напряжений $\frac{P_x}{q_0}$ (к табл. 20).

Пример. Фундамент $2,0 \times 3,0$ м; расчетная нагрузка $p_{расч} = 2,5$ кг/см²; компрессионная кривая — по рис. 99б. Величина соотношения сторон

$$\omega = \frac{3,0}{2,0} = 1,5.$$

По рис. 99б для $\omega = 1,5$ находим $A = 1,25$.

По компрессионной кривой определяем

$$e_{2,5} = 15,5 \text{ мм/м.}$$

Тогда $\lambda = 1,25 \times 2,0 \times 15,5 = 38,7 \text{ мм/м} \sim 4,0 \text{ см.}$

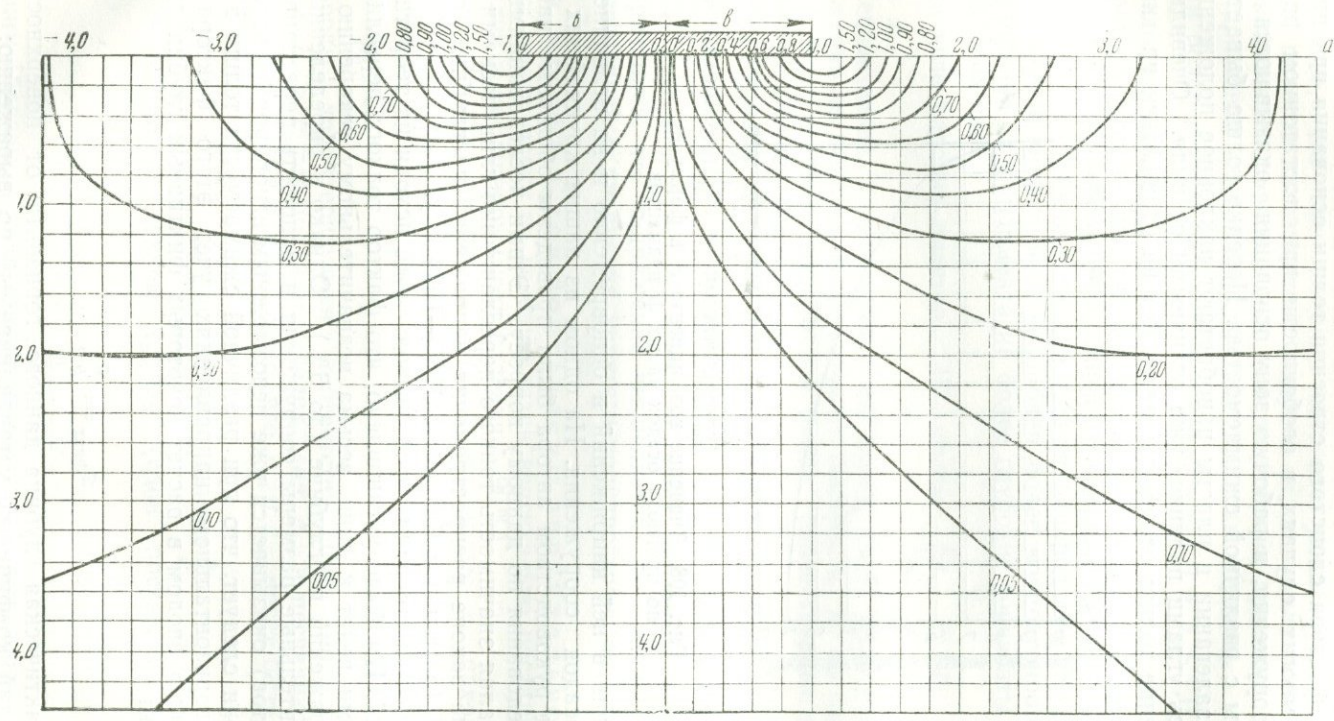


Рис. 107. Кривые равных горизонтальных напряжений $\frac{P_x}{q_0}$ при равномерной горизонтальной нагрузке q_0 .

Формула эта оказывается удобной для прикидок осадок и более крупных сооружений. Надо помнить лишь, что в этом случае она будет давать преувеличенные значения осадок. По опыту здесь приходится вводить поправочный коэффициент, всегда меньший единицы.

98. Учет фактора слоистого строения толщи основания при прогнозе осадок. Во многих случаях, в особенности при достаточном развитии размеров сооружения, в рабочую зону основания оказываются втянутыми пласты с различной сжимаемостью. Нередко толща бывает в нарушенном залегании и пласты приобретают наклонное положение, характеризуюсь углами падения, уже отличными от нуля. Очевидно, что такое строение толщи основания не может не отражаться на картине

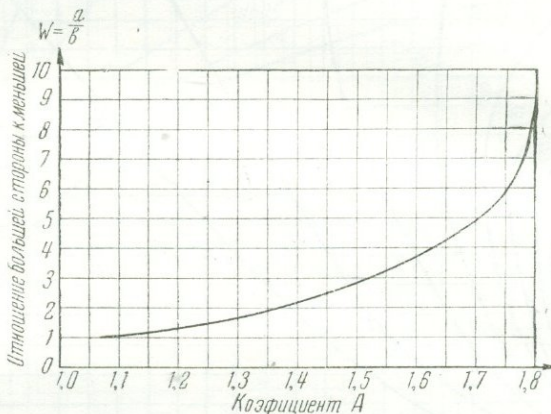


Рис. 108. Значение коэффициента A в формуле по прогнозу осадок малых фундаментов.

распределения в ней напряжений и одновременно и на величине предстоящих осадок сооружения. На одном из наших крупнейших строителств под руководством автора были проведены обширные наблюдения и исследования по данному вопросу. Этими исследованиями была доказана малая значимость тонкого переслаивания глин песками и песчаниками на законе распространения напряжений на глубине от веса сооружений (опыты и наблюдения 1929—1934 гг.).

М. А. Био подтвердил этот вывод, уже исходя из теоретических соображений. Им было установлено, что фактор тонкого переслаивания глин песками ведет к лишь весьма незначительному ускорению погашения напряжений по глубине (до 6%). Однако в определенных случаях (значительные размеры сооружения и мощность переслаивающих толщу пластов) оказывается уже невозможным игнорировать этот факт.

Из теории следует, что при различной сжимаемости толщи в вертикальном и горизонтальном направлениях учет этого фактора может быть выполнен вводом в расчет некоторых фиктивных глубин $z_{\text{фикт}}$.

При этом

$$z_{\text{фикт}} = \frac{z}{k}, \quad (122)$$

где: z — фактическая глубина данного горизонта от поверхности;
 k — некий коэффициент, устанавливаемый по выражению:

$$k = \sqrt{\frac{E_v}{E_n}}, \quad (123)$$

где: E_v — модуль Юнга (сжатия) для вертикального и E_h — модуль Юнга (сжатия) — для горизонтального направления. Здесь, как и дальше, модули Юнга E и модули осадок e_p соответствуют условиям свободного бокового расширения.

Очевидно, что при падении пластов с углом в 45° влияние более жестких пластов на изменение модулей E_v и E_h для всей толщи в целом оказывается равнозначным. Следовательно, при этом условии расчет напряжений может выполняться обычным образом.

При более крутом падении пластов $\frac{E_v}{E_h} > 1,0$ и $k > 1,0$.

Следовательно, $z_{\text{фискт}} < z$. В этом случае мы будем иметь в пределах контура сооружения, где вертикальное сжимающее напряжение p_z будет близко к наибольшему главному напряжению p_1 , более высокие значения p_z по глубине, чем для случая однородного строения толщи.

Этот случай может быть уподоблен более концентрированной передаче давления от фундамента на более глубокие горизонты при посредстве висячих свай.

При угле падения пластов $< 45^\circ$ имеем $\frac{E_v}{E_h} < 1,0$; $k < 1,0$ и $z_{\text{фискт}} > z$.

Следовательно, в этом случае мы будем иметь обратную картину: напряжения по глубине будут затухать быстрее и p_z по глубине будут меньше, чем в условиях однородной толщи (более твердые слои играют роль распределительных плит).

Таким образом, если тем или иным способом будет установлена величина отношения $\frac{E_v}{E_h}$ и величина $z_{\text{фискт}}$, напряжения для любого горизонта с глубиной z могут быть найдены обычным способом с той лишь разницей, что напряжение вычисляется для данного горизонта с подстановкой в уравнения упругого полупространства вместо z значений $z_{\text{фискт}}$.

99а. Случай I. Слои поставлены вертикально. Допустим, что мы имеем пачку из чередующихся вертикально поставленных пластов глин и песчаников (угол падения — 90%).

В поперечном сечении с общей площадью ω_0 находятся глины с площадью $\omega_{\text{гл}}$ и песчаники с площадью $\omega_{\text{п}}$.

Сечение несет усилие P_0 . При равномерном распределении напряжения $p_0 = \frac{P_0}{\omega_0}$.

Породы характеризуются соответствующими модулями сжатия (Юнга) $E_{\text{п}}$ и $E_{\text{гл}}$ и модулями осадок глин $e_{\text{гл}}$ и песчаников $e_{\text{п}}$, выража их попрежнему в мм/м. Ясно, что $e_{\text{гл}}$ и $e_{\text{п}}$ могут быть найдены из выражений:

$$e_{\text{гл}} = 1000 \frac{p_{\text{гл}}}{E_{\text{гл}}} \text{ и } e_{\text{п}} = 1000 \frac{p_{\text{п}}}{E_{\text{п}}}. \quad (124)$$

Понятно, что в данном случае (слои поставлены вертикально) $e_{\text{гл}} = e_{\text{п}}$
или

$$\frac{p_{\text{п}}}{p_{\text{гл}}} = \frac{E_{\text{п}}}{E_{\text{гл}}}. \quad (125)$$

Таким образом, в рассматриваемом случае соотношение между напряжениями в прослоях песчаников и глин совершенно не зависит от содержания тех или иных в горизонтальном сечении и определяется лишь величиной соотношения соответствующих им модулей $E_{\text{п}}$ и $E_{\text{гл}}$.

Вместе с тем очевидно, что

$$p_{II} = \frac{P_0}{\left(\omega_{II} + \omega_{гг} \frac{E_{гг}}{E_{II}} \right)} \quad (126)$$

Ясно также, что

$$p_{гг} = p_{II} \frac{E_{гг}}{E_{II}} \quad (127)$$

Пример. Допустим, что давление на грунт от сооружения $P_0 = 3000$ т при площади его основания $\omega_0 = 100,0$ м²; $p_0 = 3,0$ кг/см². Примем также, что в сечении содержится 35% песчаников и 65% глин, т. е. $\omega_{II} = 35,0$ м² и $\omega_{гг} = 65,0$ м².

Допустим также, что $E_{II} = 15000$ кг/см² и $E_{гг} = 3000$ кг/см². Тогда по (127)

$$p_{гг} = p_{II} \cdot \frac{3000}{15000} = 0,20 \cdot p_{II}$$

По формуле (126) имеем:

$$p_{II} = \frac{3000,0}{(35,0 + 65,0 \times 0,20)} = 62,5 \text{ т/м.}$$

или

$$p_{II} = 6,25 \text{ кг/см}^2.$$

Тогда

$$p_{гг} = 0,20 \times 6,25 = 1,25 \text{ кг/см}^2.$$

Контроль:

$$p_{II} \omega_{II} + p_{гг} \omega_{гг} = P_0 = 3000,0 \text{ т.}$$

$$62,5 \times 35,0 + 12,5 \times 65,0 = 3000,0 \text{ т.}$$

Таким образом оказывается, что в условиях задачи песчаники несут напряжение, более чем в два раза превышающее величину p_0 .

Применительно к осредненным значениям $E_0^||$, $e_0^||$ и p_0 мы можем написать:

$$e_0^|| = 1000 \frac{p_0}{E_0^||}, \quad (128)$$

$$E_0^|| = \frac{p_0 E_{II}}{p_{II}} \quad (129)$$

Здесь $E_0^||$ — осредненный модуль сжатия для толщи с пластами, поставленными вертикально. Выражение (129) может быть снова переписано в виде:

$$E_0^|| = \frac{\omega_{II}}{\omega_0} \cdot E_{II} + \frac{\omega_{гг}}{\omega_0} E_{гг}. \quad (130)$$

Пример. По предыдущему примеру:

$$p_0 = 3,0 \text{ кг/см}^2, E_p = 15000 \text{ кг/см}^2 \text{ и } p_{II} = 6,25 \text{ кг/см}^2.$$

Тогда по выражению (129)

$$E_0^|| = \frac{3,0 \times 15000}{6,25} = 7200 \text{ кг/см}^2$$

или по выражению (130)

$$E_0^|| = 0,35 \times 15000 + 0,65 \times 3000 = 7200 \text{ кг/см}^2,$$

и средний модуль осадки

$$e_0^|| = 1000 \frac{3,0}{7200} = 0,4 \text{ мм/м.}$$

996. Случай II. Слои лежат горизонтально. Предполагается, что в некотором расчетном слое с мощностью h_0 залегают чередующиеся пласты глин с мощностью $h_{гг}$ и песчаники с мощностью $h_{п}$. Модуль осадок этих пород соответственно $e_{гг}$ и $e_{п}$, выражая их попержнему в мм/м.

Ясно, что $h_0 = h_{п} + h_{гг}$. Величина сжатия λ в мм слоя с мощностью h_0 попержнему:

$$\lambda = e_{гг} h_{гг} + e_{п} h_{п} \quad (131)$$

или

$$\lambda = \frac{p_0}{E_{гг}} \cdot h_{гг} + \frac{p_0}{E_{п}} \cdot h_{п}. \quad (132)$$

С другой стороны:

$$E_0^- = 1000 \frac{p_0}{e_0}. \quad (133)$$

Здесь: E_0^- и e_0^- соответственно средние модули сжатия (Юнга) и осадки для толщи с горизонтальным переслаиванием пластов.

Исходя из этих условий, мы можем написать:

$$E_0^- = \frac{E_{гг} \cdot E_{п}}{\frac{h_{гг}}{h_0} \cdot E_{п} + \frac{h_{п}}{h_0} \cdot E_{гг}}. \quad (134)$$

При $h_{п} = 0$ имеем:

$$h_{гг} = h_0 \quad \text{и} \quad E_0^- = \frac{E_{гг} \cdot E_{п}}{E_{п}} = E_{гг}.$$

При $h_{гг} = 0$ имеем снова $h_{п} = h_0$ и $E_0^- = E_{п}$.

Пример. По прежним данным и при содержании в толще 35% песчаников и 65% глин получаем по (134).

$$E_0^- = \frac{3000 \times 15000}{0,65 \times 15000 + 0,35 \times 3000} = 4150 \text{ кг/см}^2.$$

Определение $z_{\text{фикт}}$.

Обратимся к выражениям:

$$z_{\text{фикт}} = \frac{z}{k}, \quad (122)$$

где:

$$k = \sqrt{\frac{E_v}{E_h}}. \quad (123)$$

Для решения задачи в общем виде, применительно к слоям, поставленным в вертикально, приравниваем $E_v = E_0^{\parallel}$ и $E_h = E_0^-$. Обозначаем

$\frac{\omega_{п}}{\omega_0}$ и $\frac{h_{п}}{h_0}$ через $\alpha_{п}$ и соответственно $\frac{\omega_{гг}}{\omega_0}$ и $\frac{h_{гг}}{h_0}$ через $\alpha_{гг}$.

Ясно, что $\alpha_{п}$ и $\alpha_{гг}$ будут показывать относительное содержание в толще песчаников и глин (в долях единицы).

Тогда, используя выражения (130) и (134), мы можем написать:

$$k = \sqrt{\left(\frac{\alpha_{гг}}{E_{гг}} + \frac{\alpha_{п}}{E_{п}} \right) \cdot (\alpha_{п} E_{п} + \alpha_{гг} E_{гг})}. \quad (135)$$

Пример 1. Согласно выполненным расчетам:

при

$$\alpha_{г\text{л}} = 0,65$$

$$E_v = E_0^{\text{II}} = 7200 \text{ кг/см}^2,$$

"

$$\alpha_{п} = 0,35$$

$$E_h = E_0^{\text{I}} = 4150 \text{ кг/см}^2.$$

Тогда

$$k = \sqrt{\frac{7200}{4150}} = 1,34$$

и

$$z_{\text{фикт}} = \frac{z}{1,34} = 0,75z.$$

В рассмотренном выше случае мы исходили из условия $E_0^{\text{II}} > E_0^{\text{I}}$, т. е. что наши пласты поставлены вертикально.

Если бы мы хотели рассмотреть обратный случай с горизонтальным залеганием пластов, то мы должны были бы уже принять

$$E_v = E_0^{\text{I}} \text{ и } E_{п} = E_0^{\text{II}}.$$

Тогда мы имели бы

$$k = \sqrt{\frac{4150}{7200}} = 0,75,$$

и, соответственно,

$$z'_{\text{фикт}} = \frac{z}{0,75} = 1,34z.$$

Ясно, что в данном случае наблюдалось бы более быстрое затухание напряжений по глубине (песчаники играют роль распределительных плит).

99в. Учет слоистости толщи при подсчете деформаций. График, приведенный на рис. 109, позволяет легко находить величины $\frac{p_z}{p_0}$ а следовательно, и p_z для не-

обходимой нам глубины $v = \frac{z}{b}$ как для

нормального случая, так и при наличии в толще пластов более жестких пород. Данный график построен для случая

$$z_{\text{фикт}} = 0,85z.$$

Последовательность операций описываемого приема лучше всего проследить на частном примере.

В соответствии с приведенным выше примером имеем для

$$\alpha_{п} = 0,35 \text{ и } k = 0,65,$$

$$E_0^{\text{II}} = 7200 \text{ кг/см}^2,$$

$$E_0^{\text{I}} = 4150 \text{ кг/см}^2.$$

Отсюда при $p_0 = 15 \text{ кг/см}^2$ и, не забывая, что модуль осадки e_p выражается в промилях, имеем:

$$e_0^{\text{II}} = 1000 \frac{15,0}{7200} = 2,1 \text{ мм/м},$$

$$e_0^{\text{I}} = 1000 \frac{15,0}{4150} = 3,6 \text{ мм/м}.$$

Относя эти значения к глинам, имеем поправочный коэффициент

$$n = \frac{e_0}{e_{г\text{л}}} = \frac{p_0 \cdot E_{г\text{л}}}{E_0 \cdot p_0} = \frac{E_{г\text{л}}}{E_0} \quad (136)$$

Тогда по (136) и помня, что $E_{г\text{л}} = 3000 \text{ кг/см}^2$, получаем:

$$n_1^{\text{I}} = \frac{3000}{7200} = 0,42 \text{ и } n_1^{\text{II}} = \frac{3000}{4150} = 0,73.$$

Для случая $\alpha_n = 0,75$ и $\alpha_{г\text{л}} = 0,25$ подобным же образом находим:

$$n_2^{\text{I}} = 0,25, \\ n_2^{\text{II}} = 0,40.$$

Считаясь со значительной неопределенностью в элементах залегания пластов на всю глубину рабочей зоны, во многих случаях оказы-

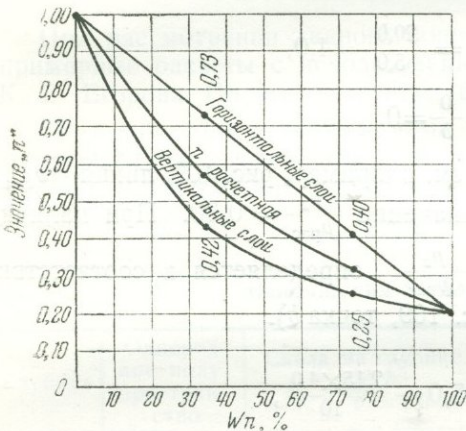


Рис. 110. Значение коэффициента n для учета наличия в толще более жестких пластов.

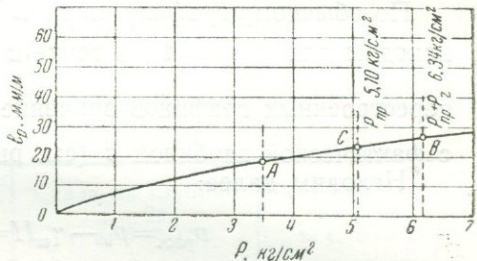


Рис. 111. Пример компрессионной кривой в выражении $e_p = f(p)$.

вается целесообразным принимать для расчета значение n_0 , как среднее из n^{I} и n^{II} , однако, во всех случаях применительно к реальным значениям α_n и $\alpha_{г\text{л}}$. На рис. 110 приводятся данные для коэффициентов n_0 в зависимости от содержания в толще песчаников и глин.

При наличии коэффициента n_0 весь расчет по деформации толщи ведется применительно к компрессионным кривым для глин, уменьшая ординаты компрессионной кривой в соответствии со значением n , который берется из графика рис. 110.

Таким образом,

$$e_{\text{рас}} = n \cdot e_{\text{граф}} \quad (137)$$

При необходимости учета изменения E от нагрузки коэффициент n вычисляется применительно к различным p , исходя из переменных значений E .

Пример. Требуется найти частную осадку за счет уплотнения слоя с мощностью $h = 2,0 \text{ м}$, залегающего на глубине $z = 23,60$ и ниже подошвы сооружения на его оси. Компрессионная способность грунта характеризуется кривой по рис. 111. Объемный вес грунта

$\gamma_w = 2,15 \text{ т/м}^3$. Содержание песчаника в толще $\omega_{п} = 60\%$, глине $\omega_{г.л} = 40\%$. Значение коэффициента $\frac{1}{k} = 0,85$.

Параметры сооружения: $p_0 = 5,0 \text{ кг/см}^2$.

Ширина сооружения: $2b = 10,0 \text{ м}$.

Глубина заложения: $H = 4,0 \text{ м}$.

Переходим к решению задачи.

Прежде всего находим $z_{\text{фикт}}$:

$$z_{\text{фикт}} = 0,85z = 0,85 \cdot 23,60 = 20,0 \text{ м.}$$

Устанавливаем по графику рис. 110 применительно к $\omega_{г.л} = 40\%$ и $\omega_{п} = 60\%$ среднее значение коэффициента $n = 0,39$.

Находим относительные координаты точки, залегающие по оси сооружения на глубине $z_{\text{фикт}} = 20,0 \text{ м}$.

$$b = \frac{10,0}{2} = 5,0 \text{ м,}$$

$$v_{\text{фикт}} = \frac{z_{\text{фикт}}}{b} = \frac{20,0}{5,0} = 4,0,$$

$$d = \frac{x}{b} = \frac{0}{b} = 0.$$

По обычному графику «лилия» (см. например, рис. 109, линия $v_{\text{фикт}}$) находим для $v_{\text{фикт}} = 4,0$ в точке a значение $\frac{p_z}{p_{\text{рас}}} = 0,30$. При наличии перестроенных графиков значение $\frac{p_z}{p_{\text{рас}}}$ определяется в соответствии с фактической глубиной z (см. рис. 109, точка b).

Находим далее:

$$p_{\text{расч}} = p_0 - \gamma_w H = 5,0 - \frac{2,15 \times 4,0}{10},$$

$$p_{\text{расч}} = 5,0 - 0,86 = 4,14 \text{ кг/см}^2.$$

Находим $\frac{p_z}{p_{\text{расч}}} = 0,30$. Тогда $p_{\text{рас}} = 0,30 \times 4,14 = 1,24 \text{ кг/см}^2$.

Определяем природную нагрузку $p_{\text{пр}} = z \gamma_w = 23,60 \times 2,15 = 51,0 \text{ т/м}^2$ или $p_{\text{пр}} = 5,10 \text{ кг/см}^2$. Находим по компрессионной кривой рис. 111 модули осадки $e_{p_{\text{пр}} + p_z}$ и $e_{p_{\text{пр}}}$.

Для нагрузок:

$$p_{\text{пр}} + p_z = 5,10 + 1,24 = 6,34 \text{ кг/см}^2$$

и

$$p_{\text{пр}} = 5,10 \text{ кг/см}^2.$$

Имеем:

$$e_{6,34} = 26,0 \text{ мм/м,}$$

$$e_{5,10} = 23,0 \text{ мм/м.}$$

Находим частную осадку λ_i для глины по выражению (116)

$$\lambda_i = (e_{6,34} - e_{5,10}) \times 2,0,$$

$$\lambda_i = (26,0 - 23,0) \times 2,0 = 3,0 \times 2,0 = 6,0 \text{ мм.}$$

Находим частную осадку λ_0 с учетом наличия в толще прослоев песчаника $\lambda_0 = n\lambda_i$, т. е. $\lambda_0 = 0,39 \times 6 = 2,3 \text{ мм}$.

Итак, в данном случае осадка за счет уплотнения рассматриваемого слоя под нагрузкой от веса сооружения достигает 2,3 мм.

100. Случай наличия в основании скалистых или полускалистых пород. Наличие в рабочей зоне основания скалы, подстилающей сжимаемую толщу, вызывает весьма заметное искажение в распределении напряжений в толще в сторону их увеличения (см. К. Е. Егоров, «Влияние жесткости и пластичной прослойки на распределение напряжений в грунтовой толще», НИС Фундаментстроя, б, ВИОС, сборник 10).

Относительное увеличение p_z на контакте со скалой под осью равномерной нагрузки будет тем больше, чем больше отношение мощности упругого слоя h к ширине плиты $2b$.

Так, если скала залегает на глубине:

при $z=b$. . . $p_z=1,25$ однородного
 „ $z=2b$. . . $p_z=1,38$ „
 „ $z=5b$. . . $p_z=1,44$ „

При рассмотрении данного вопроса С. Б. Враским были выполнены примерные расчеты с использованием некоторых данных из работы К. Е. Егорова. По этим расчетам была составлена табл. 21.

По приведенным данным нами была составлена другая табл. 22, в которой глубина выражалась не в ширинах загруженной полосы, а в долях мощности h сжимаемой толщи грунта.

Таблица 21
 Напряжения в толще при наличии скалы

Глубина $v = \frac{z}{b}$	Однородное полу-пространство $\frac{p_{z\text{однор}}}{p_0}$	Скала на глубине $z=b$, т. е. $v=1,0$		Скала на глубине $z=2b$, т. е. $v=2,0$		Скала на глубине $z=5b$, т. е. $v=5,0$	
		$\frac{p_z}{p_0}$	$\frac{p_z - p_{z\text{однор}}}{p_{z\text{однор}}}$	$\frac{p_z}{p_0}$	$\frac{p_z - p_{z\text{однор}}}{p_{z\text{однор}}}$	$\frac{p_z}{p_0}$	$\frac{p_z - p_{z\text{однор}}}{p_{z\text{однор}}}$
0,0	1,0	1,0	0,0	1,0	0,0	1,0	0,0
0,2	0,99	1,000	2,00%				
0,4	0,97	1,020	5,1 „	0,99	2,00%		
0,6	0,94	1,024	8,5 „				
0,8	0,88	1,023	16,3 „	0,92	4,0 „		
1,0	0,82	1,022	24,6 „			0,82	0,0
		Скала					
1,2	0,76			0,84	10,5 „		
1,6	0,64			0,78	21,5 „		
2,0	0,55			0,76	38,2 „	0,57	4,00%
				Скала			
3,0	0,40					0,44	10,0 „
4,0	0,31					0,37	19,5 „
5,0	0,25					0,36	44,0 „
						Скала	

Напряжения в толще при наличии скалы

$\frac{z}{h}$	$\frac{p_z - p_z \text{ однор}}{p_z \text{ однор}}$		
	$h = b$	$h = 2b$	$h = 5b$
0,0	0,0	0,0	0,0
0,2	2,0	2,0	0,0
0,4	5,1	4,5	4,0
0,6	8,5	10,5	10,0
0,8	16,3	21,5	19,5
1,0	24,6	38,2	44,0

По данным последней таблицы построен рис. 112. На этом чертеже на оси абсцисс отложена глубина рассматриваемой точки (на оси загрузочной плиты), выраженная в долях мощности h сжимаемой толщи грунта. Таким образом, значению

$$\frac{z}{h} = 1$$

соответствует точка контакта со скалой, лежащая на оси загрузочной плиты. Каждая из трех кривых, нанесенных на этом чертеже, соответствует некоторой (постоянной для этой кривой) мощности сжимаемого слоя. Эта мощность выражена в полуширинах загруженной полосы b : $h = b$, $2b$ и $5b$. Таким образом, одному и тому же значению абсциссы будет на разных кривых соответствовать различная глубина, выраженная в полуширинах сооружения b .

Так например, значение абсциссы:

$$\frac{z}{h} = 0,85,$$

соответствует на кривой $h = b$ глубине $v = \frac{z}{b} = 0,85$,

$$\begin{array}{cccc} \text{"} & \text{"} & \text{"} & \text{"} \\ \text{"} & \text{"} & \text{"} & \text{"} \\ \text{"} & \text{"} & \text{"} & \text{"} \end{array} \begin{array}{l} h = 2b \\ h = 5b \end{array} \quad \begin{array}{l} v = 1,70, \\ v = 4,25. \end{array}$$

На оси ординат отложено $\frac{p_z - p_z \text{ однор}}{p_z \text{ однор}} \%$ — относительное увеличение вертикального напряжения p_z (на оси плиты) по сравнению с тем вертикальным напряжением, которое имело бы место в этой точке в случае безграничной мощности сжимаемого слоя $p_z \text{ однор}$.

Из рис. 112 видно, что кривая $h = 5b$ имеет в соответствии со сказанным выше на контакте со скалой ($z = h$) ординату $\frac{p_z - p_z \text{ однор}}{p_z \text{ однор}} = 44\%$.

Таким образом, при мощности слоя $h = 5b$ относительное увеличение p_z достигло практически предельного значения 45%. Дальнейшее увеличение мощности сжимаемого слоя ($h = 10b$, $20b$ и т. д.) не может привести к иным кривым: из рис. 112 видно, насколько близки между собой кривые $h = 2b$ и $h = 5b$.

График рис. 112 использовался нами следующим образом.

Пример. Пусть требуется найти p_z на глубине $z = 80,0$ м. Ширина полосы $2b = 80$ м, т. е. полуширина $b = 40$ м; нагрузка на поверхности $p_0 = 10$ кг/см²; скала залегает на глубине $h = 200$ м. В таком случае имеем $h = 5b$. В этом случае для однородной толщи $p_z = 0,55p_0$, $0,5 \cdot p_0 = 5,5$ кг/см². Вместе с тем наличие скалы ведет к увеличению p_z на $\Delta p_z = 5,5 \cdot 0,04 = 0,22$ кг/см².

Вопрос о необходимости учета искажения, вызываемого скалой, разрешается в зависимости от того, с какой глубины это искажение достигнет заметной величины. На весьма больших глубинах напряжение, вызванное весом сооружения, настолько мало, что относительное увеличение этого напряжения даже на 20—30—40% имеет ничтожно малое значение, в сравнении с большими природными напряжениями, и

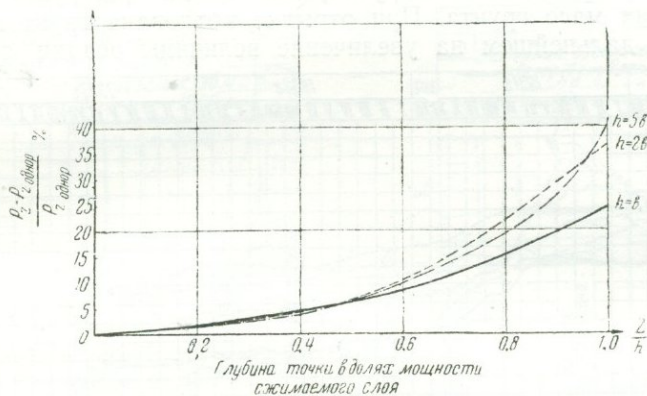


Рис. 112. Учет наличия в толще подстилающей ее скалы. Равномерно распределенная вертикальная нагрузка. Плоская задача. Ось симметрии.

практически не скажется на сжатии грунта, и без того сильно уплотненного природной нагрузкой. В условиях нашего примера $p_{пр} \geq 8,0$ кг/см².

На малых глубинах имеет место обратное явление: напряжения, вызванные весом сооружения, велики, однако, относительное их увеличение столь незначительно, что лежит в пределах точности подсчета. Расчет производится нами для осевой вертикали. В стороне от оси увеличение напряжения, вызванное скалой, будет меньше и на некотором расстоянии от оси сделается равным нулю, а на больших расстояниях даже отрицательным.

101. Учет фактора времени. Как это уже было отмечено выше, прогноз осадок по времени может быть сделан на основе разнообразных методов. Для этой цели могут быть использованы выводы Герсеванова, Флорина и автора настоящей работы.

Выше была отмечена уже вся условность прогнозов осадки во времени через коэффициент фильтрации для глинистых грунтов. Кроме того, отмеченные выше методы, как это представляется автору, лишены наглядности и грешат стремлением к излишней точности, не оправдываемой действительностью.

Кроме того, указанные методы не дают решения задачи для слоистой толщи.

В силу ряда геологических причин предсказание хода осадок сооружения во времени точными методами во многих случаях является

делом тщетным, ненадежным и иногда просто невозможным. Приблизительная же оценка этого процесса нередко сказывается весьма полезной. Такое назначение и преследует метод автора, дающий, хотя и приближенное, но весьма простое и наглядное решение вопроса (с использованием показателя консолидации n).

Метод автора подробно изложен в его работе «Инженерная геология», стр. 93—96, 1941.

102. Вспучивание грунта за счет разгрузки от веса вышележащей толщи при экскавации котлована. Глинистая толща в подводном состоянии в особенности при малой мощности самих глинистых прослоек и переслаивании их песчаными прослойками очень быстро реагирует как на приложение нагрузки, так и на разгрузку ее от веса вышележащих масс грунта. При отрывке котлована грунт вспучивается, влияя в дальнейшем на увеличение величины осадки сооружения,

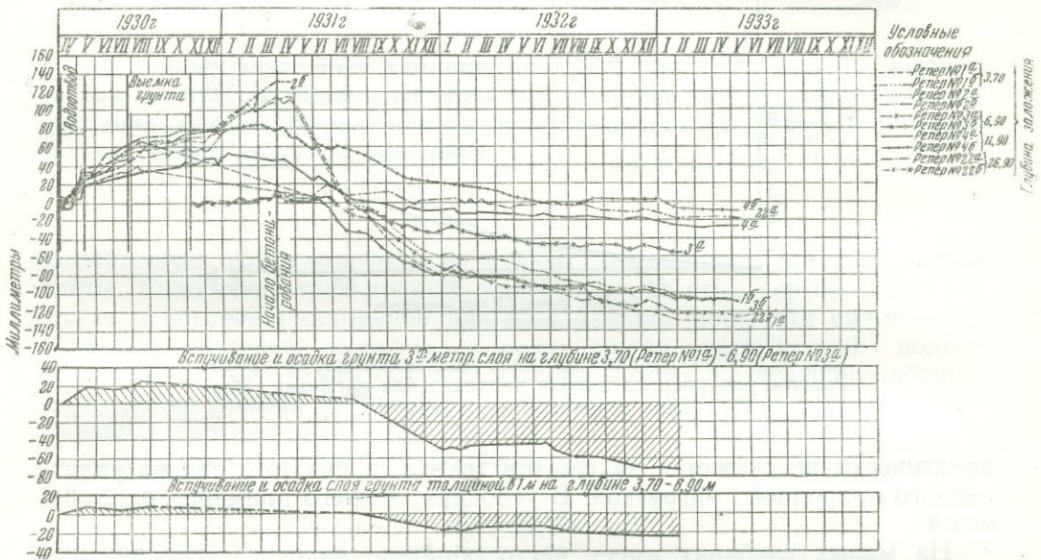


Рис. 113. Пучение дна котлована при экскавации и водоотливе и погашение пучения с началом укладки бетона.

удлиняя время проявления полной осадки сооружения, увеличивая абсолютные величины разницы в осадке отдельных частей сооружения, а тем и деформации их и уменьшая сопротивляемость верхних горизонтов грунта основания на сдвиг.

Величина могущего произойти вспучивания грунта зависит от глубины экскавации, т. е. от мощности снимаемой толщи и от продолжительности нахождения котлована в открытом состоянии.

Чем дольше котлован будет находиться в открытом состоянии, тем более вероятно, что вспучивание грунта достигнет своей максимальной величины. Несомненно, что при наличии взвешивающего противодействия грунтовых вод фактор пучения будет проявляться еще более интенсивно.

Для иллюстрации сказанного о пучении грунта приведем несколько графиков наблюдения за вспучиванием на одном строительстве.

На рис. 113 представлен график пучения дна котлована плотины на протяжении всего периода вспучивания.

Относительные графики, дающие пучение разной мощности грунтовой толщи с различных глубин а также пучение однометрового слоя грунта с тех же глубин показывают, что процесс пучения на глубине проходит менее активно, чем в верхних слоях.

Это положение еще рельефнее иллюстрируется рис. 114, где приведены колебания реперов в котлованах станции и плотины в период водоотлива. Особенно ясную картину зависимости пучения от хода работ дает рис. 115, представляющий общую картину вспучивания дна котлована силовой станции во времени в зависимости от разгрузки толщ.

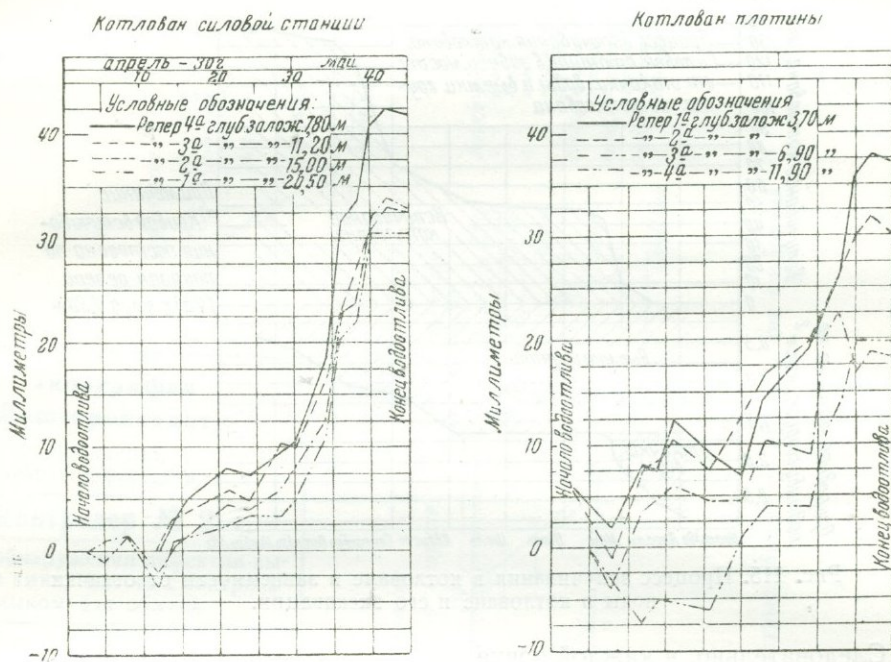


Рис. 114. Пучение толщ грунтов на разных глубинах при откачке котлована.

Прогноз по пучению принципиально ничем не отличается от расчета осадок по уплотнению. Здесь только необходимо уметь определять вместо дополнительной — снимаемую нагрузку в данной точке толщ и иметь кривую пучения.

Тогда для некоторого элементарного слоя поперечно

$$\lambda_i = + e_p h_i \quad (138)$$

и полная величина пучения дна котлована

$$+\lambda = \Sigma (+\lambda_i), \quad (139)$$

где: h — мощность элементарного слоя,

e_{pi} — модуль пучения, соответствующий разнице напряжения в данной точке $p_{пр}$ и $p_{котл}$ ($p_{пр} > p_{котл}$).

Природная нагрузка определяется поперечно с учетом взвешивания воды, если она имеется.

Напряжение $p_{\text{котл}}$ это есть та нагрузка, которая устанавливается в данной точке после экскавации котлована. Определение $p_{\text{котл}}$ по методу автора заключается в следующем.

По размерам котлована $2a \times 2b$ при нагрузке $p_0 = p_{\text{пр}}$ устанавливаем описанными выше методами для различных глубин по некоторому створу значения p_z . Отметим, что в конце котлована, согласно решению задачи «полубесконечности», будем иметь напряжение, вдвое меньшее, чем p_z , определенное непосредственно по графикам.

Очевидно, что когда мы мысленно «уложим» вынутый грунт в котлован, мы снова должны будем иметь в каждой точке исходную природную нагрузку $P_{\text{пр}}$.

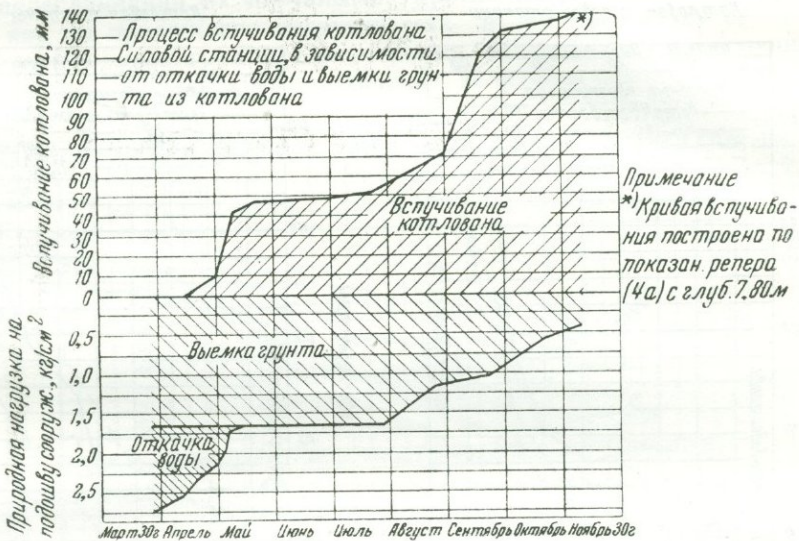


Рис. 115. Процесс вспучивания в котловане в зависимости от откачки воды в котловане и его экскавации.

Следовательно, в каждой точке

$$P_{\text{пр}} = P_{\text{котл}} + p_z, \quad (140)$$

отсюда

$$P_{\text{котл}} = P_{\text{пр}} - p_z. \quad (141)$$

Таким образом, p_z в каждой точке будет соответствовать уменьшению давления за счет выема земли с учетом веса оставшейся в бортах котлована земли.

Для иллюстрации возможного характера пучения дна котлована приводится рис. 116.

103. Прогнозы по пучению толщи при ее замачивании. Рассматриваемые вопросы еще до самого последнего времени не привлекли к себе особого внимания специалистов. Однако некоторые теоретические работы и лабораторные опыты, выполненные автором в последние годы, показали всю значимость в определенных условиях этого вопроса. Были поставлены специальные наблюдения на существующих сооружениях, в частности на некоторых деривационных каналах (пучение до 30 см) и, наконец, были проведены специальные опыты в опытном котловане на одном из строительствах. В результате этих наблюдений и опытов выяснилось, что все переуплотненные породы с дефицитом влажности

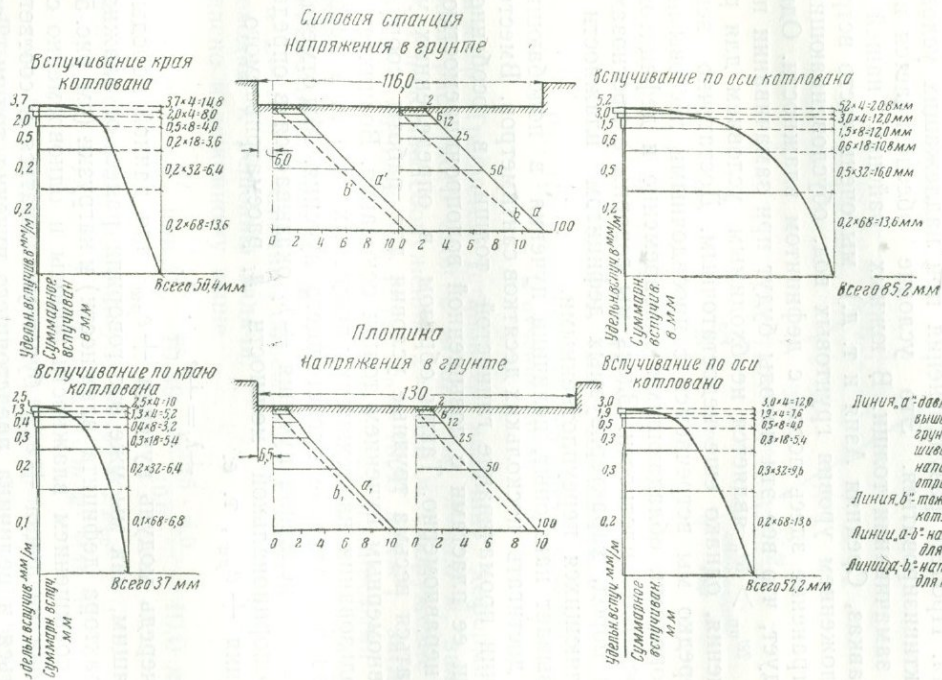


Рис. 116. Расчетные данные по пучению дна котлована.

при замачивании неизбежно разуплотняются, вызывая деформацию пучения толщи. Понятие дефицита влажности соответствует следующему условию. Равновесное положение толщи (конечно, непрерывно нарушаемое природными процессами) соответствует некоторому состоянию плотности-влажности грунта $w_{пр}$, эквивалентному для данного грунта его нагрузке w_p , т. е. при условии $w_{пр} = w_p$.

При условии, что эта природная влажность выше влажности эквивалентной природной нагрузки, т. е. $w_{пр} > w_p$, мы имеем дело с переувлажненными недоуплотненными грунтами, находящимися в стадии уплотнения. Наоборот, при $w_{пр} < w_p$ породы обладают недостатком влажности в сопоставлении с величиной природной нагрузки. Эти породы мы и называем породами с дефицитом влажности. Ясно, что такие породы, обладая одновременно чрезмерной по отношению к нагрузке плотностью, находятся в потенциальном состоянии разуплотнения. Процесс разуплотнения при надлежащих условиях может резко активизироваться. Это условие обеспечивается в первую очередь при замачивании толщи. В южных районах нашей страны (Украина, Кавказ, Средняя Азия и т. д.) мы очень часто встречаемся с низким положением уровня грунтовых вод, обуславливающими большое распространение здесь пород с дефицитом влажности. Однако из этого не следует, что все эти породы будут при замачивании пучиться. Неравенство $w_{пр} > w_p$ является необходимым условием для развития процесса пучения, однако еще недостаточным. Достаточно вспомнить, что здесь нередко мы встречаемся с просадочными лёссовыми и лёссовидными породами, обладающими одновременно и дефицитом влажности и недостатком плотности. Здесь мы говорим о прогнозах по пучению толщи пород, характеризующихся дефицитом влажности и одновременно являющихся переуплотненными.

Как показывает наш опыт, величина пучения в подходящих условиях может достигать нескольких десятков сантиметров. Вместе с тем по ряду причин промачивание глинистой толщи, в особенности при переслаивании ее пластами с повышенной водопроницаемостью, может идти весьма неравномерно. Таким образом, в определенных условиях могут создаваться весьма трудные условия для работы сооружения в связи с неравномерным пучением толщи основания. Возникает необходимость использования надлежащих защитных мер и, в первую очередь, прогноза по величине предстоящего пучения. Мы отмечали уже выше, что частная величина пучения $+ \lambda_i$ оказывается в определенных условиях пропорциональной мощности h_i рассматриваемого слоя и модулю пучения $+ e_{pw}$, т. е.

$$+ \lambda_i = + e_{pw} \cdot h_i. \quad (142)$$

В свою очередь модуль пучения $+ e_{pw}$ для данной породы оказывается зависящим, как мы уже это говорили ранее, от влажности породы (учет фактора дефицита влажности) и нагрузки (см. рис. 50). Очевидно, что с повышением влажности породы и одновременно с увеличением нагрузки величина $+ e_{pw}$ будет уменьшаться и соответственно будет снижаться и величина предстоящего пучения толщи. Таким образом, сущность расчетного приема по прогнозу деформации пучения толщи заключается в следующем (рис. 117). Вся зона с дефицитом влажности, или как мы ее будем называть — зона пучения, разделяется на ряд расчетных слоев с мощностью h_i . Для каждого из этих слоев, залегающих на глубине z_i от подошвы сооружения и на глубине $z_i + H$ от поверхности, устанавливается по данным испытания

влажность $w_{i,пр}$. Далее, по известным приемам, определяется действующее в данном горизонте напряжение $\Sigma p_i = p_z + p_{пр}$.

Здесь p_z вертикальное, нормальное напряжение сжатия от сооружения; $p_{пр}$ — природная нагрузка от веса вышележащей толщи. Далее, по графику (см. рис. 50) для данных Σp_i и $w_{i,пр}$ находим $+e_{p,w}$. По формуле (142) определяем $+\lambda_i$ и, наконец, определяем полную величину пучения толщи:

$$\Sigma \lambda = \lambda_1 + \lambda_2 \dots \lambda_n. \quad (143)$$

Очевидно, что при отсутствии сооружения фактором напряжения будет служить для каждого из горизонтов величина действующей здесь природной нагрузки.

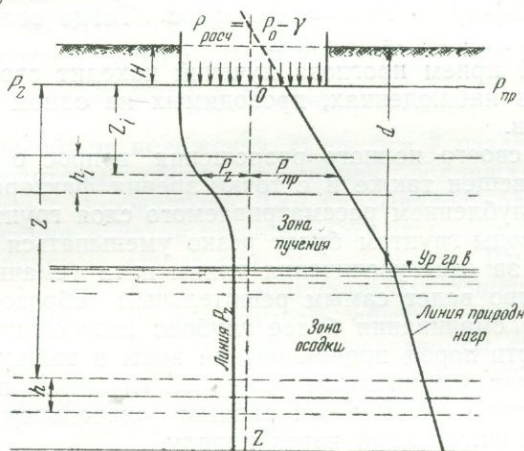


Рис. 117. Расчетная схема по прогнозу осадок и пучения толщи.

Пример. Требуется установить величину деформации пучения некоторого расчетного слоя с мощностью $h=5,0$ м, залегающего на глубине от подошвы сооружения $z=16,0$ м. Сооружение имеет ширину $2b=16,0$ м; нагрузка на грунт $p_0=10,86$ кг/см²; заглубление $H=4,0$ м. Глинистая толща переслаивается глинистыми песчаниками. Содержание в толще глин — 60,0% ($w_{гл}=0,60$) с влажностью $w_{гл}=16,0$ %. Соответственно песчаников в толще 40,0% ($w_{пес}=0,40$) с влажностью $w_{пес}=13,0$ %. Средний объемный вес породы $\gamma_w=2,15$ т/м³.

Переходим к решению задачи.

Согласно изложенному выше

$$p_{рас} = p_0 - \frac{\gamma H}{10,0} \text{ или } p_{рас} = 10,86 - \frac{2,15 \cdot 4,0}{10,0} = 10,0 \text{ кг/см}^2.$$

Далее определяем природную нагрузку $p_{пр}$:

$$p_{пр} = \gamma_w \cdot (z + H) = 2,15 \cdot 20,0 = 43,0 \text{ т/м}^2 \text{ или } p_{пр} = 4,3 \text{ кг/см}^2.$$

После этого по графику «лилия» находим для $z=16,0$ м величину p_z с учетом наличия переслаивающихся толщ песчаников. Согласно рассмотренному выше для данного случая примеру расчет должен быть проведен для глубины

$$z_{фикт} = 0,85z, \text{ т. е. } z_{фикт} = 0,85 \cdot 16,0 = 13,6 \text{ м.}$$

Относительная фиктивная глубина $v_{фикт} = \frac{z_{фикт}}{b}$ или $v_{фикт} = \frac{13,6}{8,0} = 1,70$.

Для этой глубины по графику «лилия» находим $\frac{p_z}{p_{расч}} = 0,62$. Следовательно, $p_z = 0,62 \cdot 10,0 = 6,2 \text{ кг/см}^2$. Суммарное напряжение, действующее на глубине $z = H = 20,0 \text{ м}$ от поверхности,

$$\Sigma p = p_z + p_{пр} = 6,2 + 4,3 = 10,5 \text{ кг/см}^2.$$

По графику рис. 117 находим модуль пучения для глины при влажности $w_{гн} = 16,0\%$ и при нагрузке $\Sigma p = 10,5 \text{ кг/см}^2$ значение $+e_{гн} = 22,0 \text{ мм/м}$. По подобному же графику для глинистых песчаников $+e_{пес} = 2,0 \text{ мм/м}$. Отсюда средний модуль пучения для всего пласта $+e_{рш} = 0,40 \cdot 2,0 + 0,60 \cdot 22,0 = 14,0 \text{ мм/м}$. Тогда величина частного пучения $+ \lambda_i = 14,0 \cdot 5,0 = 70,0 \text{ мм}$.

Описываемый прием прогноза пучений находит свое очень близкое подтверждение в наблюдениях, проводимых на одном из наших крупных строительных.

Однако для своего полного разрешения вопрос о пучении толщи должен быть освещен также и с точки зрения фактора времени. Очевидно, что с заглублением рассматриваемого слоя грунта интенсивность «засасывания» воды грунтом будет резко уменьшаться в связи с падением градиента за счет увеличения длины пути (смачиваемой толщи). Это обстоятельство ведет самым решительным образом к замедлению пучения за счет смачивания более глубоко залегающих пластов. При большей плотности пород проникновение воды в толщу, а следовательно, пучение может ограничиться некоторой глубиной, при которой градиент «засасывания» оказывается равным «начальному градиенту» и уже невозможна фильтрация через породу.

ЗАЩИТНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

Глава XVIII

**ЗАЩИТНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО ПОВЫШЕНИЮ СТЕПЕНИ
УСТОЙЧИВОСТИ ОСНОВАНИЙ СООРУЖЕНИЙ. СЛУЧАИ
ВЕРТИКАЛЬНЫХ СИЛ**

104. Некоторые общие положения. В пп. 6 и 7 раздела первого были приведены некоторые общие положения, подлежащие учету при разработке защитных мероприятий. Там указывалось на необходимость четкого разграничения понятий принципиальных и частных методов решения вопроса (вопросы «стратегии» и «тактики»). Вместе с тем там же намечались и основные пути принципиальных решений. В основном эти указания сводились к необходимости обеспечения прямого активного восприятия возникающей в связи с возведением сооружения разности потенциалов веса, либо к понижению действующего градиента (напряжений) до допустимых пределов ниже критического. Прямое активное восприятие разности потенциалов веса или, используя более обычную терминологию, — активных сил в некоторых случаях обеспечивается природными свойствами грунтов оснований. В данном случае никаких дополнительных защитных мероприятий не требуется, в то время как при других условиях природная сопротивляемость грунтов оказывается недостаточной. Очевидно, что при данных обстоятельствах необходимо повышать сопротивляемость основания искусственными мерами.

Повышение сил сопротивления в свою очередь может быть достигнуто за счет дополнительного силового воздействия (например, пригрузкой в боках сооружения) или путем повышения теми или иными мерами сопротивляемости самих грунтов.

Последнее условие во многих случаях наиболее просто осуществляется переходом при помощи глубоких фундаментов различного типа на более устойчивые, глубже залегающие, пласты. В более редких случаях можно говорить о повышении теми или иными мерами сопротивляемости самих грунтов. С другой стороны, уменьшение действующих в основании градиентов (напряжений) сводится либо к необходимости понижения возникающей разности потенциалов, т. е. активных сил, либо к вовлечению в работу более значительных масс грунтов. Уменьшение активных сил обеспечивается, прежде всего, уменьшением разности весов возводимого сооружения и извлекаемой из толщи при экскавации котлована породы. Увеличение вовлекаемых в работу масс грунта достигается в первую очередь расширением фундаментов и увеличением их заглубления, что ведет к увеличению объема массы земной призмы, деформируемой при чрезмерных нагрузках. Таким образом, с принципиальной стороны необходимо говорить об основных возможных путях разрешения вопроса в тех или иных вариантах по

Защитные мероприятия по повышению
(Случай верти

Группы	Классы	По линии понижения гради	
		За счет уменьшения разности потенциалов	
		I класс	
Обеспечение благоприятных условий эксплуатации	а	1. Уменьшение полезной нагрузки (загрузки)	2. Обеспечение равномерности нагрузки
		2. Обеспечение равномерности нагрузки	
Обеспечение конструктивных мероприятий	б	1. Уменьшение собственного веса сооружения (облегченные конструкции, легкие материалы)	2. „Плывучие“ фундаменты
		2. „Плывучие“ фундаменты	
Обеспечение специальных мероприятий	в	1. Затопление котлована (фактор взвешивания сооружения)	

устойчивости оснований сооружений
кальных сил)

Группы	Классы	По линии повышения сил сопротивления		
		За счет увеличения сопротивления		
		II класс	III класс	IV класс
Обеспечение благоприятных условий эксплуатации	а	1. Обеспечение от уменьшения за счет размыва подлежащей глубины заложения	1. Обеспечение от размыва боковых призм пригрузки	1. Недопущение замачивания в основании сухих глинистых грунтов
		2. То же, от искусственного съема (подкопа)	2. То же, от искусственного съема	2. То же, недопущение промораживания
			3. Обеспечение надлежащей работы дренажных устройств	3. Обеспечение надлежащей работы дренажных устройств
Обеспечение конструктивных мероприятий	б	1. Подушки (каменные, песчаные)	1. Боковые пригрузки (отвалы земли, наброски)	1. Глубокое заложение и глубокие фундаменты для передачи нагрузки на более прочные пласты (свайстойки, опускные колодцы, кессоны и т. д.)
		2. Уширение фундамента		2. Свай-уплотнения („висячие“ сваи)
		3. Увеличение глубины заложения (глубокие и свайные фундаменты)		3. Подушки камешные и песчаные (начальное уплотнение грунта)
Обеспечение специальных мероприятий	в	4. Шпунтовые ограждения („корсеты“)		
		5. Обеспечение монолитности сооружения (связи)		
Обеспечение специальных мероприятий	в		1. Дренажное толщ (снятие фактора взвешивания)	1. Перенос сооружения на иной створ
				2. Предварительная огрузка грунта (песчаные насыпи и отвалы, каменная наброска)
				3. Замена грунта
			4. Дренажное (понижение влажности породы)	4. Дренажное (понижение влажности породы)
			5. Разнообразные меры борьбы с разуплотнением, размоканием, выстриванием и промерзанием грунтов в котловане	5. Разнообразные меры борьбы с разуплотнением, размоканием, выстриванием и промерзанием грунтов в котловане
				6. Искусственное закрепление грунта

линии понижения градиента воздействия или по линии повышения сил сопротивления. Вполне понятно, что эти общие принципиальные пути могут быть в порядке частных решений разрешены различным образом. С этой стороны все частные мероприятия можно разделить на меры, обеспечивающие благоприятные условия эксплуатации сооружения, на различные конструктивные мероприятия и, наконец, отдельно можно рассматривать специальные мероприятия. Исходя из этих позиций и составлена классификация «защитных мероприятий по повышению устойчивости оснований сооружений (случай вертикальных сил)», приводимая в табл. 23 стр. 210—211. В этой классификации классы I, II и III соответствуют общим принципиальным решениям вопроса. Мероприятия по линии частных решений сводятся в группы *а*, *б* и *в*.

В дальнейшем для сокращения изложения мы нередко будем то или иное мероприятие обозначать соответствующим кодом, как например «II б2». Это значит, что в данном случае мы имеем дело с расширением фундамента, как одним из группы конструктивных мероприятий по классу мер, связанных с понижением градиента воздействия за счет увеличения вовлекаемых в работу масс грунта.

Понятно, что эта таблица, как и последующие такого рода, не претендует на исчерпывающее перечисление всех мер, разработанных строительной практикой, и преследует лишь цель указать основные направления борьбы за устойчивость и прочность сооружений.

105. Мероприятия I класса по линии понижения градиента за счет уменьшения разности потенциалов. Регулирование загрузки сооружения. Мероприятия по уменьшению полезной нагрузки (загрузки), например набережных, а также по обеспечению равномерности загрузки сооружения, например, элеватора, во многих случаях достигают своей цели с точки зрения облегчения работы основания. Ис этой стороны они могут быть рекомендованы в аварийных случаях. Однако понятно, что такие ограничения не могут считаться вообще нормальными для сооружений в обычных условиях эксплуатации.

Уменьшение веса сооружения. С целью понижения давления на грунт уменьшение веса сооружения является принципиально всегда желательным. Однако нередко здесь имеется предел, обусловливаемый необходимостью обеспечения надлежащей устойчивости сооружений на сдвиг. Решение задачи в этом плане может быть достигнуто как конструктивными мероприятиями, так и использованием в сооружении более легких материалов (например дерева).

Конструктивные мероприятия по понижению веса сооружения сводятся в основном к использованию сквозных и свайных типов сооружений, к применению железобетонных конструкций взамен бетонных и каменных и облегчению сооружений за счет пустотных камер в кладке.

Особенно эффективным рассматриваемое мероприятие оказывается при использовании так называемых «пловучих фундаментов». Как мы уже знаем, всякое сооружение теряет в своем весе столько, сколько весит вытесненная в его объеме земля. Таким образом, если нам удастся заглубить и сконструировать фундамент так, что вынутый из котлована в объеме фундамента грунт будет весить столько же, сколько весит само сооружение, то дополнительное давление на грунт может оказаться равным нулю.

В самом деле

$$p_{\text{рас}} = p_0 - \gamma \cdot h,$$

где p_0 — удельное давление на грунт от веса сооружения.

При $p_0 = \gamma h$ имеем $p_{\text{рас}} = 0$.

Возникает лишь вопрос о выборе надлежащих средств для обеспечения закладки таких глубоких фундаментов.

Затопление котлованов. При строительстве гидротехнических сооружений в осушаемых котлованах нагрузка в строительном периоде может быть значительно более высокой, чем при эксплуатации сооружения (фактор взвешивания). Отсюда возникает возможность, в случае проявления каких-либо неблагоприятных симптомов, улучшить положение дела более быстрым затоплением котлована.

Это условие особенно ярко проявилось на осадке одной нашей крупной плотины. Плотина 1-й очереди, более легкая, с глубокими отверстиями, возводившаяся несколько лет в откачанном котловане, получила осадку в среднем на 20 см. Та же плотина во 2-й очереди (водослив), более тяжелая, но возводившаяся всего лишь 8 месяцев и быстро затопленная, имела осадку всего лишь 16 см.

Интересно отметить, что при взвешивании около 1 кг/см² упругое пучение (подъем) достигло здесь всего лишь 0,5 см.

106. Мероприятия II класса по линии понижения градиента за счет увеличения вовлекаемых в работу масс грунта. Покрытия от поверхностного размыва. Вполне понятно, что всякий подмыв сооружения приводит прежде всего к уменьшению веса боковой пригрузки как фактора, повышающего устойчивость основания. Подмыв может находить свое выражение в виде выпора грунта в нижнем бьефе фильтрационными силами в напорных сооружениях; в виде размыва в нижнем бьефе водосливных плотин; в виде подмыва портовых сооружений течением, волнением и нередко в результате размывающего воздействия гребных винтов судов. Автору известен случай, когда массивная набережная стенка, безупречно проработавшая свыше двухсот лет, оказалась разрушенной в результате глубокого подмыва, вызванного неосторожным швартованием в необычных условиях крупного судна.

Мероприятия этой группы сводятся, в первую очередь, к покрытиям-пригрузкам, начиная от самых легких до самых тяжелых (каменные отсыпки, фашины, ряжевые конструкции с камнем, бетонные блоки и т. д.).

Каменные и песчаные подушки. При возведении сооружений в условиях открытой воды (портовые сооружения) за малыми исключениями (маяки) заглубление сооружений в связи с понятными трудностями используется крайне редко. В этом случае переходят, как и заменителю заглубления, к обоснованию сооружений на набросных каменных подушках или песчаных отсыпях. При достаточном развитии берм и основания подушек — их высота оказывается эквивалентной заглублению. Очевидно, что эта подушка обеспечивает одновременно, как мы это отмечали уже ранее, и некоторое распределение давления (эквивалент расширения фундамента) и выравнивание напряжений. Понятно, что из-за условий фильтрации в напорных сооружениях это мероприятие используется лишь в редких случаях. Отметим, что во многих аварийных случаях, связанных с нарушением устойчивости оснований, может оказать простую и действенную помощь боковая дополнительная пригрузка грунта у края сооружения, например, песком. Этим достигается как бы увеличение заглубления сооружения.

Уширение фундаментов. При уширении фундамента повышение устойчивости основания достигается за счет снижения удельного давления на грунт и одновременно за счет увеличения объема призмы вы-

пора. Описываемые мероприятия нередко оказываются наиболее просто выполнимыми. Вместе с тем уширение фундамента является эффективным лишь для сооружений с относительно малыми размерами фундаментов и в особенности с малыми фундаментами в виде отдельных опор.

В силу этого данное защитное мероприятие наиболее часто применяется в гражданских сооружениях, мостовых опорах, подпорных стенках и в известной степени в портовом строительстве.

Отметим также, что уширение фундамента оказывается, в первую очередь, полезным в том случае, когда толщина на значительную глубину сложена однородными породами и когда закладка более глубоких фундаментов встречает те или иные препятствия.

Во многих случаях эффект расширения фундамента или опорных частей сооружения достигается наиболее простыми средствами посредством песчаных или каменных подушек. Этот прием оказывается особенно продуктивным при возведении сооружений на акватории.

Всякого рода земляные сооружения и в том числе насыпи, дамбы, земляные плотины и сооружения с использованием каменной наброски, как например набросные и смешанные плотины и дамбы, применительно к рассматриваемому мероприятию требуют при наличии в их основании слабых грунтов соответствующего уположения откосов. В данном случае мы снова при всех прочих равных условиях снижаем значение $\tau_{\text{макс. макс.}}$ и тем самым повышаем степень устойчивости основания и самого сооружения.

Мероприятие это вполне эффективно и, как известно, широко используется в гидротехнической практике.

Заглубление фундаментов и сооружений. Глубокие фундаменты в открытых котлованах с обоснованием сооружений на более прочных породах используются в строительной практике очень часто. Сущность мероприятия принципиально очень проста.

Вместе с тем за исключением сооружений в акваториях (портовые сооружения) данное мероприятие принципиально применимо для любых типов сооружений и в том числе для гражданских сооружений, мостовых опор, плотин любых типов, шлюзов, зданий гидростанций и т. д. Отметим, что заглубление фундамента, с точки зрения повышения объема призмы выпора, оказывается наиболее эффективным применительно к фундаментам относительно небольших размеров. Однако нередко увеличение заглубления подошвы сооружения является единственным из доступных средств к обеспечению устойчивости грунта в основании гравитационных плотин и силовых станций, в особенности со стороны нижнего бьефа и во входных и выходных частях шлюзных полов и доков. При укладке здесь мощных бетонных плит, каменной наброски, устройстве зубьев, мы принципиально добиваемся того же эффекта, однако, более интенсивным (больший вес бетона и камня) или экономичным образом (зуб — заглубление по узкому фронту).

Следует, однако, отметить, что рентабельность этого мероприятия во многих случаях может оказаться призрачной. В самом деле, при увеличении глубины котлована резко возрастает объем земляных работ и воды, подлежащей водоотливу (при узких фундаментах примерно пропорционально квадрату глубин). В очень многих случаях борьба с водой в котлованах может быть гораздо более трудной, чем это можно было ожидать на основе трафаретного анализа гидрогеологических исследований, выполняемых обычным образом. Автор знает

случай, когда при закладке большого котлована под шлюз приточность воды оказалась в пять раз больше, чем ожидалась (флювиогляциальные пески с коэффициентом фильтрации $k = 100$ м/сутки против 20 м/сутки по прогнозу).

Нередко вопрос о возможности более глубокого заложения фундаментов открытым способом ставится под большое сомнение из-за плывунов. Надо прямо сказать, что если во вскрываемой толще залегают действительные плывуны, то борьба с ними в открытых котлованах может действительно оказаться не под силу строителю.

При закладке небольших фундаментов под опоры переходных мачт линии передачи через один крупный водоток благодаря плывунам при заглублении фундаментов всего лишь на три метра автор столкнулся однажды с такими огромными трудностями. Все новая и новая подача масс плывуна со дна котлована, при усиленных попытках углубить котлован до проектной отметки, не могла быть приостановлена ни шпунтовым ограждением, ни устройством водоприемника из обернутой рогожей бочки из-под цемента, опускаемой ниже достигнутого в котловане уровня (по совету старого десятника), ни закладкой размятой соломы и т. д. Положение было в связи со сроками настолько серьезным, что автор, ответственный за этот участок, пытался использовать любые предложения.

Однако в конце концов пришлось перейти к опускным колодцам.

Шпунтовые ограждения. Нередко исключительно полезными оказываются шпунтовые стенки и замкнутые шпунтовые ограждения, так как при надлежащей их прочности поверхность скольжения выпираемых или выдавливаемых масс заглубляется. Тем самым повышается объем выпираемых призм и несущая способность основания. Таким образом, шпунтовые ограждения являются здесь эквивалентными дополнительному заглублению сооружения. Однако по своей прочности они должны быть способны воспринять воздействующее на них сдвигающее напряжение. В данном случае имеется в виду прочность двоякого рода: а) прочность самих свай и б) прочность их заделки.

Наибольшая прочность заделки может быть достигнута при двусторонней заделке свай, т. е. при заделке их в фундаменте в верхней части и в плотные надежные грунты в нижней части. Однако для этого такие грунты должны быть на доступной глубине и позволять забивать в них сваи.

В этом смысле при использовании деревянных шпунтовых свай практически противопоказаны все породы, за исключением песков и глин. Наличие камней (морена) является существеннейшим препятствием для использования и металлических шпунтов. Однако они хорошо идут в плотные глины и даже в галечники.

Следует, однако, отметить, что нередко в этом отношении мы оказываемся чрезмерно осторожными.

Мне известны случаи бойки деревянных свай через мало плотную каменную наброску в ряжах, в обогащенные камнем флювиогляциальные отложения. В других случаях, при ближайшем рассмотрении «морена» оказывалась озерно-морскими отложениями, вполне допускающими бойку свай, и т. д.

При использовании «висячих» шпунтовых ограждений из деревянных свай мероприятие оказывается рентабельным лишь при незначительном весе сооружения (малая сдвигающая сил).

Особенно же эффективными бывают металлические шпунты, способные в своих замках воспринимать значительное растягивающее напряжение (на I пог. см замка шпунтины Лаккавана — 2000 кг).

Чрезвычайно интересен тип «шпунтового корсета» из шпунта Лаккавана в виде замкнутого контура, обнимающего собой все сооружение или его часть и сопрягающегося со смежным контуром («ячеистая» конструкция). В последнем случае сооружение окаймляется шпунтом по всему периметру и включает в себя несколько продольных и поперечных взаимно пересекающихся линий шпунтов, например, по обоим осям сооружения (4 ячейки). Верхи шпунтин заделываются в бетон.

Такое мероприятие (кольцо) с большим успехом было использовано на одном строительстве в целях обеспечения устойчивости бетонного завода и опор повысительной подстанции, обоснованных на пльвунах.

Тип ячеистого шпунтового корсета применен автором при разработке проекта одной значительной бетонной плотины (мельчайшие подвижные пески).

В, особенно тип шпунтовые ограждения бывают рентабельными в портовых сооружениях (открытая вода) или в трудных случаях отрывки глубоких котлованов (обильный приток грунтовых вод, пльвуны).

Обеспечение монолитности сооружений связями. К этому типу мероприятий должны быть отнесены фашины в основании земляных и набросных сооружений, преследующие цель предотвратить возможность «расползания» сооружения при выдавливании из-под его подошвы слабых грунтов. Фашины здесь работают на растяжение. Это мероприятие использовалось с успехом в основании моллов одного из портов на весьма тонких песках.

В этом же смысле при возведении ряжевых конструкций на относительно маломощной толще слабых грунтов (3—6 м) весьма эффективным оказывается прием связи отдельных ряжей в общую систему. Выпирание грунта из-под сооружения в этих условиях сильно затрудняется, в чем автор имел случай убедиться на личном опыте. Тем самым достигается общее повышение устойчивости всей конструкции. Этот же прием уже долгие сроки используется в гражданском и промышленном строительстве на слабых грунтах (связи в стенах, железные анкера, железобетонные пояса и т. д.).

107. Мероприятия III класса по линии повышения сил сопротивления за счет увеличения силового воздействия. Боковая пригрузка. Пригрузка сооружения с боков песчаными или земляными отвалами или каменной наброской ведет к повышению устойчивости основания за счет эффекта, обуславливаемого более глубоким заложением сооружения (увеличение h). В подводном состоянии это мероприятие теряет в значительной мере свою эффективность за счет фактора потери веса в воде. В этом случае лучше использовать каменную наброску с завысом пустот в камне песком (высокий объемный вес).

В аварийных случаях в портовой практике описываемое мероприятие, как исключительное по простоте, часто может оказаться незамеченным. Однако не следует забывать, что загрузка сооружения с боков всегда в большей или меньшей мере ведет к дополнительным его осадкам и деформациям (за счет уже дополнительного уплотнения грунта).

Дренаживание толщи. Как мы знаем, в общей устойчивости основания огромное значение имеет собственный вес деформируемой толщи грунта. В этом смысле велика взвешивающая роль подземных вод, иногда понижающая несущую способность основания вдвое.

Отсюда ясно, что значительное повышение несущей способности основания может быть достигнуто при определенных обстоятельствах снижением в толще положения уровня грунтовых вод (снятие фактора взвешивания).

Таким образом, может быть обеспечено повышение веса призмы выпора и улучшение условий работы грунта в основании сооружения (уменьшение $\theta_{\text{макс}}$).

Вместе с тем, такое понижение может быть обеспечено во многих случаях простейшими дренажными средствами или в более редких аварийных случаях искусственным понижением грунтовых вод — откачкой. Рентабельность этих мероприятий очевидна.

Приходится пожалеть, что данные мероприятия не имеют почти никакого применения в строительной практике. Само собой разумеется, что они могут быть использованы лишь для сооружений, стоящих на суше. Вопрос упирается лишь в условия необходимости и возможности поддержания сниженного уровня воды в толще на весь период эксплуатации сооружений. Это условие во многих случаях ограничивает область применения настоящего мероприятия, хотя по своей сути оно очень перспективно.

Мостовые быки, плотины, русловые гидростанции, шлюзы, огражденные портовые сооружения и т. д. должны быть исключены из списка сооружений, где это мероприятие может быть применено.

108. Мероприятия IV класса по линии повышения сопротивляемости грунтов основания. Перенос сооружения на другой створ. Во многих случаях, с целью уменьшения объема работ и с целью облегчения ограждения котлованов перемычками (например, при мощной толще илов в море или грубообломочного аллювия), оказывается более целесообразным и одновременно возможным перенести площадку или створ сооружения. В этом плане условия возведения сооружения могут быть нередко резко улучшены. Автор всегда помнит тот случай, когда незначительное перемещение обеспечило возможность возведения портовых сооружений на плотных межморенных суглинках вместо обоснования их на многометровой толще илов.

Дренирование основания. Помимо весьма важного влияния понижения грунтовых вод на увеличение веса деформируемой толщи этот же фактор может иметь совершенно определенное значение и по рассматриваемой линии. Понижение уровня приводит в пылеватых грунтах (заиленные тонкозернистые пески, «пльвуны», супеси и т. д.) к снижению их влажности, повышению связности, а следовательно, и сопротивлению сдвигу со всеми вытекающими отсюда последствиями. Дренирование тонкозернистых песчаных толщ ведет к повышению степени их устойчивости за счет снятия гидродинамического эффекта или перемены его знака. В отношении глинистых грунтов в силу их малой скважности и значительной капиллярности рассматриваемое мероприятие мало продуктивно. Повышение же уровня грунтовых вод (подпор, обогащение за счет сброса хозяйственных вод и т. д.) имеет обратное значение и может привести к аварийным случаям. Понятно, что в таких случаях снижение уровня является первой мерой борьбы.

Искусственное закрепление грунтов. Искусственное закрепление грунтов, как предварительное мероприятие, используемое в широком масштабе, должно быть отнесено к ближайшему будущему. В настоящее время искусственное закрепление грунтов используется, главным образом, при аварийных случаях и применяется к малым фун-

даментам. Причина — малый радиус воздействия метода инъекции, трудная проходимость раствора при цементации и битуминизации пород с малой скважностью и потребность очень большого количества химикалий при силикатизации.

Вместе с тем известны многие случаи удачного закрепления оснований. Не повторяя хорошо известные примеры, отметим, что достаточно хорошие результаты были получены при силикатизации одной весьма значительной железобетонной контрфорсной плотины (гравелистые пески).

Другой пример. Крупная электростанция. Основание — рыхлые аллювиальные пески. Резкая осадка фундаментов машин, как следствие воздействия вибрации. Силикатизацией осадка приостановлена.

Силикатизация может быть также с успехом использована в аварийных случаях, вызванных вытекающими из-под сооружений песками-плывунами. Такие случаи особенно часто могут находить свое выражение при наличии понижения, куда могут устремляться эти массы. В частности, в таком положении нередко могут оказаться береговые опоры мостов и береговые портовые сооружения, в особенности расположенные вблизи от кордона.

Очень интересны по своим результатам опытные работы по электризации грунтов. В этом случае удавалось резко понижать влажность породы и значительно повышать угол внутреннего трения грунта. Электризация весьма перспективна с точки зрения повышения в слабых грунтах несущей способности свай. Обычные железобетонные 40 см сваи под нагрузкой в 90 т давали осадку от 7 до 24 мм, в то время как сваи, подвергнутые электризации, при этих же условиях показали осадку всего лишь от 1 до 5 мм.

Замена грунта. Это мероприятие принципиально всегда возможно и продуктивно. Вопрос лишь в его экономической целесообразности. В качестве грунта-заменителя могут быть использованы достаточно грубозернистые пески (необходимо уплотнение трамбованием, вибрацией, в подводных условиях «протыканием»), галька, камень с замывом пор песком. В подводном состоянии эта мера осуществляется весьма просто. Извлечение заменяемого грунта и подача в котлован песка-заменителя могут быть продуктивно выполнены при посредстве гидромеханизации и гидротранспорта (землесосы, размыв транспорта по трубам).

Прием предварительной отгрузки и постепенной нагрузки оснований. Зачастую возникает необходимость возведения портовых сооружений на весьма мало устойчивых грунтах (илы, сильно размягченные глины и т. д.). В этих условиях осадка сооружения может измеряться метрами, не говоря уже о том, что нагрузка на основание может быть допущена едва ли бо́льшая $0,5 \text{ кг/см}^2$. Задача может в сильнейшей степени осложняться значительной глубиной воды и волнением.

В этом случае сооружение возводится на отсыпаемой в воду подушке-постели значительной мощности и широкого распространения в стороны за пределы сооружения.

Подушка трехслойная: из песка, гальки и набросного камня. Назначение подушки — служить предварительной загрузкой размягченного и переувлажненного слоя еще до начала возведения самого сооружения. При этом грунт должен предварительно уплотниться до такой степени, чтобы соответствующее данному состоянию плотности сопротивление породы сдвигу было достаточно уже для восприятия некото-

рой доли нагрузки от сооружения. Далее сооружение, например, из рязевых ящиков, возводится и загружается постепенно. Грунт обжигается еще более и т. д.

Наиболее существенной рабочей частью постели является каменный слой; чем больше его мощность, тем лучше. Пласт песка должен обеспечить «непроходимость» (непрорезаемость) иловато-глинистой породы каменной наброской (достаточен слой в 50 см мощности). Как известно, и как это подтверждено примерами, слабо уплотненные пески (а при отсыпке их под воду плотность их невелика) способны при динамическом воздействии расплываться. В силу этого нежелательно увеличивать мощность слоя песка (без специального уплотнения) свыше 1,5—2,0 м. Галечник является переходным слоем. Камень замывается песком (см. выше).

Передача нагрузки сооружения на более прочные пласти. Нередко в основании сооружения оказываются столь слабые грунты, что необходимая степень устойчивости сооружения не может быть достигнута описанными выше средствами в рамках экономической целесообразности. Тогда возникает вопрос о передаче нагрузки от сооружения на более прочные глубже залегающие пласти. Принципиально наиболее простое решение в этом смысле заключалось бы в прямой закладке фундаментов в открытых котлованах на более низких отметках. Однако, как мы это отмечали уже выше, при закладке таких фундаментов могут возникнуть значительные трудности (водоотлив, устойчивость откосов, плывуны). В конечном итоге оказывается уже невыгодным проходить котлованы открытым способом в подобных условиях для фундаментов гражданских сооружений глубиной свыше 3—4 м и для мостовых опор свыше 6,0 м. При возведении крупных сооружений, таких, как например, шлюзы, гидростанции и т. д., критическая глубина возрастает и достигает во многих случаях уже десятков метров.

При невозможности решения задачи таким порядком необходимо переходить к применению специальных типов глубоких фундаментов, не требующих отрывки открытых котлованов.

Свайный фундамент типа свай-стоек. В очень многих случаях этот прием решает задачу наиболее простым образом. Напомним, что свай-стойки работают как колонны. Трение по их боковой поверхности имеет меньшее значение. При наличии высокого уровня грунтовых вод и небольших нагрузок применяются сваи деревянные, в противном случае — железобетонные. Важен вопрос об агрессивности грунтовых вод.

Огромным достоинством свайного фундамента является возможность передачи нагрузки от сооружения на глубоко залегающие горизонты фактически без вскрытия сколько-нибудь глубоких котлованов, без водоотлива и без необходимости использования специального оборудования (кессоны). Критическая глубина — до 20 м, а в некоторых случаях более 20 (железобетонные сваи).

В качестве свай-стоек могут быть использованы как забивные деревянные и железобетонные сваи, так и разнообразные забивные-набивные и, наконец, просто набивные сваи.

В определенных случаях может представить интерес уже опробованная с успехом наливная железобетонная свая система автора (рис. 118) с подачей раствора в буровую скважину, заполненную галькой, методом восходящего раствора.

Свайный фундамент в практике строительства охотно используется для самых разнообразных сооружений. В особенности в портовом

строительстве (причалы), где он в связи с наличием открытой воды незаменим.

Однако для напорных сооружений и, в первую очередь, для плотин свайный фундамент не может быть рекомендован.

Дело в том, что вся нагрузка от сооружения в данном случае через сваи-стойки передается на более низкие и прочные горизонты. Верхняя же покровная толща оказывается непригруженной и, вследствие этого, подверженной размыву. Кроме того, вдоль свай создаются облегченные пути для прорыва воды. В результате — авария.

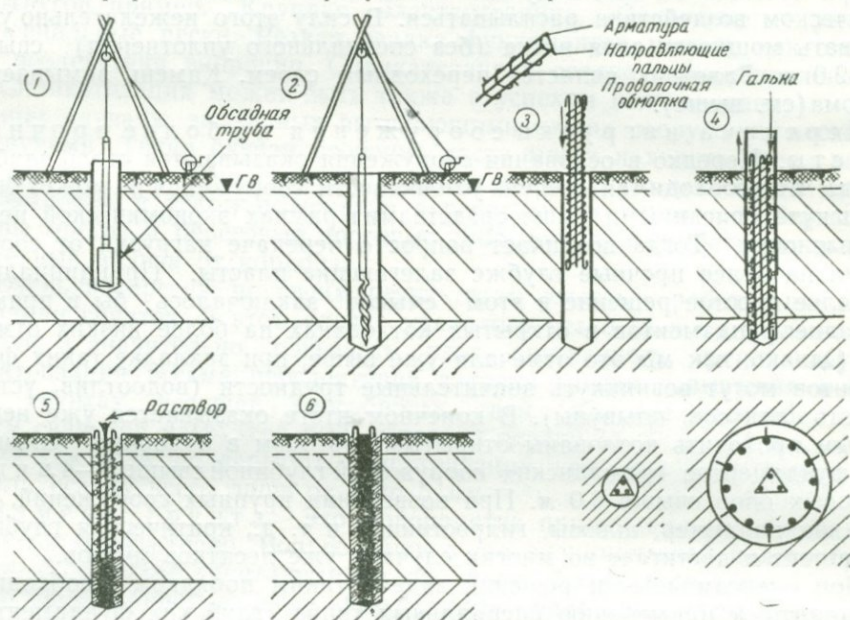


Рис. 118. Железобетонная наливная свая системы Маслова.

В качестве примера может служить авария плотины Пуэнтесс (Испания), обоснованной на «висячем» свайном фундаменте, в рассматриваемом отношении даже более надежном. К этой плотине мы еще вернемся.

При наличии в основании большого количества камней и мощных толщ грубообломочных отложений (галька-щебень) свайный фундамент противопоказан.

В заключение отметим, что опасения о возможном повреждении длинных свай-стоек в результате продольного изгиба сильно преувеличены.

«Висячий» свайный фундамент. Для данного назначения могут использоваться в основном сваи забивные и набивные, как способные обеспечить наилучшее уплотнение окружающего их грунта.

Как показывают новейшие исследования, в работе свай имеют большое значение свойства грунта и те изменения в его структуре, которые создаются при бойке свай.

При забивке свай в глинистые грунты сопротивление трения боковой поверхности обычно очень незначительно, так как вода не успевает выделиться из грунта и плотность породы не изменяется. По истечении некоторого времени сваи в таких грунтах в условиях статической на-

грузки «присасываются» грунтом (тиксотропные явления), и удельное сопротивление свай по боковой поверхности увеличивается.

Таким образом, при забивке свай в глинистый грунт в мягкопластической консистенции работа свай обеспечивается ее связью с грунтом, но не трением.

При работе свай в период эксплуатации в условиях динамической нагрузки связи свай с грунтом постоянно нарушаются и несущая способность свай понижается.

При забивке свай в плотные глинистые грунты «присасывание» свай обычно не наблюдается. Свая в начальном периоде «зажимается» грунтом. По истечении же некоторого иногда значительного времени напряженное состояние в окружающей сваю зоне разрежается за счет уплотнения грунта (эффект «релаксации»).

Вопрос об использовании свай в таких условиях часто может быть поставлен под сомнение.

Интересно отметить, что при бойке свай в такие малоуплотняющиеся грунты, в особенности в пластичные глины, может наблюдаться выпор грунта с подъемом поверхности. Автор наблюдал один котлован под крупный промышленный корпус, где это выпирание сопровождалось выдавливанием и подъемом уже забитых свай. Во избежание этого явления свай пришлось удерживать в грунте специальными мерами.

При забивке же свай в песчаные грунты с малой плотностью со значительным внутренним трением и легкой водоотдачей, но с малой компрессионной способностью под статической нагрузкой — наблюдаются иные явления. При забивке свай сопротивление трения падает, в особенности при быстро следующих друг за другом ударах (явление, подобное наблюдаемому при вибрации бетона). С прекращением бойки свая прочно зажимается в грунте. Однако при новом на нее воздействии динамических агентов эти силы сопротивления могут снова упасть.

При бойке свай в рыхлые песчаные отложения нередко отмечается значительное понижение поверхности (до 30 см) за счет уплотнения грунта. Автору известен случай повреждения опоры одного моста за счет ее опускания при бойке свай рядом с опорой под второй путь.

При бойке свай в плотные песчаные грунты это явление не наблюдается. Здесь мы встречаемся со значительным сопротивлением проникновению свай в грунт как при бойке, так и во все последующие периоды. Во всяком случае песчаные грунты при бойке свай способны уплотняться и развивать значительные силы трения. Использование свай в таких условиях вполне продуктивно.

При забивке же свай в неплотные тонко-пылеватые илистые грунты, способные уплотняться под статической нагрузкой, т. е. обладающие компрессионной способностью, необходимо снова считаться с явлением «рассасывания». Несущая способность таких свай во времени может резко упасть до 40 и ниже процентов от несущей способности в начальном момент.

Мы до сих пор интересовались вопросом о сопротивлении свай за счет их боковой поверхности. Сопротивление острия свай, забитой в песчаные грунты, не изменяется во времени. В глинистых же грунтах сопротивление острия во время бойки бывает более высоким (восприятие ударов водой, заключенной в порах породы без изменения ее объема), чем под статической нагрузкой, когда вступают в свои права законы компрессии и консолидации. Как видим, все эти явления очень мно-

гообразны и могут сильно путать и обманывать ожидания исследователей.

Приведем несколько примеров.

Машинное здание, обоснованное на сплошной плите 20×25 м и на 500 железобетонных сваях длиной 7,5 м. Грунт — черный мягкий ил. В течение первого же года по окончании постройки это здание дало примерно такую же осадку, как соседнее, возведенное просто на железобетонной плите, без свай, при той же нагрузке на грунт.

Другое многоэтажное здание с 5-и этажной боковой пристройкой. Грунт на большую глубину — относительно плотная желтая и красная глина. Фундамент заложен на глубину 7,3 м. Давление на грунт достигло $2,65 \text{ кг/см}^2$ (не считая ветра), из которых $2,25 \text{ кг/см}^2$ приходилось на нагрузку от собственного веса. Первоначально проектировалось осуществить постройку обычным для данного района методом с обоснованием сооружения на 1600 железобетонных сваях длиной 6 м, но в дальнейшем свайное основание было исключено и здание обосновано на сплошной железобетонной плите, а пристройка — на отдельных фундаментах. Через полгода после окончания постройки произошла осадка здания всего лишь на 2,3—3,6 см. Осадка других зданий, построенных там же, но на свайном основании, была примерно такая же.

Представляется полезным отметить, что забивка свай в грунтах уплотняющихся может не давать надлежащего эффекта при наличии в толще грунта более слабого прослойка, даже на значительной глубине.

Известен случай, когда целая группа сооружений, обоснованных на сваях, дала такую осадку, которая вызвала опасение за их устойчивость, несмотря на то, что допущенная нагрузка на сваи была значительно меньше, чем их несущая способность. При заложении буровых скважин был обнаружен слой разжиженной глины на глубине 36,6 м, за счет бокового выдавливания которого, повидимому, и имела место столь значительная осадка.

В некоторых случаях забивка свай не только не вызывает уплотнения грунта, но наоборот, нарушая условия его естественного залегания и структуру, размягчает его. Такое явление наблюдается в илисто-глинистых грунтах.

При лабораторных испытаниях образцов глины ненарушенной структуры и образцов со структурой, искусственно нарушенной, как известно, сопротивление сжимаемости первых всегда получается во много раз выше вторых.

В результате таких изменений в грунте сжимаемость его возрастает и несущая способность уменьшается.

При таких условиях можно ожидать, при наличии свайного основания, более значительных осадок, чем без свай, что действительно и подтверждается рядом наблюдений, из которых приводим наиболее показательные. Автору известен случай, когда два здания были построены на одном и том же грунте, причем нагрузка на грунт была совершенно одинакова ($1,6 \text{ кг/см}^2$), но одно здание было построено на свайном основании, а другое — непосредственно на грунте.

Через 20 лет здание без свайного основания дало осадку в 3—4 см, а обоснованное на сваях — 25 см, т. е. в шесть раз большую. В другом случае осадка сооружения на сваях превзошла осадку другого сооружения, в тех же грунтовых условиях и с той же нагрузкой на грунт, даже в 11 раз.

По сообщению проф. А. Т. Федорова, одно машинное здание было построено на глинистом грунте на сплошной железобетонной плите, толщиной в 1 м и площадью в 2200 м² с давлением на грунт 0,8 кг/см² и дало значительную осадку. При постройке однотипного здания такого же веса под фундамент было забито 450 свай длиной 7 м. При пробной нагрузке в 4 тонны одной сваи осадки не произошло. При окончании сооружения оно дало более значительную осадку, чем первое здание, построенное без свайного основания.

По наблюдению автора, в котловане под одно здание в Ленинграде (одноэтажный гараж) ленточные глины бойкой свай были доведены до полного разжижения на глубину порядка 8 м.

Пример не только бесполезного, но и вредного применения свайного фундамента.

Таким образом, устройство свайного основания на подобных грунтах может быть не только совершенно бесполезным, но, уменьшая сопротивляемость грунта, может во много раз увеличить осадку сооружения, а следовательно, и вредно отразиться на устойчивости сооружения.

В грунтах с относительно значительной примесью глинистых или илистых частиц, но все же способных к некоторому уплотнению, осадка сооружения нередко в большей мере зависит от бокового выдавливания грунта, чем от сжатия поверхностных слоев. А так как процессы бокового выдавливания грунта имеют место, главным образом, на глубине, равной не менее половины ширины фундамента сооружения, — то отсюда вытекает необходимое требование, чтобы длина свай во всяком случае значительно превышала половину ширины фундамента.

Если же обратиться к закону распределения напряжения при забивке свай во всяком однородном грунте, способном к уплотнению, то как это показывают новейшие исследования по этому вопросу, значительное улучшение в распределении давлений и уменьшение величины удельного напряжения в грунте получаются лишь при длине свай не меньше, чем ширина фундамента сооружения.

При длине свай значительно меньше указанной величины улучшение в распределении давлений и уменьшение удельного напряжения в грунте получаются столь незначительные, что ни в коей мере не могут оправдать расходов на устройство свайного фундамента.

Резюмируя вышесказанное, на основании данных новейших исследований и наблюдений следует считать установленным, что устройство свайного основания на грунтах, более или менее однородных, на значительную глубину дает максимальную эффективность и полную рентабельность лишь при наличии следующих двух условий:

- 1) грунт должен иметь достаточно ясно выраженную способность к уплотнению;
- 2) длина свай должна быть равной или превышающей ширину фундамента сооружений.

Таким образом оказывается, что свайный фундамент может быть с успехом применен в мелко-песчаных и илисто-пылеватых грунтах под относительно незначительными по размерам (ширине) сооружениями (гражданские сооружения, мостовые опоры, подпорные стенки, причальные портовые сооружения и т. д.).

Для обоснования плотин, шлюзов, крупных зданий гидростанций и т. д. висячий свайный фундамент не эффективен хотя бы из-за больших размеров сооружения.

Однако этого мало. Мы уже отметили выше вредную роль свайного фундамента в напорных сооружениях с точки зрения возможного подмыва сооружения.

В таком положении оказывается и висячий свайный фундамент. Приведем два примера. Плотина Пуэнтессе. Год постройки — 1785. Авария — 1802 г. Напор — $H = 50$ м. Длина — 278,0 м. Коренные породы — известняк. Покровные породы — глинисто-гравелистые наносы мощностью до 24,0 м. Сооружение обосновано на висячих сваях. Причина аварии — подмыв, как следствие начала прорыва воды по боковой поверхности свай. В 1897 г. плотина восстановлена с обоснованием ее на коренных породах.

Белоомутская плотина. Постройка 1914 г. Авария — 1915 г. $H = 3,56$ м. Основание: мелкозернистый песок и глины. Обоснование — висячие сваи. Следствие — полное разрушение сооружения при столь, казалось бы, ничтожном напоре.

Отметим в заключение, что нередко свайные фундаменты назначаются не только в тех случаях, где они по условиям работы основания не нужны, но даже и тогда, когда из-за очень большой плотности грунта они просто не могут быть забиты. Автору известен один пример, когда под маяк, подлежащий обоснованию на чрезвычайно плотных кембрийских глинах, старались забить 6-метровые сваи. Сваи больше 3 м не пошли и их пришлось спилить.

Об оценке несущей способности свайных оснований. Прежде всего отметим, что здесь мы имеем в виду устойчивость самой сваи в грунте. Следовательно, вопрос идет о тех нагрузках $P_{\text{доп}}$, которые могут быть допущены на сваю без «продавливания» ее в грунт с прорезанием сваей самой толщи.

Динамические формулы и в том числе формула Герсеванова, первая из них, являются необходимыми для установления несущей способности забиваемой сваи в песчаных грунтах по «отказу».

Весьма удобной при проектировании оказывается формула с установлением $P_{\text{доп}}$ через сопротивление по боковой поверхности сваи вида:

$$P_{\text{доп}} = \sum s_i \cdot h_i \cdot r_i + \sigma_{\text{доп}} \cdot \omega,$$

здесь: r_i — удельное сопротивление по боковой поверхности сваи в пределах некоторого пласта i с мощностью h_i при периметре сваи s_i на данном участке;

ω — сечение сваи у острия;

$\sigma_{\text{доп}}$ — допускаемая нагрузка на грунт под острием.

В порядке первого приближения $\sigma_{\text{доп}}$ может быть принято для глинистых грунтов в текучем состоянии равным нулю; то же в пластической консистенции порядка 2—3 кг/см² и, наконец, для твердых плотных глин порядка 4—5 кг/см². Для плотных песков с гравием и галькой $\sigma_{\text{доп}}$ может быть принимаемым в зависимости от глубины забивки свай в пределах от 5 до 7 кг/см² и выше.

Величины бокового удельного сопротивления по боковой поверхности свай r представлены в табл. 24.

Эта таблица составлена на основе накопленного многими организациями и специалистами опыта и в значительной мере проверена на практике автором.

Здесь обращает на себя внимание некоторое повышенное значение удельного сопротивления против показателей, вошедших в практику и далеко опережающих зарубежные нормы. Необходимость их увеличе-

ния доказана всем опытом работ наших организаций в данной области.

Таблица 24

Удельное сопротивление r по боковой поверхности деревянных свай в t/m^2

Классификация пород	№	Наименование пород	Уд сопротивление r , t/m^2
Современные песчано-илистые и илистые морские осадки	1	Ил тяжелый жирный	0,0—0,25
	2	Ил	0,25—0,5
	3	Ил слабопесчанистый	0,5—1,0
	4	Ил песчаный	1,0—1,5
	5	Песок	2,0—3,0
Песчаные породы	1	Песок тонкозернистый и мелкозернистый:	
		а) средней плотности и плотный	2,0—3,0
		б) очень плотный	3,0—4,0
	2	Песок среднезернистый и разномзернистый:	
		а) средней плотности и плотный	3,0—4,0
		б) очень плотный	4,0—5,0
3	Песок крупнозернистый с гравием и галькой:		
	а) средней плотности и плотный	4,0—5,0	
	б) очень плотный	5,0—6,0	
Глинистые породы	1	Супеси: а) в текучем состоянии	1,0—1,5
		б) в пластичном состоянии	2,0—3,0
		в) полутвердые и твердые	3,0—4,0
	2	Суглинки: а) в текучем состоянии	0,5—1,0
		б) в пластичном состоянии	1,5—2,5
		в) полутвердые и твердые	2,5—3,5
	3	Глины: а) в текучем состоянии	0,0—0,5
		б) в пластичном состоянии	1,0—2,0
		в) полутвердые и твердые	2,0—3,0

Примечания: 1. Нижние пределы соответствуют менее плотным, более глинистым и влажным разностям.

2. Для торфа, растительной земли, уплотненных и насыпных грунтов удельное сопротивление в зависимости от их плотности принимается 0,5 до 1,0 t/m^2 .

3. Табличные значения r соответствуют породам в ненарушенном залегании. Если нет противопоказаний, в грубом приближении эти значения могут быть приняты с глубины от поверхности для глинистых пород — 1,0 м; для песчаных — 1,5 м и для морских современных осадков — 2 м. На поверхности r во всех случаях принимается равным нулю. Далее — по закону прямой до предельного значения r .

Опускные колодцы и кессоны. Опускные колодцы и кессоны в строительной практике используются относительно редко. Причина — осложнение работ и необходимость в специальном оборудовании. Однако задача достижения глубоко залеженных прочных пород без отрывки глубоких фундаментов, без водоотлива, без опасности нарушения устойчивости сложных сооружений, без помех со стороны плавучих грунтов решается при использовании колодцев и кессонов в полной мере.

Критическая глубина для колодцев 60 м; для кессонов — до 40 м. При проходке кессонов под защитой искусственного понижения уровня грунтовых вод кессоны могут быть использованы и для более глубоких залежений фундаментов.

Кессоны могут быть применены в любых геологических условиях. Колодцы закладываются преимущественно в грунтах, поддающихся раз-

мыву. Наличие в толще основания камней, коряг, погребенных стволов деревьев, скалистых прослоев и т. д. заставляет нас отказываться от использования в данном случае опускных колодцев.

Наибольшее применение колодцы и кессоны находят в мостовом строительстве. Однако они принципиально могут быть использованы для самых разнообразных монолитных сооружений. Вопрос лишь в размерах фундаментов и в возможности использовать для данного сооружения один или несколько колодцев-кессонов, связанных в систему.

Опускные колодцы и кессоны в плотиностроении применяются при опускании глубоких противофильтрационных преград (зуб, диафрагма) для сопряжения сооружения с водоупорными породами.

Аварии как следствие недостаточной устойчивости оснований. В заключение отметим, что аварии плотин — как гравитационных, так и земляных, в связи с нарушением устойчивости основания при чрезмерном на него давлении, в чистом виде случаются очень редко. Автору известна лишь одна такая авария (земляная плотина «Лиман». Аризона, США, 1915 г.; напор — 19,8 м; длина — 256,0 м; основание — болотистый грунт; характер аварии — разрушение с выдавливанием (выпором грунта из-под сооружения).

Обрушение же откосов в земляных сооружениях, в связи с недостаточной сопротивляемостью сдвигу иногда маломощных прослоев в основании, — напротив, очень частое явление (например, в земляной плотине Форт-Пек, США).

Аварии рассматриваемого типа при строительстве доков или шлюзов весьма редки. Вместе с тем всякого рода аварийные случаи, связанные с недостаточной устойчивостью оснований, в портовой практике особенно многочисленны. Это положение является в первую очередь следствием необходимости во многих случаях строительства портовых сооружений в очень неблагоприятных геологических условиях (наиболее молодые и слабые покровные осадки, илы) и касается почти исключительно сооружений, возведенных без использования свай.

ЗАЩИТНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ НА СДВИГ

109. Данные строительного опыта. Совершенно понятно, что наибольшие трудности обеспечения устойчивости сооружений на сдвиг возникают при обосновании их на глинистых грунтах и в особенности на грунтах, находящихся в пластичном состоянии. Строительная практика

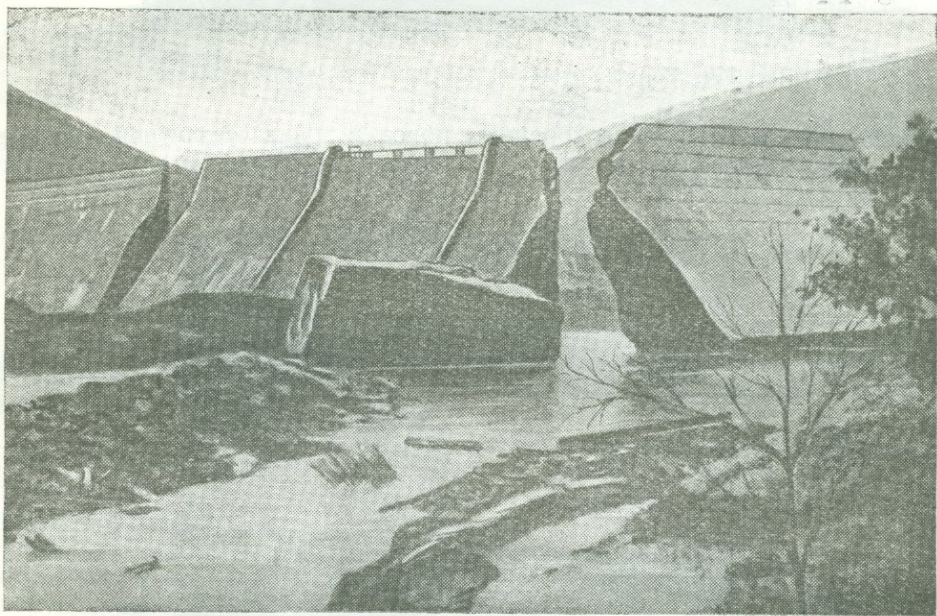


Рис. 119. Общий вид плотины Аустин (США) после крушения в результате сдвига.

знает множество аварий или неполадок с самыми разнообразными сооружениями, возведенными в подобных условиях. Особенно интересны в этом отношении плотины (рис. 119, 120 и табл. 25).

Большинство аварий со сдвигом плотин, как показывает анализ материалов, явилось следствием:

- 1) переоценки качеств глинистых сланцев, рассматривая их как породы скалистые или полускалистые;
- 2) недооценки нахождения в толще, сложенной устойчивыми породами, глинистых прослоев малой мощности с низким сопротивлением сдвигу;
- 3) недоучета фактора противодействия.

Глинистые сланцы, в особенности в зонах выветривания, могут обладать очень невысоким сопротивлением сдвигу и во всяком случае не могут идти ни в какое сравнение в этом отношении со скалистыми породами. Возможность же нахождения мягких глинистых прослоев

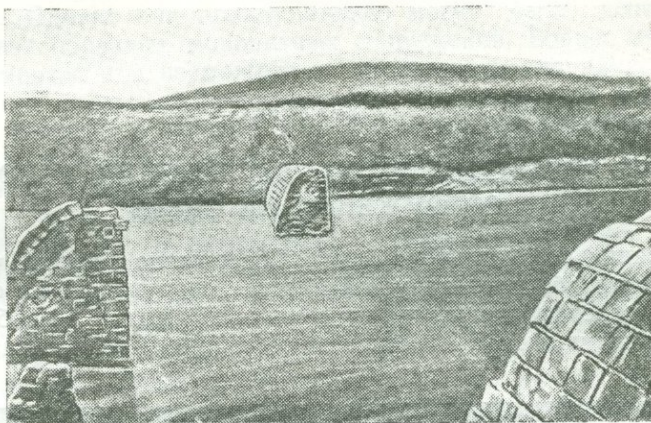


Рис. 120. Форма крушения плотины в результате сдвига.

малой мощности в толще коренных пород в зонах отсутствия проявления динамометаморфизма или контактного метаморфизма отнюдь не исключается (рис. 121).



Рис. 121. Силурийские известняки с тонкими прослойками пластичных глин.

Приведенные выше примеры могли бы быть пополнены длинным списком хорошо известных многочисленных аварийных случаев, связанных со сдвигом портовых сооружений. Все эти примеры со всей решительностью свидетельствуют об исключительной актуальности вопроса и об абсолютной необходимости обеспечения надлежащей устой-

чивости сооружений на сдвиг уже с самого начала их работы. Важно отметить, что аварии, связанные со сдвигом сооружений, в отличие от иных проявлений деформаций, обычно ведут к полному разрушению сооружений.

Таблица 25

Аварии плотин в результате их сдвига

Наименование плотины	Страна	Год аварии	Напор в м	Основание
Линокльн-Понд	США	1912	7,5	Сильно выветренная скала
Глено	Италия	1923	—	Прочная скала
Гробуа	Франция	1835	21—28,0	Лимонитовые трещиноватые глины
Бузей	Франция	1881—95	16—22,0	Пестрый глинистый песчаник
Аустин	США	1911	14—15,0	Песчаник и глинистые сланцы
Макдональдтон	США	1911	5,0	Глинистые сланцы
Плотина № 26 на р. Охайо	США	1912	—	Глинистые сланцы
Нашвилль	США	1912	10,3	Известняк с прослойками мергелистых глин
Коннедог	США	1912	4,0	Шиферный сланец
Хабра	Алжир	1872 1881	—	Глинистый песчаник
Нордфарк	США	1927	33,6	Сланцы
		1930	4,0	

Ниже приводится классификация защитных мероприятий по обеспечению устойчивости сооружений на сдвиг (таблица 26). Классификация разработана в соответствии с принципиальными положениями, изложенными в предшествующей главе.

110. Защитные мероприятия I класса по линии понижения градиента за счет уменьшения разности потенциалов. Ограничения. Все мероприятия групп «а» и «б» I класса являются крайними в решении задачи. К ним приходится прибегать лишь в том случае, когда остальными мероприятиями в пределах экономической целесообразности обеспечить устойчивость сооружения не представляется возможным. В самом деле, меры группы «а» приводят к отказу от возможности возведения в данных условиях плотин высокого напора, к ограничению высоты подпорных стенок, глубины землечерпания у портовых причалов или просто к ограничению нагрузок. Идя по пути мероприятий группы «б» рассматриваемого класса, мы вынуждены бываем отказываться от больших пролетов арочных мостов или переходить к мостам с большой стрелой арок. Вспомним, например, что распор H трехшарнирной арки при интенсивности нагрузки q связывается с ее пролетом l и стрелой f , выражением:

$$H = \frac{ql^2}{8f}. \quad (144)$$

Отметим, что в данном случае сдвигающее устойчивое усилие растет пропорционально квадрату пролета. Вполне понятно, что значительное увеличение стрелы f связывается с резким увеличением объема земляных работ на мостовых подходах. Вполне понятно также, что умень-

шение собственного веса моста (с переходом, например, к железобетонным конструкциям) ведет к уменьшению распора.

В таком же положении оказываются всеячие мосты. Уменьшение сдвигающего усилия (горизонтальная составляющая) на анкерные блоки здесь достигается уменьшением пролета или увеличением высоты портала.

Во многих случаях все эти решения могут оказаться в вопиющем противоречии с требованиями действительности и народного хозяйства. В силу этого меры I класса подлежат использованию лишь в крайних случаях.

Каменные призмы за стенками. Роль каменных призм за стенками с точки зрения уменьшения активного давления на стенку и, следовательно, сдвигающей силы, очевидна (увеличение φ). Эффект мероприятия возрастает в сильнейшей степени при выполнении пустот в наброске песком (заполнение с проливом над водой и с разравниванием под водой). Такие призмы выдерживают вертикальный откос до трех метров, а вероятно и больше. Повидимому, в этом случае можно вводить в расчет $\varphi = 40^\circ - 45^\circ$ и сцепление порядка $C = 0,3 \text{ кг/см}^2$. Призмы, выполненные подобным образом, очень устойчивы под динамической нагрузкой. Сделаем снова предупреждение о необходимости проверки устойчивости на сдвиг не только самой стенки под воздействием активного давления, развиваемого каменной призмой, но также и самой призмы со стенкой совместно под влиянием давления, например от масс, рефулируемых за стенку и призму. Автору известен случай крупной аварии одного оградительного портового сооружения, когда стенка оказалась сдвинутой совместно с каменной призмой, в то время как по расчету сама стенка имела вполне обеспеченный запас устойчивости.

Вопросы дренирования засыпок за стенками. Нарушение надлежащего дренирования засыпок ведет к повышению активного давления на стенку за счет давления воды, за счет увеличения веса земляных масс и за счет возможного ослабления самих грунтов засыпки при их увлажнении.

Автору известен следующий случай. Массивовая набережная стенка, простоявшая в полном порядке длительное время, оказалась разрушенной. Причины этой аварии — лопнувшие водопроводные трубы, резко поднявшие уровень воды в засыпке.

Понятно, что такая обстановка недопустима. Отсюда возникают меры борьбы самого разнообразного характера. К этим мерам могут быть отнесены разнообразные дренажные устройства, поверхностные водостоки, изоляционные покрытия, требования о надлежащей эксплуатации водопроводной сети и т. д.

Повидимому, во всех случаях желательно иметь за стенками на всю их высоту дренажный слой, так же, как примерно и по плоскости скольжения призмы обрушения (наклонный дренаж).

111. Мероприятия II класса по линии понижения градиента за счет увеличения вовлекаемых в работу масс грунта. Развитие сооружения или его фундамента в плане. При значительной роли в общем сопротивлении породы сдвигу сцепления повышение степени устойчивости сооружения на сдвиг может быть обеспечено путем развития площади его фундамента («распластанный тип») с одновременным снижением величины удельного давления на грунт p_0 .

Анкеровка. К этой группе должны быть отнесены многочисленные и разнообразные мероприятия, имеющие своей целью «привязать»

сооружение и вовлечь в работу более значительные по объему и весу массы породы. Таким образом, сюда должны быть отнесены собственно анкеры, зубья и шпоры, свайные, анкерные конструкции, заземленные понуры и т. д.

Несколько особняком в этом плане стоят глубокие фундаменты, рассматриваемые ниже. Роль анкерных конструкций в причальных портовых сооружениях общеизвестна. Особенно эффективны в этом смысле больверки. Однако использование принципа анкера может найти свое применение и в напорных сооружениях.

При некоторых исключительных обстоятельствах может явиться необходимость в заанкеривании самой плотины в толще ее основания при посредстве металлических тяжей. Мы уже рассматривали подобный случай раньше. Однако гораздо чаще применяются различные зубья и шпоры.

При использовании зубьев с необходимой глубиной их заложения сдвиг сооружения может произойти лишь по поверхности, проходящей по уровню низа зубьев или ниже. При этих условиях вес толщи пород от подошвы фундамента до поверхности сдвига является дополнительной силой, способствующей увеличению устойчивости сооружения. Это мероприятие, как обеспечивающее более экономное, хотя и частичное, решение задачи, может быть с успехом применено в самых разнообразных сооружениях. Возникает лишь вопрос о технической и экономической целесообразности. Напомним, что заглубление как всего фундамента, так и отдельных его частей может встретить значительные трудности (водоотлив, пльвуны). В этих случаях может возникнуть вопрос об использовании кессонов. Кроме того, в некоторых случаях закладка глубоких открытых траншей под зубья может повести к увеличению трещиноватости породы в окружающей зоне (легко выветривающиеся породы плотные и засоленные глины). Это может оказаться противопоказанным для плотин (фильтрация). Имеет также большое значение вопрос об устойчивости породы в крутых откосах котлована под зуб. Нарушение этой устойчивости хотя бы в потенциальной форме приводит к разуплотнению грунта и тем самым снижает эффект зуба (подвижка сооружения).

Принцип использования мероприятий всех групп этого класса вполне очевиден. Наряду с совершенно очевидной целесообразностью их применения все они обладают одним существенным недостатком.

Дело в том, как это мы уже отмечали выше, что для ввода в действие всего пассивного отпора необходима некоторая деформация сдвига (деформация «натяжения»). Это положение приобретает особенно большое значение для грунтов, обладающих заметной компрессионной способностью. В данном случае подвижка может быть еще более увеличена за счет деформации боковой компрессии под влиянием горизонтального нормального напряжения, как следствия воздействия сдвигающего усилия.

Таким образом оказывается, что использование этих мероприятий для напорных сооружений, в особенности боящихся деформаций сдвига (напр. гравитационных плотин), ограничивается рядом обстоятельств.

Однако, как дополнительная мера, применение зубьев для плотин оказывается и с этой стороны вполне целесообразным. С точки зрения возможной и даже неизбежной деформации сдвига эти меры являются ограниченными и применительно к устоям арочных мостов и анкерных блоков висячих мостов (подвижки со всеми вытекающими отсюда последствиями).

Вместе с тем, для причальных портовых ограждений (набережные), где вопросы деформации сдвига величиной в несколько сантиметров не имеют никакого значения, — использование свай и шпунтов с рассматриваемой точки зрения исключительно целесообразно.

То же следует сказать и в отношении подпорных стенок, где также исключительно полезным может быть применение зубьев. Следует иметь в виду, что при некоторой подвижке подпорных стенок величина активного давления засыпок понижается.

Отметим здесь значительную анкерующую роль металлических шпунтовых рядов в основании напорных сооружений, в частности согласно опытам на пестроцветную толщу девона было допущено до 10 т/пог. м шпунтового ряда «Ларсен».

Мы уже отмечали, что при бойке свай и даже металлических шпунтов в плотные глины порода вокруг свай раздробляется. С таким обстоятельством мы встретились при бойке шпунтов Лаккаванна в плотные глины девона. Понятно, что при этих условиях могут возникнуть облегченные пути фильтрации по боковой поверхности свай.

Глубокие фундаменты. В некоторых случаях для обеспечения надлежащей устойчивости сооружения на сдвиг является необходимым обеспечить значительно более глубокое прохождение в толще основания поверхности скольжения. Понятно, что в этом случае в работу сопротивления вовлекаются новые значительные массы грунта и большие силы сцепления. В этом смысле могут быть использованы опускные колодцы, кессоны и, конечно, в первую очередь, свайные фундаменты. Понятно, что все эти конструкции должны обладать надлежащей прочностью, чтобы «отвести» поверхности скольжения в более глубокие горизонты, и должны быть надежно скреплены с самим сооружением.

Отметим лишь, что с точки зрения фильтрации и суффозии (как это мы уже отмечали выше) использование свайных фундаментов для напорных сооружений противопоказано.

112. Мероприятия III класса по линии повышения сил сопротивления за счет увеличения силового воздействия. Увеличение веса сооружений. Мероприятия, связанные с увеличением веса сооружений, принципиально просты и очевидны. Однако они во всех случаях ведут к удорожанию сооружений (увеличение объема бетонных работ в гравитационных плотинах, объема кладки в подпорных стенках, в набережных, мостовых устоях и анкерных блоках висячих мостов). Во многих случаях мы встретимся здесь с ограничениями с точки зрения несущей способности оснований (устойчивость оснований и вопросы осадок сооружений).

«Зашемленный понур». Сущность этого мероприятия, с большим успехом использованного в одной крупной плотине и гидростанции, заключается в следующем (рис. 122). Из-под сооружения в сторону верхнего бьефа выпускается гибкая железобетонная или асфальтобетонная плита, связанная с сооружением. Под плитой, которая и представляет собой «зашемленный понур», уложен «плоский дренаж» (несколько слоев песка и галечник), соединяемый через патерны с нижним бьефом. Благодаря этому под понуром величина противодействия автоматически всегда поддерживается на уровне нижнего бьефа. Сверху же на понур давит столб воды, соответствующий уровню верхнего бьефа. Создается разность давлений, «придавливающая» понур к основанию и тем самым увеличивающая силу сопротивления сооружения сдвигу. Другими словами в данном случае вода не только сдвигает со-

оружие, но и держит его. Засыпка над понуром увеличивает это давление.

Уменьшение противодействия. Мероприятия, связанные с уменьшением противодействия, имеют применение лишь для напорных сооружений (плотины, приплотинные гидростанции, нижние головы шлюзов и т. д.).

Как известно, уменьшение противодействия ведет к повышению активной части веса сооружения и тем самым к повышению устойчивости сооружения на сдвиг. Мероприятия эти сводятся к обычным мерам по развитию путей фильтрации и дренированию толщи. Отметим, что система плоского и глубокого дренажа, использованная на одной крупной гидростанции с 1929 г. по настоящее время, несмотря на все трудности прошедшего военного периода, продолжает работать совершенно

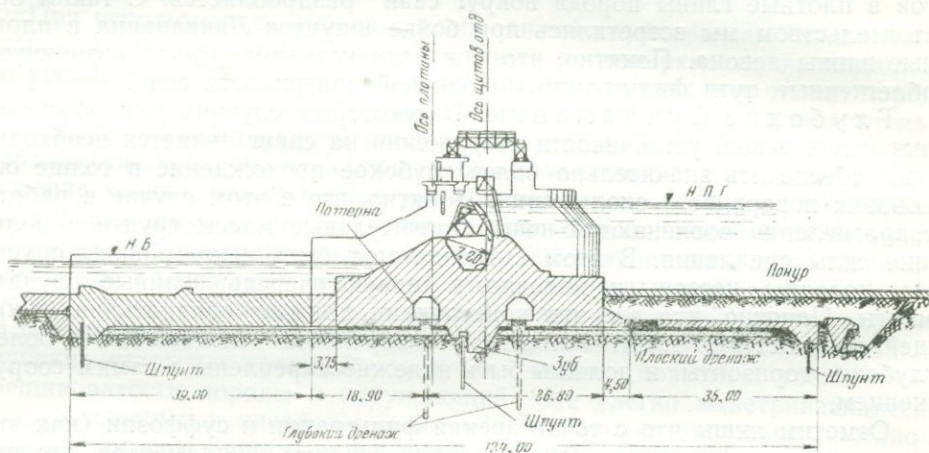


Рис. 122. Пример использования идеи «заземленного» понура.

безотказно, сохраняя постоянными характеристики фильтрационного потока (пьезонапоры и расходы). Никаких следов заиливания дренажа за 20 лет его работы в песчано-глинистой толще не обнаружено.

113. Мероприятия IV класса по линии повышения сил сопротивления за счет повышения сопротивляемости самих грунтов. Перенос сооружения. Мероприятия по своей сущности вполне очевидны. Следует лишь снова отметить, что нередко значительное улучшение геологической обстановки может быть достигнуто очень малым перемещением сооружения. В одном случае при перемещении на несколько десятков метров удалось бетонный водослив большой плотины перенести с палеогеновых глин, заполнявших более глубокое древнее русло (80 м глубиной), на прочные известняки. В другом случае передвижкой на несколько сот метров вниз по течению створа плотины гидроузла сооружение удалось вывести из зоны развития мощных пльвунов и разместить на плотной морене.

Заглубление сооружения. В данном случае заглубление сооружения рассматривается как специальное мероприятие, имеющее целью обеспечить заложение сооружений на породах с более высоким сопротивлением сдвигу.

При использовании зуба с более глубоким заложением удастся вовлечь в работу более глубокие и вследствие этого менее выветрелые и более прочные горизонты толщи. Мероприятие принципиально

может быть использовано для сооружений всех типов. Вопрос лишь в наличии таких горизонтов на достигаемой глубине и в условиях производства работ (водотлив, пlyingуны).

Отметим, однако, что всякое дополнительное заглубление напорного сооружения приводит к увеличению активного сдвигающего усилия давления воды.

Обеспечение сохранности грунта в котловане. При отсутствии внимания к этому вопросу грунты в котловане в результате размачивания грунтовыми и поверхностными водами, выветривания, высыхания и замораживания могут быть в сильнейшей степени ослаблены. Как показывает опыт строительства, особенно опасным в этом смысле является прямое выветривание (воздействие воздуха). Плотные глины девона, вапны, аргелиты, алевалиты, мергеля, глинистые сланцы способны при этих условиях в значительной мере терять свое сопротивление сдвигу.

Нередко в этом смысле спасительную роль играет поддержание породы во влажном состоянии. Польза покрытия открытых поверхностей тонким слоем песка в этом смысле доказана опытом строительства гидростанций. Отметим, что в некоторых затопленных котлованах коренные породы сохранили свою прочность за весь период войны. С другой стороны, многие более слабые породы в условиях длительного стояния котлованов открытыми могут совершенно разуплотняться и размягчаться, в особенности при наличии напорных вод. Отсюда возникают многочисленные мероприятия этой группы, как-то: поверхностные водотводы, защитный слой, песчаные покрытия и затопления против выветривания и мороза, битумные покрытия против высыхания, соломенные маты и т. п. против солнца, мороза и т. д.

При разрешении этого вопроса прежде всего необходимо оценить возможную роль напорных вод. В глубоком откаченном котловане расстройство грунтов в поверхностной зоне часто может быть вызвано именно этими водами, действующими на грунт своим возросшим градиентом. В этом случае длительное стояние котлована в откаченном виде противопоказано. Затопление его улучшает обстановку. С другой стороны, напорные воды могут служить хорошей защитой от промораживания. В одном известном автору случае громадный котлован подлежал затоплению на весь зимний период для защиты от мороза. Однако по рекомендации автора строители ограничились использованием легких покрытий из хвои, опилок и в особенности из соломенных матов. Принцип этого мероприятия — шуба. Напорные воды — с температурой от $+4$ до $+6^\circ$ с восходящей разрядкой в котлован. Успех был обеспечен полный, и работы по бетонированию велись беспрепятственно и непрерывно.

Замена грунта. Замена грунта оказывается в некоторых случаях целесообразной при наличии в верхах толщи относительно мало-мощного пласта с малым сопротивлением сдвигу и с подстиланием его устойчивыми породами. В одном случае при возведении бетонной плотины возник вопрос о замене пятиметрового слоя разжиженных пылеватых суглинков песком. Мероприятие это не было осуществлено лишь в связи с переносом сооружения на другой створ с более благоприятными геологическими условиями. В качестве заменителей во всех случаях могут быть использованы песчаные (с уплотнением) и каменные подушки. Последние рекомендуются замывать песком.

Искусственное закрепление грунтов. В настоящее время эти меры могут рассматриваться, главным образом, как аварий-

ные. Принципиально наиболее простое использование этих мер связывается, в первую очередь, с обеспечением монолитности трещиноватых скалистых пород основания цементацией.

Известны случаи использования цементации для обеспечения монолитности связи бетонного тела восстанавливаемых плотин со скалой основания. Силикатизация и прочие подобные меры могут быть с успехом использованы в сыпучих породах для повышения недостаточной устойчивости существующих сооружений (увеличение масс деформированной толщи).

Надлежащая обработка поверхности. При возведении сооружений (всех типов) на породах I и II класса (скалистые и полускалистые) и на грунтах I-й группы IV класса (глинистые гидростойкие) со значительным сцеплением — сцепление может быть введено в общее сопротивление сдвигу путем надлежащей обработки контактной поверхности основания и подошвы сооружения (обработка уступами, ровиками и т. д.) В данном случае сдвиг сооружения оказывается возможным лишь при скалывании породы. При использовании настоящего мероприятия огромное значение приобретает вопрос о степени и характере трещиноватости толщин.

ЗАЩИТНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО БОРЬБЕ С ВРЕДНЫМ ВЛИЯНИЕМ ДЕФОРМАЦИИ ТОЛЩИ ОСНОВАНИЯ СООРУЖЕНИЙ (ОСАДКИ И ПУЧЕНИЕ)

А. Исходные данные

114. Значение вопроса. Допустимость осадки по абсолютной величине определяется обычно из габаритных соображений.

Допустимость той или иной неравномерности осадок определяется исходя из условий прочности сооружения или способности и допустимости относительной взаимной деформации отдельных его элементов.

Абсолютная величина осадки λ , а равным образом ее неравномерность устанавливаются на базе анализа. Неравномерность в осадках отдельных элементов сооружения совершенно неизбежна даже при возведении сооружения в относительно однородных инженерно-геологических условиях.

Величина возможной максимальной неравномерной осадки $\Delta\lambda$ определяется как:

$$\Delta\lambda = 0,50\lambda. \quad (145)$$

Вообще же неравномерность осадок сооружений или отдельных их частей обуславливается следующими факторами: характером распределения напряжений в грунте, размером и конфигурацией сооружений в плане, величиной нагрузки на грунт, порядком производства работ, режимом подземных вод и влиянием соседних сооружений.

Неравномерные осадки неизбежно отражаются на сооружениях, вызывая деформации, наклоны и перекосы сооружений.

Особенно чувствительными к неравномерности осадок оказываются статически неопределимые системы (многопролетные балки, многопролетные и многоэтажные рамы, бесшарнирные и двухшарнирные своды и т. д.)

Рассмотрим пример двухпролетной неразрезной железобетонной балки по рис. 123.

Пролет $2l = 14$ м; нагрузка $q = 3,0$ т/м; сечение $bh = 60 \times 75$ см;

$$E = 210000 \text{ кг см}^2;$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = 2100 \text{ 100 см}^4.$$

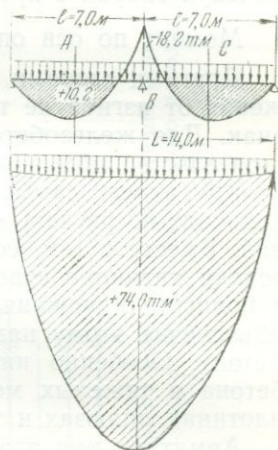


Рис. 123. Влияние просадки промежуточной опоры двухпролетной неразрезной балки на величину и знак изгибающих моментов.

Момент на опоре

$$M_B = -\frac{qL^2}{8} = -18,2 \text{ т/м.}$$

Момент в пролете

$$M_A = +\frac{qL^2}{14} = +10,5 \text{ т/м.}$$

Стрела прогиба балки на двух опорах с пролетом

$$L = 2l = 14,0 \text{ м,}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{QL^3}{EJ} \quad (146)$$

Здесь $Q = qL = 42,0 \text{ т,}$

$$f = \frac{5}{384} = \frac{42000 \cdot 1400^3}{210000 \cdot 2100100} = 3,3 \text{ см,}$$

$$\text{или } \frac{f}{L} = \frac{3,3}{1,400} = \frac{1}{420}$$

Следовательно, при относительной просадке опоры B на $3,3 \text{ см}$ и больше наша двухпролетная неразрезная балка превратится в балку на двух опорах с пролетом $L = 14,0 \text{ м.}$

Момент по оси опоры B в этом случае: $M_B = +\frac{qL^2}{8} = 74,0 \text{ т/м.}$

Другими словами, как это и следовало ожидать, нормальные напряжения от изгиба не только возрастают в четыре раза, но и меняют свой знак. Для железобетонной балки (характер армировки) последнее обстоятельство может оказаться особенно опасным.

Как видим, самые незначительные осадки, будучи неравномерными, приводят по расчету к катастрофическому перераспределению напряжений. Вместе с тем, если мы не возводим сооружение на скале, такие осадки являются совершенно обычными. И если мы встречаемся редко с полными крушениями сооружений, как следствием их осадок, то объяснение этому надо искать в некоторой пластичности, свойственной бетону. Особенно интенсивно проявляется это спасительное свойство бетона в тяжелых монолитных конструкциях, например, в бетонных плотинах, шлюзах и т. д. при возведении их из отдельных блоков.

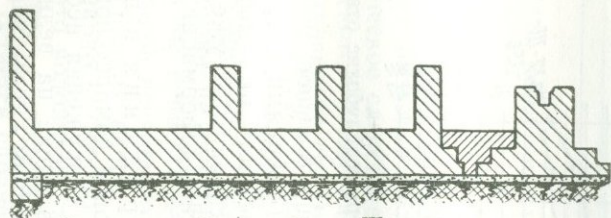
Арматура при этом при достаточной длине стержней упруго удлиняется по всей или значительной длине стержня, и сооружение «вписывается» в линию осадки без всяких повреждений, быть может лишь с некоторым раскрытием швов и с усилением фильтрации через них.

Общую картину характера деформации главнейших гидротехнических сооружений можно видеть на рис. 124—133. Возможные деформации сооружений зависят: от соответствующего характера распределения напряжений, вызывающего прогиб вниз середины несущей конструкции по сравнению с ее краями; от размеров и формы сооружений в плане; от распределения нагрузок в сооружении; от влияния на осадку сооружения изменения условий нагрузки в прилегающих к сооружению участках; от условий выполнения бетонных работ, земляных работ и водоотлива.

115. Явление прогиба сооружения. Свойство фундаментных плит давать даже при равномерно распределенной нагрузке прогиб вниз имеет особое значение при учете жесткости сооружения.

Если бы фундаментная плита, несущая сооружение, была гибкой, то она следовала бы за деформацией грунта основания, не испытывая напряжений изгиба.

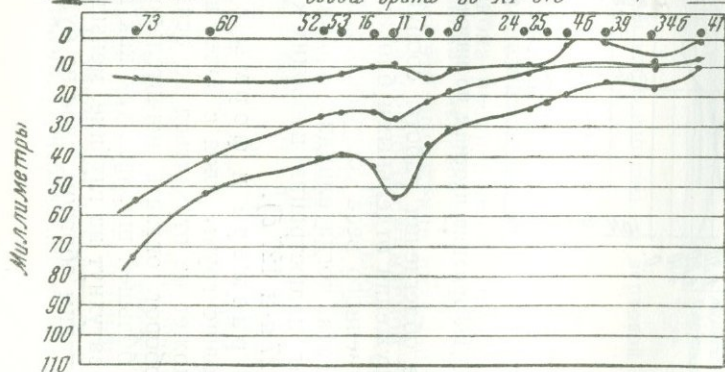
Разрез по бетону



С момента забетонирования III-го яруса нижней станции
Сидорья станции

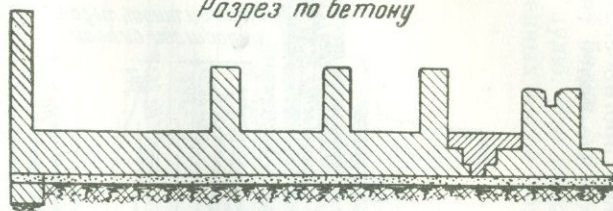
заводской грани - 26-ХІ-31г

Правая часть плотины

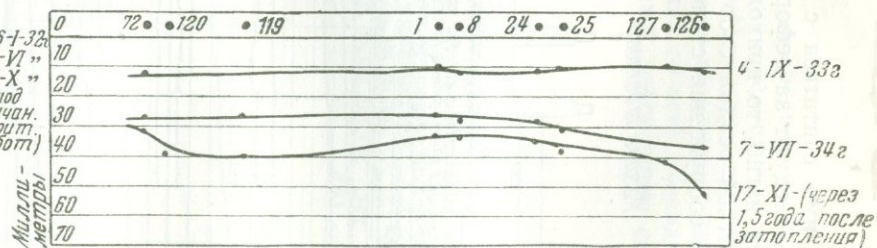


На 26-І-33г
" 26-VI "
" 25-X "
(Период
окончан.
строит.
работ)

Разрез по бетону



С момента затопления котлована - 16-V-33г



4-IX-33г

7-VII-34г

17-XI-(через
1,5 года после
затопления)

Рис. 124. Деформация левой части плотины с глубокими отверстиями относительно исходного репера, расположенного на сооружении и принимаемого неподвижным.

В самом деле, из условий распределения вертикальных нормальных напряжений в толще основания следует, что равномерно нагруженная балка изгибается по кривой. Максимум осадки при этом совпадает с серединой балки, минимум — с ее краями, однако, и здесь осадка не равняется нулю. Это положение со всей очевидностью следует хотя бы из приведенных выше диаграмм деформации сооружений.

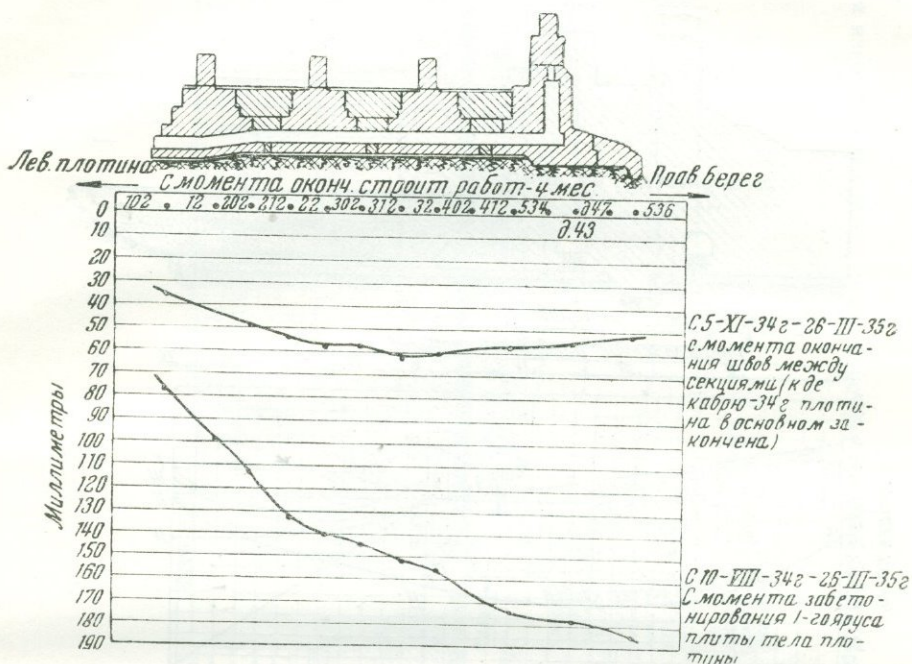


Рис. 126. Деформации правой части плотины по верховой грани.
Разрез по бетону.

При значительной разнице напряжений в подошве стен голов шлюза наклон их оказался весьма незначительным. Это явление — совершенно логическое следствие закона распределения напряжения по глубине. На некоторой глубине всякая неравномерность напряжений от нагрузки выравнивается. Однако это положение оказывается справедливым лишь для тех случаев, когда мощность сжимаемой толщи относительно ширины фундамента оказывается значительной.

Осадка сооружения оказывается в весьма большой степени зависимой от нагрузки на смежном участке. Примеров этому положению можно было бы привести очень много. Отметим лишь, что насыпи мостовых подходов неизбежно влекут наклон устоя в береговую сторону; две рядом стоящих башни падают навстречу друг другу (впервые отмечено Леонардо да Винчи) и т. д.

Однако это положение, как следствие закона распределения напряжений в толще и наложения зон напряжений под смежными частями сооружения, остается справедливым лишь при значительной относительной мощности сжимаемого слоя. В таком же положении оказывается и вопрос о разрезке сооружений швами. При большой мощности работаю-

шего слоя они оказываются практически бесполезными. Иллюстрируем это положение одним из весьма многочисленных примеров (рис. 128).

Из всего изложенного выше следует еще один исключительно важный вывод: при значительной, относительно ширины фундамента, мощности сжимаемого слоя, осадка сооружения зависит лишь от его веса, но отнюдь не от удельного давления по подошве фундамента.

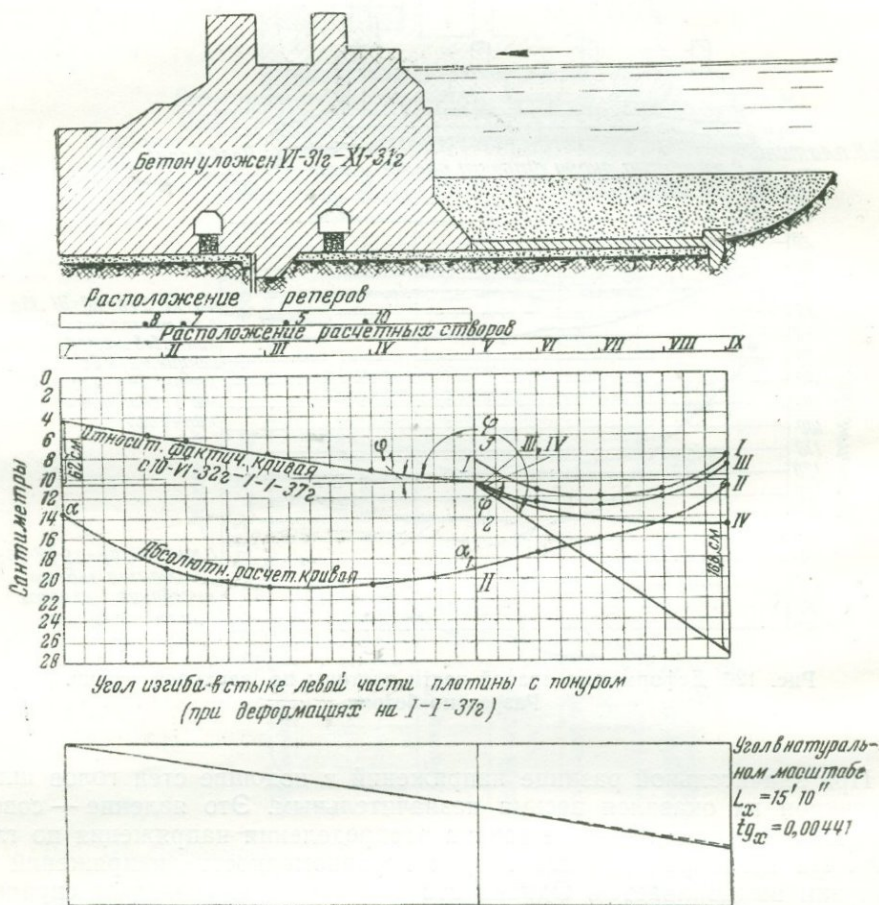


Рис. 127а. Деформация бычка и понура в плотине. Глубокие отверстия.

Отсюда оказывается, что борьба с предстоящей осадкой сооружения в этих условиях путем расширения фундамента является совершенно бесполезной.

Как видим, здесь имеется глубочайшее принципиальное различие с вопросом обеспечения устойчивости основания, где расширение фундамента и уменьшение удельного давления p_0 является одной из наиболее продуктивных мер.

Все высказанные нами соображения остаются справедливыми и для свайных фундаментов. В данном случае во внимание должна приниматься лишь толщина, залегающая ниже концов свай.

116. Фактор распределения нагрузок в сооружении и в прилегающих к сооружению участках. В свете отмеченного выше, работа сооружения может быть значительно облегчена при большей загрузке концов несущей плиты, нежели ее середины.

В этом случае возможно избежать прогибов плиты по середине, т. е. ее работы на изгиб.

На рис. 129, 130 можно видеть в этом смысле влияние стен шлюза на плиту его, вызывающее прогиб плиты даже в обратную сторону вверх.

Следствием интенсивного и значительного увеличения величины нагрузки на грунт в соседнем участке может явиться резкое увеличение осадки края сооружения, сопряженного с этим участком, что является следствием воздействия на толщу грунта основания сооружения напряжений от рядом приложенной нагрузки, распределение которых в толще грунта идет в глубину и в стороны и является причиной наклонов сооружений; (рис. 131, 132); разительный пример — наклон силовой станции при поднятии бьефа за счет воздействия веса воды на понуре.

117. Фактор способа выполнения земляных работ, водоотлива и бетонных работ. В том же смысле, как увеличение нагрузки в соседнем с сооружением участке, отзовутся на нем и земляные работы значительного объема, выполняемые по соседству с сооружением (экскавация котлованов больших размеров, отсыпка грунта в дамбы, за стены и т. д.). На рис. 133а видно влияние засыпки за стены шлюза на его деформацию.

К настоящему вопросу относится и возможность влияния на осадку и деформацию сооружения пучения грунта за счет экскавации грунта и взвешивающего влияния напорных вод, имеющих в толще.

Порядок укладки бетона самого сооружения имеет, пожалуй, наибольшее значение в смысле влияния на деформацию сооружения. При бетонировке отдельных блоков по всей площади сооружения влияние каждого из них сказывается на всех остальных уложенных ранее, но различным образом.

И еще большее значение деформации сооружений или их частей имеет укладка бетона ярусами (этажами), так как вес каждого из следующих ярусов деформирует нижележащий, оставаясь в той или иной мере вне влияния от последнего.

На степень жесткости сооружения влияет наличие в нем конструктивных — постоянных и построечных временных швов. Влияние первых имеет место и в периоде постройки, и в периоде эксплуатации сооружения, влияние же вторых — только в периоде возведения сооружения.

Значение и тех и других в том, что они допускают свободную осадку и поворот отдельных частей сооружения, значительно облегчая тем работу сооружения и уменьшая его деформации (рис. 129, 133 б).

Построечными швами — швами раздельного бетонирования — могут быть как промежутки между отдельными блоками или секциями сооружения так и, говоря о сооружении в целом, отдельные секции его. В этом случае раздельное бетонирование обеспечивается очередями бетонирования.

Обращаясь к мировому опыту по строительству, надо отметить, что далеко не во всех случаях осадки оказывались столь безвредными для сооружений, как это было в рассмотренном случае.

Успех в данном случае явился следствием тщательнейшего выяснения свойств основания и использования ряда защитных мероприятий, о которых мы будем говорить далее.

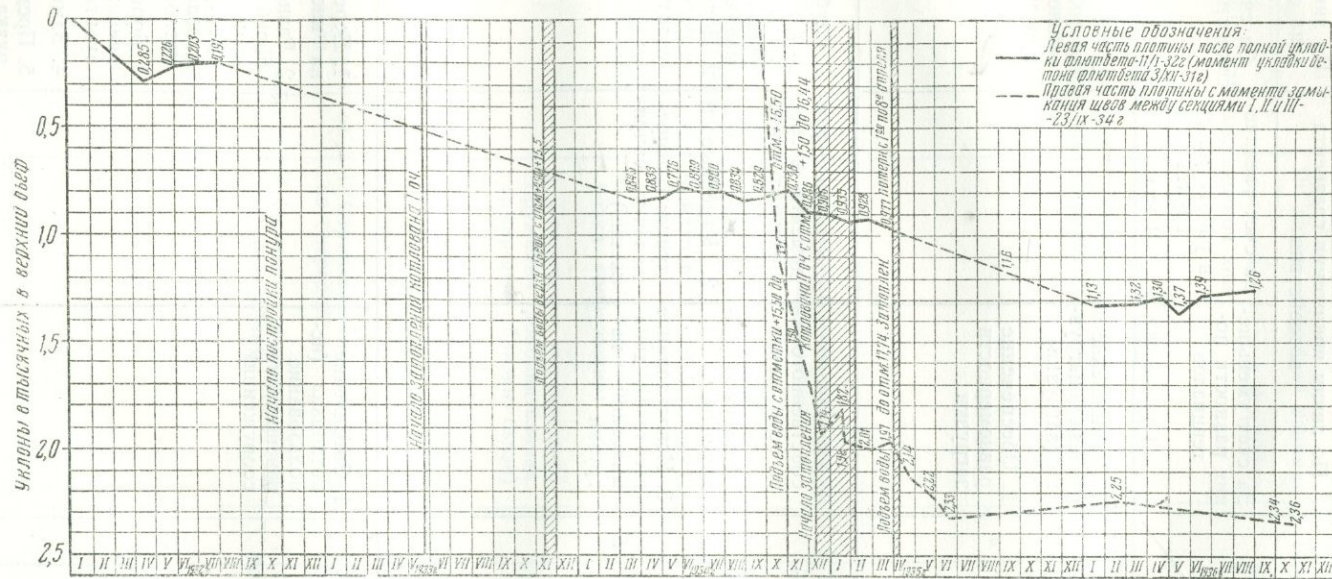


Рис. 132. Уклон плотины в поперечном направлении.

Защитные мероприятия по борьбе

с вредным влиянием осадок и пучения

Классы Группы	По линии понижения градиента воздействия		По линии повышения сил сопротивления
	За счет уменьшения разности потенциалов	За счет увеличения вовлекаемых в работу масс грунта	За счет повышения сопротивляемости самих грунтов
	I класс	II класс	III класс
Обеспечение благоприятных условий эксплуатации	а 1. Уменьшение полезной нагрузки (загрузки) 2. Обеспечение равномерности загрузки		1. Упорядочение водного хозяйства во избежание промачивания просадочных грунтов
Конструктивные мероприятия	б 1. Уменьшение собственного веса сооружения 2. Пловучие фундаменты 3. Использование гасителей динамической нагрузки	1. Уширение фундамента в специальных случаях 2. Каменные и песчаные подушки (распределение напряжения)	1. Глубокое заложение и глубокие фундаменты для передачи нагрузки на менее сжимаемые пласты 2. Подушки каменные и песчаные (начальное уплотнение грунта)
Специальные мероприятия	в 1. Затопление котлована (использование взвешивания сооружения)		1. Перенос сооружения на иной створ 2. Разнообразные меры борьбы с разуплотнением, размоканием, выветриванием и промерзанием грунтов в котловане 3. Борьба с разуплотнением грунтов в результате пучения 4. Замена грунта 5. Предварительная нагрузка грунта 6. Искусственное закрепление грунта

По линии борьбы с пучением замачиваемых грунтов	По линии смягчения влияния неравномерности деформации толщи	По линии обеспечения проектных уровней
IV класс	V класс	VI класс
1. Обеспечение условий против замачивания глинистых пород с дефицитом влажности	1. Обеспечение загрузки в соответствии с проектом	1. Обеспечение загрузки в соответствии с проектом
1. Изоляция разного вида (покрытия) 2. Увеличение глубины заложения сооружений (удлинение сроков промачивания) 3. Использование земляных плотин, выполняемых насухо с отказом от намывных	1. Использование статически определенных систем 2. Уменьшение величины блоков 3. Швы раздельного бетонирования 4. Конструктивные швы (разрезка сооружения) 5. Увеличение жесткости сооружения (дополнительная армировка обвязки, связи) 6. Компенсаторы (клинья, песчаные цилиндры, домкраты)	1. Компенсаторы (домкраты, клинья)
1. Сокращение стояния открытых котлованов 2. Использование „сухих“ методов работ 3. Затопление котлованов под полным весом сооружения	1. Строительство в несколько очередей 2. Искусственное выправление сооружений	1. Строительство в несколько очередей 2. Строительный подъем

119. Мероприятия по линии уменьшения предстоящих осадок сооружений. Борьба с осадками за счет уменьшения удельной нагрузки на грунт (уширение фундамента) оказывается эффективной при относительно малой мощности сжимаемого слоя и неглубоком его залегании (отсутствие смягчающего влияния распределения напряжения). В этих условиях рассматриваемое мероприятие может быть с успехом использовано для сооружений с незначительной шириной фундаментов всех типов и назначением преимущественно для зданий и опор мостов.

При большой мощности сжимаемого слоя или глубоком его залегании наиболее эффективным оказывается облегчение общего веса сооружения. Это мероприятие оказывается эффективным преимущественно для шлюзов, подпорных стен и мостов. Увеличение глубины заложения с целью уменьшения $P_{расч}$

за счет веса извлекаемой земли может быть наиболее эффективным для легких сооружений.

Использование принципа пловучих фундаментов оказывается в данном случае особенно эффективным при малом весе сооружения. Автору удалось использовать этот прием с полным успехом в такой обстановке. В береговой зоне на достаточно мощном слое слабого торфа ($e_{10}=200$ мм/м) подлежали возведению бензобаки. Предстояла весьма значительная и к тому же неравномерная осадка. Сооружения были опущены на надлежащую глубину в грунт. Было использовано взвешивающее воздействие грунтовых вод. В результате — полный успех.

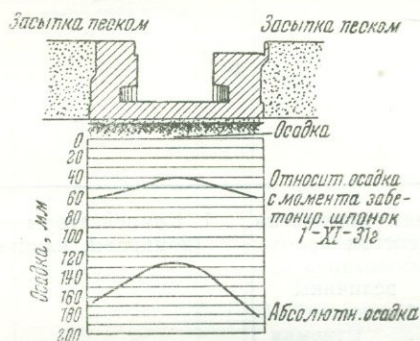


Рис. 133а. Влияние веса песка в засыпке за стены на осадку и деформацию головы шлюза.

Использование глубоких фундаментов для перехода на более плотные горизонты является универсальным средством для всех сооружений.

Однако такие горизонты должны быть на относительно небольшой глубине.

Эффективность приема предварительного обжатия толщи в сильнейшей степени определяется возможной быстротой обжатия толщи грунта. Другими словами, этот прием особенно целесообразен при возведении сооружений на песчаных или легких песчаных илах (значительная сжимаемость и быстрая легкая уплотняемость).

При относительно глубоком залегании обжимаемого слоя и медленном его уплотнении описываемый прием может повести к более значительным осадкам сооружения (увлечение сооружения в ходе осадки за счет веса песчаных масс).

Промышленные здания одного завода имеют в толще основания под десятиметровым слоем тонких песков илы с влажностью свыше 100%. Для обеспечения планировочной отметки подлежал рефулированию трехметровый слой песка. Осадка сооружений за счет веса песка — до 50 см. В целях ускорения протекания осадок от веса загрузки могут быть в подобающих случаях использованы дренажные скважины «фитили» с заполнением их песком, гравием и т. д.

Наиболее просто обжатие может быть осуществлено под весом песчаной отсыпи (первоначальный намыв и последующий размыв с гидротранспортом). Наибольшая эффективность достигается при заблаговре-

менной нагрузке обжимаемой толщи с последующей уборкой масс песка (компенсация веса сооружения).

120. Предварительное замачивание лёссовидных грунтов. Во многих случаях предварительное замачивание просадочных грунтов способно вызвать в значительной мере просадку толщи еще до возведения сооружения. Однако при этом возникает нередко значительное затруднение в связи с необходимостью проведения работ в затопленном котловане (грязь и вода). Помимо этого часть веса толщи оказывается недоста-

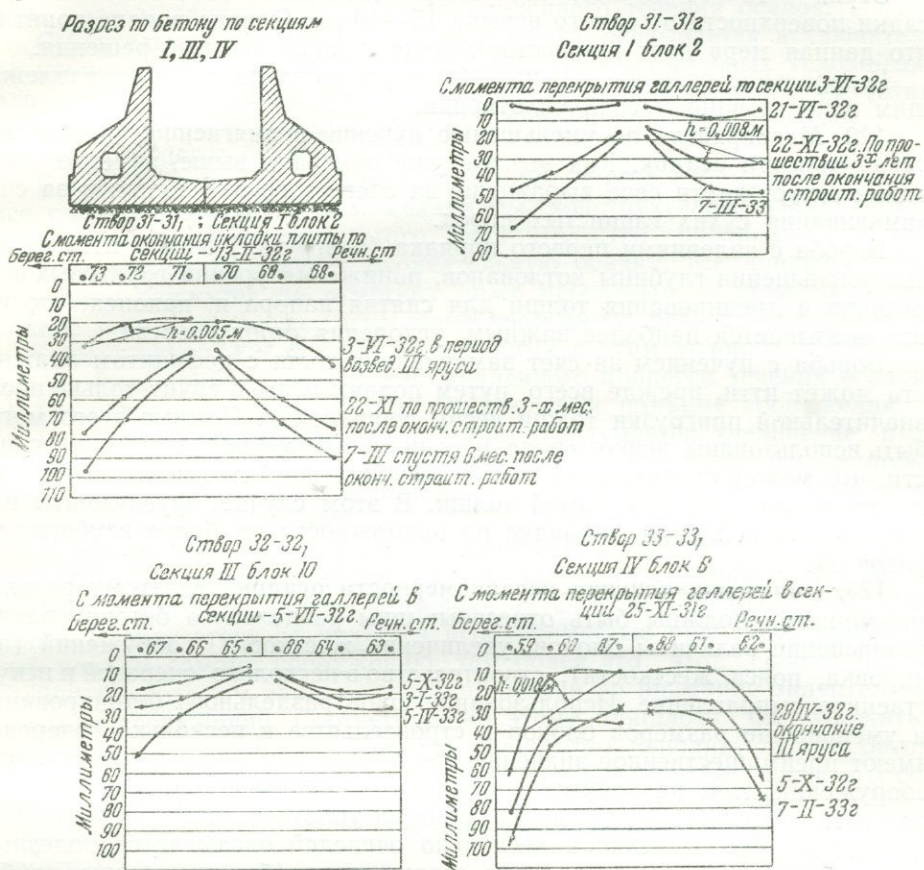


Рис. 1336. Поперечные деформации камеры шлюза.

точной для необходимого эффекта. Тогда при возведении тяжелых монолитных сооружений в некоторых случаях может быть использован следующий прием. В основании сооружения укладывается песчаный слой (до 20 см). Первые ряды бетонных блоков возводятся в сухом котловане. В блоках закладываются трубки. Производится боковая засыпка. Далее в песчаный слой по трубкам подается вода. Обжатие проходит интенсивно под весом сооружения и боковой засыпки. Задержки в работах нет. Осадки сооружения в строительном периоде не страшны, и последствия их всегда могут быть легко ликвидированы.

121. Об осадке рыхлых песков в условиях воздействия динамической нагрузки. Вопрос о борьбе с возможной осадкой рыхлых песков при динамической нагрузке за счет уплотнения их или погашения динамического воздействия может возникнуть, главным образом, при возведении

фундаментов под машины и опор под мосты, под крановые пути и т. д.

При наличии в основании проектируемого сооружения рыхлых песков и в том числе в первую очередь аллювиальных и эолового происхождения всегда можно ожидать более или менее резкой их просадки под динамическим воздействием.

Еще в 1937 г. автором был успешно проведен ряд опытов по уплотнению песчаных масс камуфлетными взрывами.

Заряд — 10—15 кг амонала; радиус действия 10 м; величина просадки поверхности от одного взрыва 15—40 см. Однако вполне понятно, что данная мера дает в известной степени лишь частные решения.

Генеральное решение при подобных условиях достигается надлежащим использованием свай уплотнения.

122. Мероприятия по уменьшению пучения и смягчению влияния неравномерности осадок. Как это мы уже отмечали выше, пучение основания может найти свое выражение за счет разгрузки толщи и за счет замачивания сухих глинистых пород.

Борьба с явлениями первого порядка (разгрузка) может идти по линии уменьшения глубины котлованов, понижения уровня грунтовых вод, откачки и дренирования толщи для снятия напора и, наконец, что часто оказывается наиболее важным, ускорения строительства.

Борьба с пучением за счет замачивания толщ с дефицитом влажности может идти, прежде всего, путем подачи воды в грунт только после значительной пригрузки толщи весом сооружения. Помимо этого могут быть использованы всякого рода изоляционные мероприятия и, в частности, что может оказаться во многих случаях наиболее целесообразным, изоляционные свойства самой толщи. В этом случае фундаменты или сооружения подлежат закладке по возможности на более глубоких горизонтах.

123. Смягчение влияния неравномерности осадок. К этому разряду мероприятий должны быть отнесены: швы раздельного бетонирования, уменьшение величины блоков, увеличение жесткости сооружений (армировка, пояса жесткости), строительство в несколько очередей и искусственное выправление. Использование швов раздельного бетонирования и уменьшение размеров блоков в строительстве в несколько очередей имеют преимущественное значение при возведении монолитных тяжелых сооружений, т. е. по преимуществу плотин, шлюзов, гидростанций, доков и т. д. при быстром течении процесса уплотнения.

Однако строительство в несколько очередей оказывается полезным и при более мелких, но высоких сооружениях (башни, створы, трубы, маяки, опоры мостов и т. д.). В тех случаях, когда по тем или иным причинам ожидается их наклон, верхняя часть сооружения при этом водится после стабилизации деформации наиболее тяжелых нижних их частей (при быстром нарастании осадок). Почти во всех случаях полезно выполнять подходные насыпи к мостам до возведения пролетного строения. Увеличение жесткости (пояса, дополнительная армировка фундаментов) имеет преимущественное значение в гражданском строительстве и в портовых причальных сооружениях. Искусственное выправление покосившихся сооружений — дело относительно редкое.

Применительно к крупным сооружениям можно привести два примера: 1) выправление Трансконского элеватора (Канада) и 2) выправление здания одной гидросиловой станции.

Последняя работа была выполнена автором в 1934 г.

Выправление было достигнуто путем уменьшения противодействия в верхней части станции за счет снижения напора в дренажном слое.

124. Мероприятия по обеспечению проектных уровней. К этой группе мероприятий должны быть отнесены следующие: строительство в несколько очередей, строительный подъем, искусственные компенсаторы.

Принцип строительства в несколько очередей имеет значение для сооружений с тяжелыми фундаментными частями при быстром течении процесса осадок (об этом уже говорилось выше). Искусственные компенсаторы могут быть применены, главным образом, при установке всякого рода механизмов в условиях медленного течения осадок.

Строительный подъем во многих случаях оказывается исключительно ценным мероприятием как по обеспечению нормальных условий эксплуатации сооружений, так и по экономическим соображениям (отказ от излишней кладки за счет осадки). Применим, главным образом, при быстром процессе осадок.

В самом деле, при осадке сооружения вместе с ним опускаются и все смонтированные на нем механизмы, конструктивные элементы и пр.

Если не предусмотреть этого обстоятельства специально, то вскоре сооружение получит окончательную осадку, все конструктивные горизонты окажутся на отметках ниже проектных. С этим сопряжено полное или значительное изменение требуемого режима работ как самих сооружений, так и реки и связанных с этим условий судоходства и т. д. (как крайний случай для медленного процесса течения осадок).

Отсюда возникает вопрос о строительном подъеме сооружения.

В обычном понимании этого термина разумеется увеличение в целях сохранения нужной высоты, высотных размеров самого сооружения, так как изменения его объема и высоты происходят за счет изменений в самом сооружении.

В данном случае уменьшение высоты сооружения, — уже не абсолютной, а относительно определенных горизонтов, — происходит за счет изменений вне сооружения, а именно, за счет уплотнения грунта основания. В силу этого не является необходимостью придавать строительный подъем самому сооружению, тем более что этот способ был бы крайне невыгодным экономически, принимая во внимание значительные размеры сооружений. Соответственно этому пришлось бы уложить в сооружение относительно большое количество дополнительного бетона для того, чтобы обеспечить нужную высоту сооружения после его осадок, а тем самым и нахождение соответствующих смонтированных на нем элементов (шлюзные ворота, щиты, затворы) на требуемых для них отметках.

Кроме того, при медленном процессе течения осадок эта мера не явилась бы выходом из положения, так как конечная осадка сооружений при этом процессе появилась бы очень нескоро, и следовательно, если бы сооружению в целом или отдельным его элементам был придан полный строительный подъем при постройке сооружения, то до достижения сооружением полной своей осадки все эти элементы находились бы на повышенных отметках против требуемых проектом, т. е. опять же не обеспечивая должного режима работы гидроузла.

Добавим, что при медленном процессе течения осадок соответствующие конструктивные элементы должны выполняться подъемными, чтобы по мере нарастания осадки сооружения они постепенно поднимались, находясь, таким образом, все время на требуемых отметках.

В этом случае для обеспечения проектных отметок конструктивных горизонтов должны быть применены в основном производственные предупредительные мероприятия и в некоторой степени конструктивные. В первом случае все элементы, которые должны находиться всегда на

определенных отметках, закладываются по возможности в последний момент строительных работ по сооружению. Тогда строительный подъем элементам не придается, учитывая, что величина осадок, которые должны еще произойти, будут столь незначительны, что не отразятся нежелательным образом на режиме работы элементов и сооружения в целом. Либо элементы закладываются сколько возможно раньше. Строительным подъемом для них будет величина осадки сооружения, которая произойдет с момента установки элемента до полного затухания осадок и которая сложится из величин: осадок за счет незатухшей осадки от ранее уложенного бетона, осадки от бетона или земли, которые будут уложены позже установки элементов, веса самого элемента и веса воды. По затухании осадок под влиянием всех этих нагрузок проектные отметки элементов также будут соблюдены. При другом варианте решения задачи сооружение начинается постройкой на несколько повышенных отметках основания, определяющихся величиной конечной осадки. Этот метод носит название строительного подъема основания.

Вопрос о строительном подъеме основания оказывается несколько сложнее, чем он, может быть, кажется с первого взгляда.

Для пояснения этого приведем некоторые примеры.

Если сооружение начинается постройкой по всей своей площади одновременно и его основанию придан строительный подъем, равный величине ожидаемой полной осадки, то, по завершении ее, сооружение окажется на проектной отметке.

В том же случае, если сооружение возводится отдельными частями и не одновременно и к тому же рядом возводятся еще и другие сооружения (что практически и бывает всегда при строительстве гидротехнических сооружений), то картина конечных осадок отдельных частей сооружения, или рядом стоящих сооружений, при условии придания их основаниям одинакового, но в разное время строительного подъема, будет уже совсем иная, а именно — сооружение по затухании осадок будет находиться на различных отметках.

Так как распределение напряжений в грунте от сооружения, обуславливающее сжатие грунта и осадку сооружения, происходит и в глубину и в стороны, то тем самым одно сооружение вызывает осадку рядом стоящего или, если последнее не начато постройкой, то осадку его основания.

Предположим, что два рядом строящиеся сооружения должны иметь одинаковую осадку, причем одно из них начато постройкой раньше другого и его основанию придан строительный подъем, величина которого равна его конечной осадке, обуславливающейся его собственным весом и весом второго, которое будет построено.

Затем начинается постройка второго сооружения и его основанию придается такой же строительный подъем, как и основанию первого.

В результате — первое сооружение сядет больше, и его осадка будет равна расчетной, а осадка второго сооружения будет меньше расчетной, т. е. меньше осадки первого сооружения.

Произойдет это в результате того, что при придании строительного подъема основанию второго сооружения не была учтена часть осадки основания его под влиянием веса первого сооружения, уже происшедшей к моменту начала работ по возведению второго сооружения.

Правильным в таком случае было бы либо одновременно придать строительный подъем основаниям обоих сооружений, либо при придании строительного подъема основанию второго сооружения непосред-

ственно перед началом его возведения — вычесть из полной величины строительного подъема величину осадки основания под влиянием веса первого сооружения, уже частично к этому моменту происшедшую.

Выводом из изложенного является совершенно реальная необходимость во всех ответственных случаях придания сооружению в целом или отдельным его конструктивным элементам строительного подъема.

1. При придании строительного подъема отдельным конструктивным элементам сооружения величина его определяется в зависимости от момента установки элемента и осадки, которую получит данный элемент в момент его установки.

2. В том случае, если строительный подъем придается основанию сооружения, величина его определяется величиной осадки, которую получит сооружение с момента начала его возведения, причем должны быть учтены:

а) величина вспучивания грунта, происшедшая до начала бетонных работ, — на основании данных наблюдений за глубинными реперами;

б) осадка основания данного сооружения под влиянием веса ранее возведенных поблизости сооружений — на основании данных наблюдений за глубинными реперами;

в) осадка данного сооружения под влиянием веса всех сооружений, которые будут возведены позднее рядом;

г) осадка данного сооружения под влиянием собственного веса.

125. Наблюдения по осадкам и деформациям сооружений. Исходный репер. Не останавливаясь на описании обычных методов по наблюдению за осадкой и деформацией сооружений (марки, репера, отвесы, маяки и мерсуры на швах и трещинах и т. д.), отметим чрезвычайную важность во всех этих работах неизбежности исходного репера. Для этого исходный и контрольный для него репер должны быть вынесены за пределы котлована на несколько сот метров в сторону (во избежание влияния осадки, как следствия веса сооружения) и обеспечены от воздействия мороза (двойные трубы, заделки внутренней трубы на глубину не менее двух метров в толщу грунта, сруб с опилками, керосин и т. д.).

На рис. 134 изображено возможное устройство такого репера. Во избежание при замере осадок ряжей ошибок за счет обминания и осадок самих венцов, наблюдения должны вестись не по поверхностным точкам, а по трубам (швеллерам, штырям и т. д.), прикрепленным к низам ряжей. Как это уже было отмечено выше в прогнозе осадок, огромное значение имеет установление величины пучения дна котлована (при глубоких котлованах и в особенности при наличии напорных вод).

На рис. 135 приводится репер вспучивания конструкции автора. Репер этот хорошо зарекомендовал себя на практике. Репер вспучивания устанавливается еще до начала земляных работ в специальной буровой скважине. Скважина закладывается на 2,15 м ниже поверхности

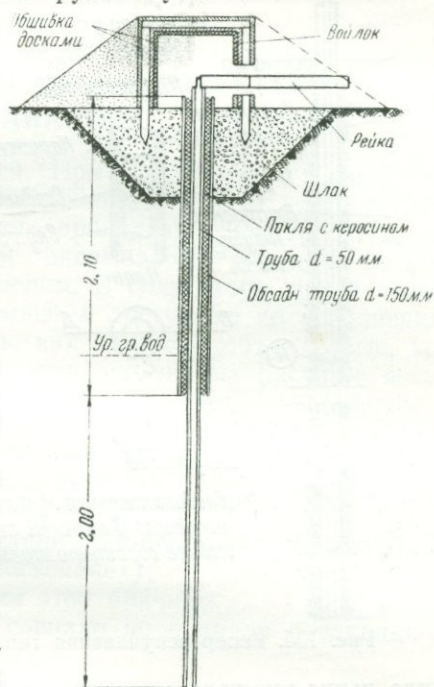


Рис. 134. Исходный репер, защищенный от воздействия мороза.

будущего котлована. Диаметр скважины 4—5". Когда требуемая глубина скважины достигнута, в скважину опускается внутренняя труба диаметром 1—2", состоящая из нескольких (в зависимости от глубины скважины) отдельных звеньев, соединенных муфтами. Нижнее звено трубы длиной 1,80—1,90 м имеет по верху обратную нарезку; такую же нарезку имеет и соответствующая половина муфты.

Вся внутренняя труба сверху до стыка с нижним звеном тщательно измеряется с точностью до 0,5—1 мм, причем особое внимание обра-

щается на промер стыков.

После того, как внутренняя труба опущена в скважину, низ скважины на высоту в 2,0 м цементируется при некотором одновременном подъеме обсадной трубы. По окончании цементации скважина выдерживается в таком положении несколько дней.

После затвердения раствора производится тщательная нивелировка верха внутренней трубы, после чего приступают к извлечению этой трубы из скважины. Для этой цели, производя вращение внутренней трубы по часовой стрелке и этим как бы заворачивая все ее стыки, мы отвинчиваем часть трубы, расположен-

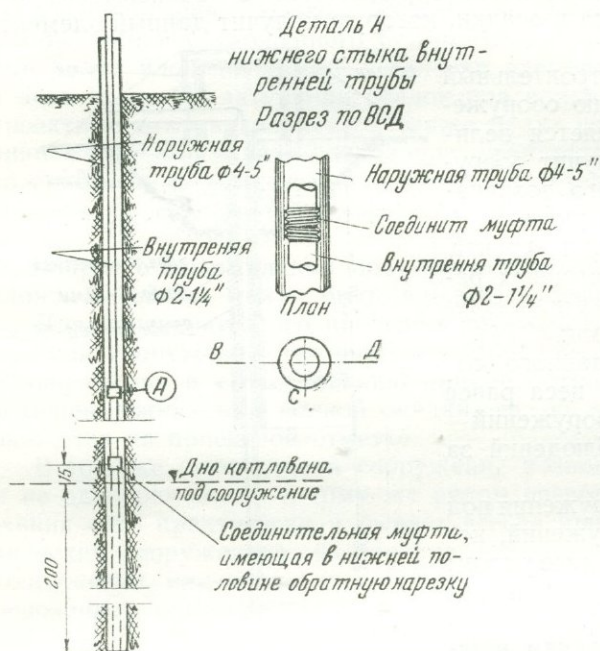


Рис. 135. Репер вспучивания типа ТГСМ.

ную выше нижнего стыка от ее нижнего звена, соединенного с верхней частью трубы обратной нарезкой. Верхняя отвинченная часть извлекается, причем производится ее тщательный осмотр и повторный контрольный промер стыков. Определив путем элементарного расчета отметку верха оставшейся в скважине части внутренней трубы, заполняем скважину до верха песком, смешанным с известью, и извлекаем обсадную трубу. Этим и кончаются все операции по установке репера. Таким образом, еще до начала земляных работ в грунте указывается плотно заложанный репер, реагирующий на все высотные изменения уровня дна котлована. Репер не мешает дальнейшему развитию и производству земляных работ, так как он не имеет выступающих частей.

После окончания механизированных земляных работ головка репера вручную осторожно откапывается и подвергается новой нивелировке. Разность отметок двух его состояний и даст нам изменение высотного положения дна котлована, которое и должно быть введено в расчет осадок.

Окрашенный известью песок, заложенный в скважину, в любой момент земляных работ указывает нам положение репера в плане.

ОПОЛЗНИ И ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ.

Глава XXI

ОПОЛЗНЕВЫЕ РАСЧЕТЫ, КАК ОДИН ИЗ СУЩЕСТВЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ АНАЛИЗА

126. Назначение расчетов оползней. При разработке и назначении противооползневых мероприятий самым важным является установление природы (причины) данного оползневого проявления. Вместе с тем надежное раскрытие природы оползней оказывается нередко весьма сложным, ответственным и трудным делом. В силу этого, при анализе должны быть использованы все возможные и доступные по исполнению пути и в том числе, в первую очередь, как наиболее объективные, количественные методы. В этом смысле роль оползневых расчетов весьма важна и во многих случаях далеко недооценивается инженерами-геологами.

В этом случае расчет должен производиться применительно к двум расчетным схемам, соответствующим двум стадиям проявления процесса:

а) в условиях отсутствия воздействия предполагаемой причины, вызвавшей оползень («дооползневое состояние»);

б) при учете и наличии воздействия этой причины.

Допустим, что развитие оползня совпало по времени с закладкой на склоне глубокой выемки.

Назначаем для расчета две расчетные схемы.

1-я схема. Склон имеет конфигурацию, соответствующую его дооползневому состоянию при отсутствии заложенной впоследствии выемки.

2-я схема. Склон также имеет конфигурацию в соответствии с его дооползневым состоянием, но в данном случае учитывается наличие той выемки, которая рассматривается как основная причина развития оползня.

Для обеих схем выполняются поверочные оползневые расчеты и устанавливаются применительно к обеим схемам соответствующие им коэффициенты устойчивости: n_1 и n_2 .

Производим совокупный анализ этих показателей.

Мы можем при этом столкнуться со следующими случаями:

а) $n_1 > n_2$, причем $n_1 > 1,0$; $n_2 < 1,0$.

Такое соотношение будет подтверждать наше возможное предположение о выемке как главной причине оползневого проявления.

Совершенно понятно, что чем резче будут различаться по своей величине n_1 и n_2 и чем меньше единицы будет n_2 , тем более убедительным будет этот наш вывод:

б) $n_1 > n_2$, причем $n_1 > 1,0$; $n_2 > 1,0$.

Причину развития оползневой процесса надо искать в иных факторах, а не в закладке выемки. Этот вывод будет особенно оправдан тогда, когда n_2 по своей величине будет значительно превосходить единицу.

в) $n_2 > n_1$, причем $n_1 > 1,0$; $n_2 > 1,0$; закладка выемки способствовала повышению устойчивости откоса. Другими словами, местоположение выемки совпало с активной зоной.

Совершенно понятно, что, идя по этому пути, можно учесть возможное влияние самых разнообразных факторов.

Подчеркнем еще раз, что проверка положений диагноза о наиболее вероятной причине развития оползня расчетным путем (в том случае, когда расчет соответствует обстановке) дает особенно объективные и убедительные заключения. Совершенно также очевидно, что только путем расчета можно получить особенно надежные, убедительные и объективные показатели для оценки степени эффективности и целесообразности использования тех или иных противооползневых мероприятий и, в особенности, нового типа.

И уже само собой разумеется, что степень устойчивости склона никаким другим способом не может быть оценена лучше, объективней и убедительней, чем величиной коэффициента устойчивости, определяемого расчетом.

Таким образом, мы видим, что при наличии надлежащих методов расчета, способных с большим или меньшим приближением отразить реальную оползневую обстановку, оползневые расчеты могут оказаться исключительно полезными в противооползневой борьбе.

127. Требования, предъявляемые к методам расчетов оползней. Главнейшие из этих требований заключаются в следующих положениях. Расчет должен прежде всего в наиболее полной степени отражать реальную обстановку развития и проявления оползня. Вместе с тем расчет должен быть прост и убедителен. И, наконец, расчет должен быть достаточно точен, однако, без всякого преувеличения требований, определяемых реальной потребностью.

Значимость первого требования (об отражении реальной обстановки) очевидна.

Форма кривой поверхности скольжения (важнейший элемент оползневой расчеты) обуславливается рядом многочисленных природных факторов. Главнейшими из них являются: форма поверхности подстилающих коренных пород; характер напластования толщи, слагающей откос; различная сопротивляемость отдельных пластов толщи; гидрогеологическая обстановка (гидрофизические и гидродинамические факторы); и наконец, характер проявления процессов выветривания.

В силу этих обстоятельств, в подавляющем большинстве случаев поверхность скольжения не носит сколько-нибудь правильной цилиндрической формы даже в грубом приближении (рис. 136).

В течение своей многолетней деятельности в области инженерной геологии, имея дело с десятками оползневых проявлений, автор лишь один раз видел оползень, поверхность скольжения которого с некоторой натяжкой могла быть принята за круглоцилиндрическую.

В свете всех этих соображений становится очевидным, что для возможности эффективного использования расчетных методов в противооползневой практике инженерная геология должна располагать такими расчетными методами, которые позволяли бы выполнять оползневые расчеты для любой по форме и сложности кривой скольжения.

Кривая скольжения при этом должна устанавливаться не столько подбором (по минимуму коэффициента запаса), сколько сообразуясь с реальной геологической и гидрогеологической обстановкой. Установление формы этой кривой есть дело и обязанность геолога, а не инженера-строителя.

Не следует также забывать, что лишь в очень редких случаях оползневые склоны бывают сложены литологически однообразно. В громадном большинстве случаев, в особенности при достаточно высоких склонах (наиболее опасных), в толщу склона входят, по крайней мере, несколько отдельных разностей пород.

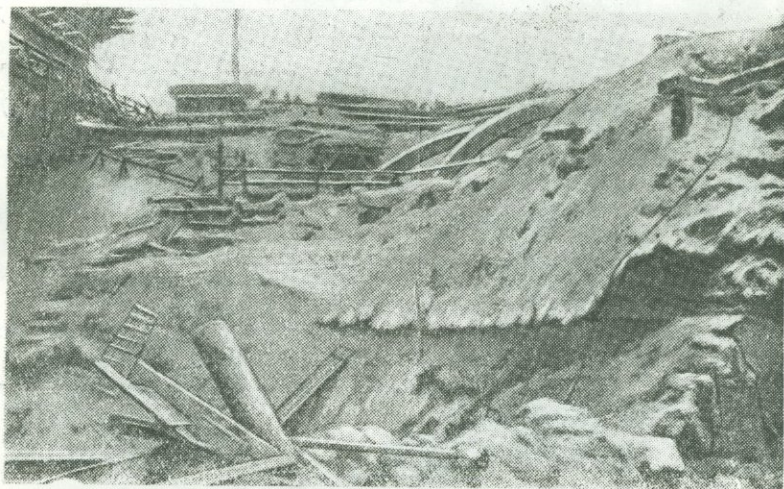


Рис. 136. Оползень с прямолинейным участком кривой скольжения по мягкому прослойке малой мощности.

Ясно, что эти породы могут и будут характеризоваться различными показателями.

Отсюда следует, что в этом случае метод оползневого расчета должен допускать возможность выполнения расчета формально, с использованием в нем для различных участков склона переменных значений φ , ψ и c .

Мало этого. Как показывает инженерно-геологический опыт, во многих случаях наиболее продуктивным оказывается проводить расчет с использованием показателей без расчленения общего сопротивления s_p на сопротивление трения (φ) и сцепления (c), т. е. используя коэффициент сопротивления сдвигу F_p и угол сопротивления сдвигу ψ_p .

Отсюда к методу оползневого расчета возникает новое требование о возможности его проведения с использованием показателей F_p и ψ_p .

При наличии оползневых проявлений мы всегда сталкиваемся с наличием на бровке трещин в той или иной степени развития (рис. 137):

Естественно, что этот фактор надо иметь в виду при выполнении оползневых расчетов, хотя бы с точки зрения оценки значимости этого фактора.

Как показывают данные опыта и анализа, вопросы гидродинамики в степени устойчивости склона играют существеннейшую роль. В силу этого обстоятельства оползневые расчетные методы вполне справедли-

во могли бы расцениваться как неполноценные, если бы они не допускали возможность учета гидродинамических сил.

Требование о необходимости достаточной простоты и убедительности оползневых расчетного метода диктуется следующими соображениями. Мы пропагандируем идею необходимости обогащения инженерно-геологических методов математическими. Всякая сложность расчетов в этом отношении является вредоносной. Сложность расчета, в то же время связанная с громоздкостью, неизбежно приводит к сокращению числа профилей и схем, подвергаемых расчету.

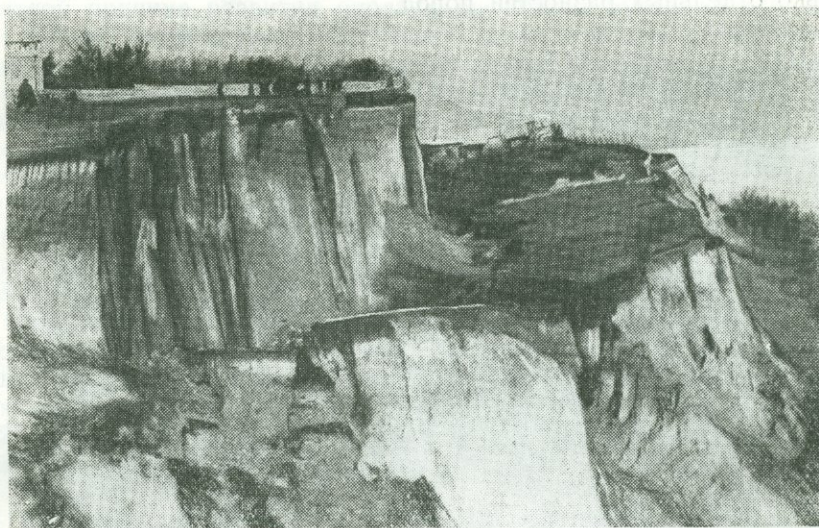


Рис. 137. Трещины разрыва при оползне.

Вместе с тем — весь успех оползневых расчетов базируется на многочисленных по существу дела «прикидках», выполняемых с достаточной, но отнюдь не чрезмерной точностью. Иначе говоря, упрощение расчетов дает возможность провести значительно большее число расчетов по данному склону, учитывая самые разнообразные факторы и свойства пород, что исключительно важно. Простой метод расчета всегда легко поддается контролю, чем в значительной мере уменьшается возможность ошибок, могущих привести к крайне нежелательным последствиям. Всякий расчет, связанный с многочисленными сложными вычислительными операциями, всегда теряет свою убедительность, в особенности в тех случаях, когда наши расчеты представляют собой лишь первое приближение к решению задачи. А мы должны признать, что именно в таком положении находятся оползневые расчеты.

При подобных условиях становится совершенно очевидной вся бесплодность стремления к повышению точности расчетов и использованию точных математических решений без увязки с реальной действительностью. Никак не следует забывать, что показатели сопротивления сдвигу могут устанавливаться в лабораториях пока еще лишь с достаточно большой погрешностью. Полевая же обстановка вносит в наши расчетные схемы новые коррективы. При этих условиях становится очевидным, что при оползневых расчетах должны использоваться наиболее простые и вместе с тем наиболее наглядные методы и решения. Неточ-

ность таких решений может полностью искупаться выполнением ряда расчетов, базирующихся на различных исходных положениях для оценки возможного влияния на степень устойчивости откоса различных факторов и условий, и с использованием грунтовых характеристик, наиболее близко и полно отражающих свойства реальных грунтов и условия их работы.

Таким образом, полноценный оползневой расчет должен удовлетворять следующим основным требованиям:

- а) расчет должен допускать возможность учитывать влияние трещин растяжения;
- б) расчет должен позволять оценивать степень устойчивости склона при любой по сложности и форме кривой скольжения;
- в) расчет не должен ставить ограничений в случае наличия в толще склонов пород с различными показателями;
- г) расчет должен допускать возможность своего проведения при наличии лишь, в качестве показателей сопротивления сдвигу, коэффициента сопротивления сдвигу F_p и угла сопротивления сдвигу ψ_p (при отсутствии φ и c);
- д) расчет должен позволять учитывать гидродинамический фактор;
- е) вместе с тем расчет должен быть прост, убедителен и достаточно точен.

В дальнейшем нашем изложении мы постараемся прежде всего оценить возможное влияние на степень устойчивости склона трещин растяжения. Затем мы предложим вниманию инженеров-геологов некоторые методы оползневых расчетов, разработанные автором этого труда и с его точки зрения имеющие некоторый интерес.

ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА НАИБОЛЕЕ ИЗВЕСТНЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТОВ ОПОЛЗНЕЙ

128. Учет возможного влияния трещин растяжения. Появление на бровке откоса трещин растяжения ведет одновременно к снижению сдвигающего момента и усилия за счет некоторого уменьшения объема, а следовательно, и веса оползневого клина, с другой стороны — к увеличению силового воздействия на откос за счет гидростатического давления почти неизбежной в трещинах воды и, наконец, к понижению величины общего сцепления за счет сокращения длины поверхности скольжения.

Как показывают специальные исследования, первые два фактора взаимно друг друга почти полностью компенсируют.

Учет фактора сокращения длины поверхности скольжения и связанного с ним уменьшения общего сопротивления сцеплению осуществляется следующим образом.

1. Допустим, что согласно лабораторным испытаниям для породы, слагающей склон, было найдено сцепление, равное $c_{\text{лаб}}$.

2. Допустим далее, что длина поверхности скольжения L (по рис. 138) ABC и $MRED$.

3. В этом случае полная величина сцепления ΣC , действующая по всей длине поверхности скольжения (плоская задача) без учета влияния трещин

$$\Sigma C = c_{\text{лаб}} L. \quad (147)$$

Благодаря наличию трещин, общая величина сцепления уменьшается до $\Sigma C_{\text{тр}}$, причем

$$\Sigma C_{\text{тр}} = c_{\text{лаб}} L, \quad (148)$$

где L представляет собой длину поверхности скольжения от основания откоса до пересечения с линией трещин. По рис. 138 L будет измеряться соответственно длиной дуг AC и MRE .

4. Введем в наш расчет некоторое фиктивное значение c , способное отобразить влияние сокращения длины поверхности скольжения, т. е. влияние трещин, без изменения длины поверхности скольжения, иначе говоря, оставив в расчете попрежнему полную длину поверхности L .

В этом случае мы можем написать:

$$cL = c_{\text{лаб}} L_{\text{тр}}, \quad (149)$$

или

$$c = c_{\text{лаб}} \frac{L_{\text{тр}}}{L}, \quad (150)$$

где c — сцепление, исправленное на влияние трещин.

Определив таким образом величину исправленного на трещины сцепления c , далее расчет ведут обычным образом, при полной длине L поверхности скольжения.

Таким образом, для определения c — необходимо установить $L_{тр}$, прочие данные известны из условий задачи. $L_{тр}$ определяется, исходя из глубины самих трещин H_c и их места расположения.

Максимально возможная глубина трещины H_c соответствует способности данного грунта держать вертикальный откос лишь до некоторой определенной высоты.

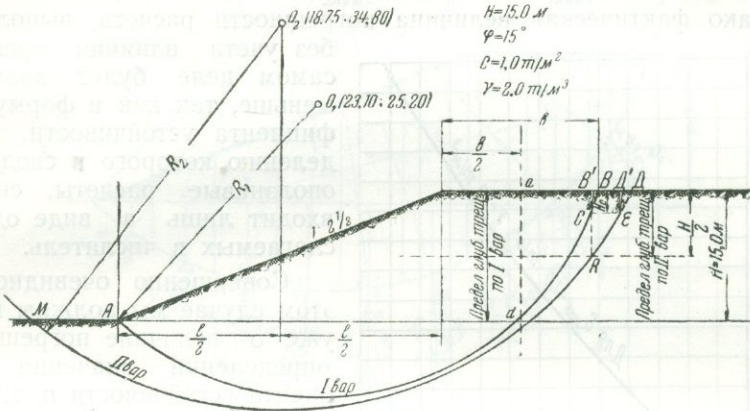


Рис. 138. Метод учета роли трещин на бровке откоса.

На рис. 139 приводится значение предельной глубины трещины H_c' в виде функции от угла внутреннего трения φ при $c_{лаб} = 1,0 \text{ т/м}^2$ и $\gamma = 1,0 \text{ т/м}^3$. При других значениях $c_{лаб}$ и γ величина H_c' , определяемая рис. 139, должна пропорционально изменяться:

$$H_c = H_c' \cdot \frac{c_{лаб}}{\gamma} \quad (151)$$

Пример. Найдём предельную глубину трещины при $\varphi = 15^\circ$, $c_{лаб} = 1,0 \text{ т/м}^2$ и $\gamma = 2,0 \text{ т/м}^3$.

По рис. 139 для $\varphi = 15^\circ$ значение $H_c' = 5,22 \text{ м}$.

Следовательно, по (151) $H_c = 5,22 \cdot \frac{1,0}{2,0} = 2,61 \text{ м}$.

Интересно отметить, что нарастание предельной глубины трещины лишь в очень малой степени зависит от угла трения φ и растет прямо пропорционально с увеличением сцепления $c_{лаб}$.

Местоположение трещин в большинстве случаев определяется из условия положения точек C и E на соответствующих кривых скольжения на глубине H_c от поверхности (рис. 139).

Согласно принятому примеру $H_c = 2,61 \text{ м}$.

Тогда по 1-му варианту кривой поверхности скольжения согласно рис. 139, $L = AB = 69,15 \text{ м}$, $L_{тр} = AC = 66,15 \text{ м}$. По формуле (150)

$$c = c_{лаб} = \frac{L_{тр}}{L} = 1,0 \cdot \frac{66,15}{69,15} = 0,956 \text{ т/м}^2$$

или

$$\frac{c}{c_{лаб}} = 0,956, \text{ или } 95,6\%$$

Таким образом, для данного примера учет влияния трещины приводит к необходимости уменьшения значения сцепления $c_{\text{лаб}}$ на $\Delta c_1 = 4,4\%$.

Иначе говоря, при неучете влияния трещин мы делаем ошибку в определении величины общего сцепления, действующего по всей поверхности скольжения по 1-му варианту, на 4,4%.

По 2-му варианту кривой поверхности скольжения отмеченная выше ошибка составляла бы в данном случае уже $\Delta c_2 = 3,6\%$.

Для практически возможного предельного случая согласно исследованию автора $\Delta c_{1\text{макс}} = 26\%$ и $\Delta c_{2\text{макс}} = 11\%$.

Однако фактическая величина погрешности расчета, выполненного

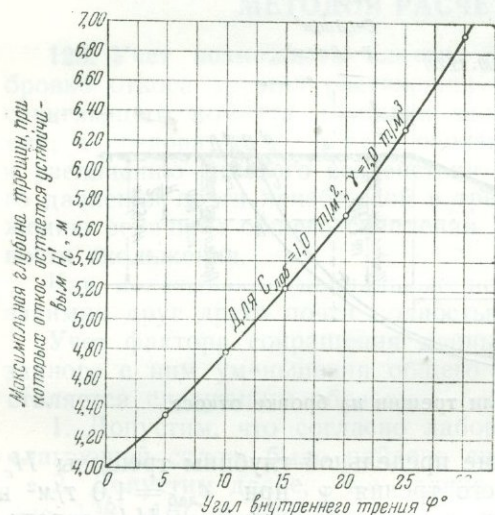


Рис. 139. Зависимость максимальной глубины трещины от угла внутреннего трения $Hc' = f(\varphi)$.

Однако все же, учитывая наши предельные исходные условия, мы можем вполне оправданно сделать вывод, что при невысоком значении сцепления ($c = 2,0 \text{ т/м}^2$ и ниже) поправка на трещины не имеет практического значения и что неучет влияния трещин в этом случае ведет лишь к самым незначительным погрешностям в расчете.

129. «Метод горизонтальных сил». В свое время, в период строительства ряда сооружений в 1929—1934, автором настоящего труда был разработан и предложен для оползневых расчетов «метод горизонтальных сил» (рис. 140). Метод этот был вызван к жизни реальной необходимостью разработки какого-либо метода оползневого расчета, способного отразить реальные формы оползневых проявлений. Благодаря часто наблюдаемому наличию в толще пород хорошо выраженных и выдержанных прослоев мягких пластичных глин с низким сопротивлением сдвигу, оползни носят нередко довольно своеобразный характер. Кривая скольжения в своей верхней части на коротком участке имеет весьма крутой характер и затем переходит в почти горизонтальную, хорошо развитую по длине, прямую, совпадающую с залегаемим того или иного пластичного прослойка.

Понятно, что при этих условиях выполнение оползневых расчетов по одному из обычных методов с использованием круглоцилиндриче-

без учета влияния трещин, на самом деле будет значительно меньше, так как в формуле коэффициента устойчивости, к определению которого и сводятся все оползневые расчеты, сцепление входит лишь в виде одного из слагаемых в числитель.

Совершенно очевидно, что в этом случае мы должны говорить уже о величине погрешности в определении значения коэффициента устойчивости n , т. е. о величине Δn .

Поверочным расчетом для рассматриваемого примера найдены величины $\Delta n = 1\%$ и $\Delta n_{\text{макс}} = 3\%$.

Совершенно понятно, что приведенные выше Δn и $\Delta c_{\text{макс}}$ соответствуют лишь некоторому определенному частному случаю.

ской поверхности скольжения оказывается недопустимым. Вместе с тем, грунт обладает нередко определенной связностью и сцеплением и характеризуется отсутствием линейной зависимости сопротивления сдвигу от нагрузки.

По самой своей идее метод горизонтальных сил и был призван удовлетворять в расчете все эти условия.

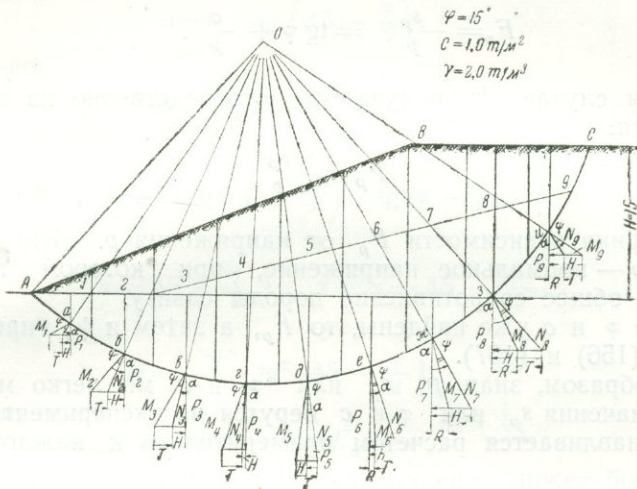


Рис. 140. Расчет по методу „горизонтальных сил“. Способ Маслова-Берера.

Несмотря на некоторые свои недостатки «метод горизонтальных сил» получил в гидротехнической практике широкое использование и сослужил большую службу.

Сущность этого метода заключается в графическом или аналитическом определении активного давления земли в пределах того или иного блока как на подпорную стенку с вертикальным задним ребром и с поверхностью скольжения, наклонной к горизонту под углом α . Трение при этом по этой грани не учитывалось ($\delta = 0$).

Основными формулами этого метода являются:

$$H = P \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (152)$$

$$R = P \operatorname{tg} (\alpha - \psi_p), \quad (153)$$

$$T = H - R = P [\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} (\alpha - \psi_p)], \quad (154)$$

$$n = \frac{\sum T}{\sum \pm H} \quad (155)$$

Здесь: α — во всех случаях наклон поверхности скольжения к горизонту ($\pm \alpha$ знак функций угла α определяется в соответствии с тригонометрическими правилами; H — давление на воображаемую стенку при отсутствии в грунте трения и сцепления; ψ_p — угол сопротивления сдвигу при напряжении p (см. дальше); P — вес расчетного блока, T — часть общего давления на воображаемую стенку, воспринимаемая трением и сцеплением в грунте; R — непогашенная часть давления (активное давление).

В зависимости от знака угла α (направление падения кривой скольжения) давление H также может быть двухзначно.

Мы отмечали уже выше, что угол сопротивления сдвигу определяется так:

$$\psi_p = \text{arctg } F_p, \quad (156)$$

где F_p — коэффициент сопротивления сдвигу.
В свою очередь

$$F_p = \frac{s_p}{p} = \text{tg } \varphi + \frac{c}{p}. \quad (157)$$

В общем случае F_p получается непосредственно из опыта путем установления:

$$F_p = \frac{s_p}{p}$$

или из графика зависимости F_p от напряжения p .

Здесь: p — нормальное напряжение, при котором производится сдвиг; s_p — общее сопротивление породы сдвигу.

Если же φ и c уже найдены, то F_p , а затем и ψ_p определяются по формулам (156) и (157).

Таким образом, зная p , s_p или φ и c мы легко можем найти F_p и ψ_p . Значения s_p или φ и c берутся из эксперимента. Напряжение p устанавливается расчетом применительно к каждому частному случаю.

Напряжение p может устанавливаться применительно к двум вариантам:

1-й вариант «классический».

2-й вариант по «гидростатическому принципу» (см. далее).

По 1-му варианту:

$$p_1 = \gamma_w \cdot h \cdot \cos^2 \alpha, \quad (158)$$

где γ_w — объемный вес породы; h — средняя высота расчетного блока; α — угол наклона поверхности скольжения для данного блока к горизонту.

По 2-му варианту:

$$p_2 = \gamma_w h. \quad (159)$$

Обращаемся к рис. 141, схеме «а». Здесь N — реакция веса P на поверхности скольжения при $\psi_p = 0$ и, следовательно, при $\varphi = 0$; Q — также реакция, но при наличии в грунте по поверхности скольжения трения и сцепления, предопределяемых углами сопротивления сдвигу ψ_p или трения φ . Прочие обозначения прежние.

Очевидно, что Q наклонено к нормали к поверхности скольжения под углом ψ_p . Из построения рис. 141 ясно, что при $\psi_p = \alpha$ блок никакого давления на нижележащий блок не оказывает, и при $\alpha < \psi_p$ блок имеет некоторый запас сопротивления на сдвиг. Для контроля и для примера установим величину R для блока с углом $\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2}$. Примем $c = 0$ и, следовательно, $\psi_p = \varphi$.

По изложенному выше принципу в данном случае R должно равняться активному давлению на подпорную стенку E_a , т. е.

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (160)$$

Обращаемся к схеме «б» рис. 141. По формуле (153)

$$R = P \operatorname{tg}(\alpha - \varphi).$$

Здесь

$$P = \frac{ah}{2} \cdot \gamma.$$

Вместе с тем

$$a = h \cdot \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Следовательно,

$$P = \frac{h^2}{2} \gamma \cdot \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

Отсюда

$$R = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \operatorname{tg}(\alpha - \varphi). \quad (161)$$

Понятно, что:

$$\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2}; \quad \alpha - \varphi = 45 - \frac{\varphi}{2}$$

и окончательно

$$R = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (162)$$

т. е. действительно

$$R = E_a.$$

Сам расчет по «методу горизонтальных сил» может быть выполнен аналитически по приведенным выше формулам (152) и (153) и графически, исходя из принципа построения рис. 141.

Основой графического построения является для каждого блока:

- нанесение вертикальной линии действия веса;
- нанесение нормали N к поверхности скольжения;
- отложение в масштабе сил веса P ;
- проведение через конец силы P горизонтальной линии, по которой измеряются силы H , T и R ;
- проведение линии M_i под углом ψ_p к нормали N .

В данном случае (откос падает влево) угол откладывается влево от нормали для всех блоков.

Угол откладывается всегда в одну сторону от нормали.

Интересующихся более детальным описанием метода отсылаем к книге автора «Инженерная геология», 1941.

«Метод горизонтальных сил» пригоден для любой формы поверхности скольжения. Для наглядности приводится пример (см. рис. 141 и табл. 28).

Согласно выполненному построению и расчету определились:

$$\Sigma T = 585,0 \text{ т}; \quad \Sigma \pm H = 430,0 \text{ т} \quad \text{и} \quad n = \frac{585,0}{430,0} = 1,36.$$

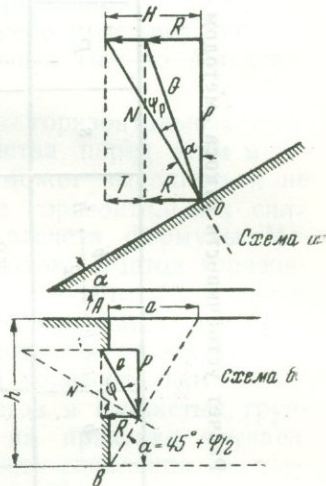


Рис. 141. Принцип «метода горизонтальных сил».

Таблица 28

Расчет устойчивости откоса „методом горизонтальных сил Маслова-Берера“

$H = 15,0 \text{ м}$
 Откос $1 : 2\frac{1}{2}$
 $\varphi = 15^\circ$
 $c = 1,0 \text{ т/м}^2$
 $\gamma_w = 2,0 \text{ т/м}^3$

№ бло- ков	Высота блоков, h	a	b	$a+b$	$\frac{a+b}{2} \cdot h$	s	P	γ_w	$\rho \text{ кг/см}^2$	F_p	ψ_p	α	$\text{tg } \alpha$	H	T
1	6,2	7,2	—	—	$\frac{7,2}{2} \cdot 6,2$	22,3	44,6	2,0	0,583	0,440	$23^\circ 45'$	$-33^\circ 50'$	-0,672	25,0	44,0
2	6,2	12,3	7,2	19,5	$\frac{19,5}{2} \cdot 6,2$	60,8	121,6	2,0	1,802	0,323	$17^\circ 55'$	$-23^\circ 20'$	-0,432	50,0	55,0
3	6,2	16,2	12,3	28,5	$\frac{28,5}{2} \cdot 6,2$	88,7	177,4	2,0	2,776	0,304	$16^\circ 55'$	$-12^\circ 00'$	-0,213	40,0	60,0
4	6,2	19,2	16,2	35,4	$\frac{35,4}{2} \cdot 6,2$	109,7	219,4	2,0	3,516	0,296	$16^\circ 30'$	$-1^\circ 50'$	-0,033	10,0	65,0
5	6,2	20,7	19,2	39,9	$\frac{39,2}{2} \cdot 6,2$	123,4	246,8	2,0	4,013	0,293	$16^\circ 20'$	$8^\circ 00'$	0,141	40,0	70,0
6	6,6	21,0	20,7	41,7	$\frac{41,7}{2} \cdot 6,6$	137,6	274,6	2,0	3,997	0,293	$16^\circ 20'$	$18^\circ 20'$	0,332	95,0	80,0
7	5,9	21,0	17,7	38,7	$\frac{38,7}{2} \cdot 5,9$	114,5	229,8	2,0	3,333	0,298	$16^\circ 35'$	$29^\circ 30'$	0,566	135,0	75,0
8	6,2	17,7	12,0	29,7	$\frac{29,7}{2} \cdot 6,2$	92,4	184,8	2,0	2,208	0,313	$17^\circ 15'$	$41^\circ 30'$	0,885	170,0	80,0
9	6,5	12,0	—	—	$\frac{12,0}{2} \cdot 6,5$	39,0	78,0	0	0,584	0,440	$23^\circ 45'$	$55^\circ 00'$	1,428	115,0	60,0

$$\Sigma P = 1586,2 \text{ т}; \quad \Sigma \pm H = 430 \text{ т}; \quad \Sigma T = 585 \text{ т}; \quad n = \frac{585}{430} = 1,36.$$

Примечание. Размерность принята в метрах и тоннах.

Произведем оценку «метода горизонтальных сил» применительно к выдвинутым нами выше положениям:

- а) учет влияния трещин выполняется обычным образом;
- б) расчет может быть выполнен применительно к любой форме поверхности скольжения;
- в) никаких ограничений для смены по откосу φ , c и γ нет;
- г) обеспечивается полная возможность расчета при нелинейности s_p как функции от p (при F_p).

Гидродинамика учитывается по принципу метода взвешивания (см. далее). Расчет носит поверочный характер. Другими словами, должна быть принята та или иная поверхность скольжения, для которой и выполняется поверочный расчет.

Расчет прост и убедителен. Точность его достаточна.

Положение поверхности скольжения устанавливается из условия геологического строения толщи (характер напластования). Крутая ветвь кривой скольжения в порядке первого приближения определяется

положением прямой, проведенной под углом $\left(45^\circ - \frac{\psi_p}{2}\right)$ к вертикали, опущенной из бровки откоса до пересечения с нижней ветвью кривой скольжения. Дальнейшее уточнение — построение устойчивого откоса методом F_p — см. далее.

Отметим, что «метод горизонтальных сил», самостоятельно разработанный автором работы, имеет достаточно много общего с методом Берера. Вместе с тем, в нем есть ряд принципиальных отличий от метода Берера. В силу этого мы позволили себе присвоить описанному методу наименование «метод горизонтальных сил по Маслову-Береру».

Отметим главнейшие расхождения «метода горизонтальных сил» с методом Берера и его относительные достоинства перед этим методом. Расчет по «методу горизонтальных сил» может выполняться не только графически, но и аналитически. «Метод горизонтальных сил» включает в себя все необходимые для такого расчета формулы. Метод же Берера является чисто графическим методом. «Метод горизонтальных сил» допускает учет сцепления грунта, который осуществляется в достаточной мере просто и изящно путем ввода в расчет угла сопротивления сдвигу породы, предложенного в свое время автором настоящего труда. Таким образом, «метод горизонтальных сил» может быть использован для оползневых расчетов в глинистых грунтах, т. е. для наиболее часто встречающихся на практике случаев. Вместе с тем, метод Берера в своем чистом виде сцепления не учитывает. Степень устойчивости склона по методу Берера устанавливается до некоторой степени примитивно. В этом случае считается, что устойчивость склона будет обеспечена, если сумма горизонтальных удерживающих сил $\Sigma R_{\text{удер}}$ будет на 20% больше суммы сдвигающих сил $\Sigma R_{\text{сдв}}$ и т. п. Вместе с тем в описываемом методе коэффициент запаса n по формуле (155) определяет собой величину отношения пассивных и активных сил, воздействующих на откос, и в силу этого имеет вполне строгий смысл.

Наряду с достоинствами, «метод горизонтальных сил» (а равным образом и метод Берера) не свободен от недостатков.

Главнейшими недостатками этого метода являлись:

а) недоучет сил трения и сцепления по боковым раздельным поверхностям отдельных блоков. (Отметим, однако, что неучет этих сил идет в запас прочности);

б) недостаточно удачный выбор для всех случаев горизонтальной оси, как оси проекции сил H , T и R .

Однако отметим снова, что наряду с этими недостатками «метод горизонтальных сил», в отличие от общепринятых методов, обладает большими преимуществами, так как он дает возможность оценивать устойчивость склона применительно к любой поверхности скольжения, определяемой формой напластования грунтов и их свойствами.

130. «Метод проекций». «Метод проекций» возник, как некоторый вариант разработки автором «метода горизонтальных сил». Сущность этого метода заключается в следующем:

В качестве критерия степени устойчивости попрежнему будет коэффициент запаса

$$n = \frac{\Sigma T}{\Sigma \pm H}, \quad (163)$$

где H — проекция сдвигающего усилия на некоторую ось (при φ и $\psi_p = 0$); T — проекция сил сопротивления сдвигу на ту же ось.

Таким образом, в данном случае мы идем по линии одного из критериев равновесия статики $\Sigma X = 0$.

Очевидно, что в этом случае мы также пренебрегаем сопротивлением трения по боковым поверхностям расчетных блоков (в запас прочности).

В качестве оси проекции принимаем в соответствии с предложением П. П. Лаупмана наиболее вероятное направление скольжения оползневого тела.

При круглоцилиндрической поверхности скольжения это направление, а следовательно, и ось проекции совпадают с хордой дуги скольжения.

Обратимся к рис. 142. Все приведенные схемы I, II и III соответствуют различным положениям оси проекции относительно горизонта. Это положение определяется величиной и знаком углов α и β .

При определении знаков углов α и β руководствуемся обычными тригонометрическими правилами (та или иная четверть).

Графический путь определения H и T явствует из чертежей рис. 143 и не требует дополнительных пояснений. Отметим только, что угол ψ_p при данном расположении откоса во всех случаях откладывается влево от нормальной составляющей N и что во всех случаях данный метод является поверочным, т. е., иначе говоря, мы, как и в общепринятых методах, должны задаться некоторой поверхностью сколь-

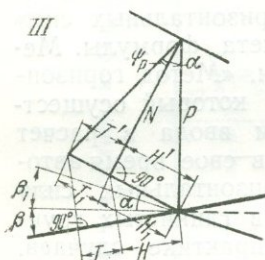
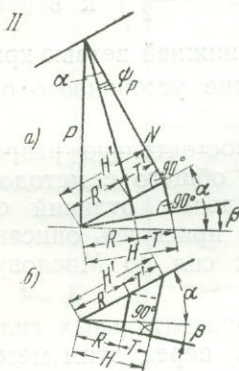
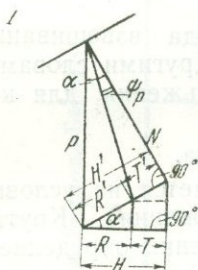


Рис. 142. Принцип «метода проекций».

жения и в дальнейшем для данной поверхности устанавливаем коэффициент запаса.

Однако данный метод, как и «метод горизонтальных сил», допускает любую форму кривой скольжения.

Это обстоятельство является достаточно важным.

Дадим общее решение по методу проекции.

Сдвигающее усилие H определяется из выражения:

$$H = P \sin \alpha \cdot \cos(\alpha \pm \beta). \quad (164)$$

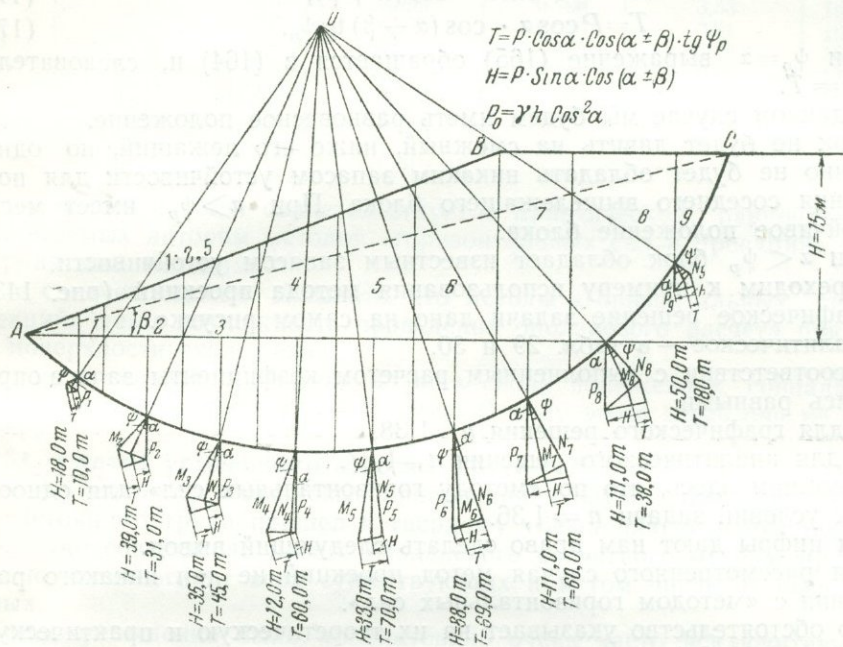


Рис. 143. „Метод проекций“.

Часть сдвигающего усилия, воспринимаемого трением и сцеплением по выражению:

$$T = P \cos \alpha \cdot \cos(\alpha \pm \beta) \operatorname{tg} \psi_p \quad (165)$$

и коэффициент запаса устойчивости попержнему

$$n = \frac{\sum T}{\sum \pm H}. \quad (166)$$

Для I варианта ось проекции горизонтальна; α — в I четверти; угол $\beta = 0$ (см. рис. 142) и, подставляя значение $\beta = 0$ в выражения (164) и (165) будем иметь:

$$H = P \sin \alpha \cdot \cos \alpha, \quad (167)$$

$$T = P \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{tg} \psi_p. \quad (168)$$

Для II варианта, случай (а): углы α и β — в I четверти. Из выражений (164) и (165) и рис. 142 имеем:

$$H = P \sin \alpha \cdot \cos(\alpha \pm \beta), \quad (169)$$

$$T = P \cos \alpha \cdot \cos(\alpha - \beta) \operatorname{tg} \psi_p. \quad (170)$$

Случай (б): угол α — в I четверти,
 β — в IV четверти.

По тем же выражениям и рисунку имеем:

$$H = P \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + \beta), \quad (171)$$

$$T = P \cos \alpha \cdot \cos(\alpha + \beta) \operatorname{tg} \psi_p. \quad (172)$$

Для III варианта: угол α во II четверти; угол β — в III четверти.

По тем же выражениям и тому же рисунку имеем:

$$H = -P \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + \beta), \quad (173)$$

$$T = P \cos \alpha \cdot \cos(\alpha + \beta) \operatorname{tg} \psi_p. \quad (174)$$

При $\psi_p = \alpha$ выражение (165) обращается в (164) и, следовательно: $H = T$.

В данном случае мы будем иметь равновесное положение.

Блок не будет давить на смежный, ниже его лежащий, но одновременно не будет обладать никаким запасом устойчивости для поддержания соседнего вышележащего блока. При $\alpha > \psi_p$ имеет место неустойчивое положение блока.

При $\alpha < \psi_p$ блок обладает известным запасом устойчивости.

Переходим к примеру использования метода проекций (рис. 143).

Графическое решение задачи дано на самом рисунке.

Аналитическое — в табл. 29 и 30.

В соответствии с выполненным расчетом коэффициенты запаса определились равными:

а) для графического решения $n = 1,38$,

б) для аналитического решения $n = 1,37$.

Напомним здесь, что по «методу горизонтальных сил» для однообразных условий задачи $n = 1,36$.

Эти цифры дают нам право сделать следующий вывод.

Для рассмотренного случая метод проекций не дал никакого расхождения с «методом горизонтальных сил».

Это обстоятельство указывает на их теоретическую и практическую равноценность. Оба эти метода для рассмотренного примера, применительно к случаю круглоцилиндрической поверхности скольжения дали практически одинаковые результаты с прочими известными методами.

Таблица 29

«Метод проекций»

$$T = P \cdot \cos \alpha \cdot \cos(\alpha \pm \beta) \cdot \operatorname{tg} \psi_p, \quad H = P \cdot \sin \alpha \cdot \cos(\alpha \pm \beta), \quad p_0 = \gamma h \cos^2 \alpha.$$

$$\varphi = 15^\circ, \quad c = 1,0 \text{ м/м}^2, \quad \gamma_w = 2,0 \text{ м/м}^3$$

№ блок-ков	α°	β°	$(\alpha \pm \beta)$	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\frac{\cos}{(\alpha \pm \beta)}$	P	ψ_p	$\operatorname{tg} \psi_p$	T	H
1	—33°50'	15	48°50'	0,56	0,83	0,66	44,6	20°00'	0,42	10,20	—18,80
2	—23°20'	15	38°20'	0,40	0,92	0,78	121,6	17°50'	0,32	27,60	—38,00
3	—12°00'	15	27°00'	0,21	0,98	0,89	177,4	17°00'	0,31	48,60	—32,10
4	—1°50'	15	16°50'	0,03	0,99	0,96	219,4	16°30'	0,30	63,00	—6,30
5	8°00'	15	7°00'	0,14	0,99	0,99	246,8	16°00'	0,29	70,40	—34,22
6	18°20'	15	3°20'	0,31	0,95	0,99	274,6	16°20'	0,29	74,30	88,90
7	29°30'	15	14°30'	0,49	0,87	0,97	229,0	17°00'	0,31	60,00	110,00
8	41°30'	15	26°30'	0,66	0,75	0,89	184,8	18°00'	0,32	39,40	108,00
9	55°00'	15	40°00'	0,82	0,57	0,77	78,0	24°00'	0,45	15,40	49,80

$$\Sigma - H = 92,92$$

$$\Sigma + H = 390,80$$

$$\Sigma \pm H = 297,88$$

$$n = \frac{407,10}{297,88} = 1,37;$$

$$\Sigma T = 407,10$$

№ бло-ков	h	γw	$\cos \alpha$	$\cos^2 \alpha$	$p_0 = \frac{\gamma h \cos^2 \alpha}{\kappa g / \text{с.м}^2}$	ψ_p
1	4,95	2,0	0,831	0,691	0,68	20°00'
2	10,35	2,0	0,919	0,845	1,76	17°50'
3	14,40	2,0	0,978	0,957	2,76	17°00'
4	17,70	2,0	0,999	0,998	3,53	16°30'
5	19,95	2,0	0,990	0,980	3,91	16°00'
6	21,0	2,0	0,949	0,899	3,78	16°20'
7	19,65	2,0	0,870	0,757	2,97	17°00'
8	15,15	2,0	0,749	0,561	1,70	18°00'
9	8,85	2,0	0,574	0,330	0,59	24°00'

Это обстоятельство свидетельствует о практической равноценности предлагаемых автором методов «горизонтальных сил и проекций» с общепринятыми методами.

Не следует, однако, забывать, что методы «горизонтальных сил и проекций» дают возможность проведения оползневой расчета при любой поверхности скольжения.

Оценка «метода проекций» во всех своих положениях совпадает с оценкой «метода горизонтальных сил». В силу этого здесь она не приводится.

131. «Метод устойчивого откоса». (Метод F_p). Наблюдая в течение почти двадцати лет оползневые проявления и изучая этот вопрос, автор настоящего труда пришел к твердому убеждению о необходимости разработки совершенно нового оползневой расчетного метода, принципиально отличного от всех существующих и в том числе от вышеописанных.

Такое убеждение было продиктовано очень часто исключительным расхождением расчетных выводов с фактическими, с одной стороны, и крайней желательностью избежать необходимости выполнения длинных поверочных расчетов, с другой стороны (расчеты по различным поверхностям скольжения), с целью нахождения наиболее невыгодной кривой скольжения.

Оползни по круглоцилиндрическим поверхностям исключительно редки в природе. Откосы обычно многослоисты. При таких условиях эти расхождения вполне понятны. Отметим кстати, что расчетные методы тем дальше отходят от действительности, чем с более плотными глинами мы встречаемся в откосе.

Под влиянием всех этих факторов автор на основе наблюдения за природой явления разработал новый метод оползневой расчета, названный им «методом устойчивого откоса» или кратко «методом F_p ».

Практически этот метод был впервые использован при проектировании откосов деривационного канала. (Гидроэнергопроект, 1944 г.).

Метод F_p является до некоторой степени методом инженерно-геологического предвидения. Некоторые из положений, которые будут выдвигаться, трудно в настоящее время надежно защищать или как-нибудь убедительно обосновать, настолько они, как это будет видно из дальнейшего, отличаются от общепринятых.

Вместе с тем отмечу, что эти положения почерпнуты из очень внимательного наблюдения природы и в известной степени проанализированы в лабораторной обстановке.

Сам же метод неоднократно уже проверен в действительных реальных условиях и дал, в конце концов, настолько обнадеживающие результаты, что я считаю себя вправе остановиться на его детальном описании.

Обращаемся к схеме I рис. 144.

Имеем откос в несвязном грунте ($c=0$).

Мы знаем, что: при $\alpha = \varphi$ имеется равновесное положение. При $\alpha > \varphi$ откос неустойчив и при $\alpha < \varphi$ откос устойчив с некоторым запасом. Величина коэффициента запаса для откоса определяется из выражения:

$$n = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha}. \quad (175)$$

Таким образом, для несвязного грунта мы можем прямо, без излишних трудностей, построить устойчивый откос с любым запасом устойчивости.

Обращаемся к схеме II этого же рисунка. Имеем связный, например, глинистый грунт ($c \neq 0$). Рассмотрим условие устойчивости некоторого объема грунта весом Q , лежащего на откосе.

Нормальная составляющая веса $P = Q \cos \alpha$.

Сдвигающая: $T = Q \cdot \sin \alpha$.

Соппротивление сдвигу объема грунта s_p :

$$s_p = P \cdot F_p = P \operatorname{tg} \psi_p.$$

При равновесии $s_p = T$

или

Тогда

$$Q \sin \alpha = Q \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \psi_p.$$

$$\frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} \operatorname{tg} \psi_p \text{ и } \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \psi_p$$

и наконец,

$$\boxed{\alpha = \psi_p}. \quad (176)$$

Вывод исключительной важности.

Из него следует, что для данной точки по откосу угол устойчивого откоса для связного грунта равняется углу сопротивления сдвигу породы.

Ясно также, что для некоторой точки по откосу коэффициент запаса определится из

$$n = \frac{\operatorname{tg} \psi_p}{\operatorname{tg} \alpha}. \quad (177)$$

Нам уже известно, что коэффициент сопротивления сдвигу F_p , а следовательно, и угол сопротивления сдвигу ψ_p меняются от нагрузки (см. *a*, *b* и *v* схемы II рис. 144).

Отсюда ясно, что угол $\alpha = \psi_p$ принципиально должен изменяться по откосу. Причем очевидно, что:

а) при очень высоком откосе угол α в его нижней части будет стремиться к углу φ ;

б) с приближением к поверхности угол α должен постепенно становиться все круче и круче;

в) на поверхности угол $\alpha = 90^\circ$, так как при $p = 0$ угол $\psi_p = 90^\circ$.

Совершенно очевидно, что если кривая откоса будет совпадать с кривой $\alpha = \psi_p$, то откос будет устойчивым (см. III схему этого же рисунка) с коэффициентом запаса, равным единице.

При более крутом заложении откоса, хотя бы в одной точке наступает обрушение откоса.

Поэтому всякий откос, лежащий по схеме III влево от кривой устойчивого откоса, будет неустойчив. Отсюда становится ясной вся нелогичность принципа используемых оползневых расчетов и в том числе метода Терцаги.

Из изложенного ниже явствует способ использования метода F_p .

1-я операция. Для каждого из слоев, слагающих толщ откоса, устанавливается величина угла ψ_p .

Напомним, что угол $\psi_p = \arctg \psi_p$, и берется либо непосредственно из рисунков (см. рис. схемы II), либо вычисляется по формулам:

$$F_p = \operatorname{tg} \psi_p = \frac{s}{p};$$

$$s_p = p \operatorname{tg} \varphi + c;$$

$$F_p = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{p};$$

$$\psi_p = \arctg F_p.$$

Угол ψ_p определяется для ряда глубин h_1, h_2 и т. д.

Ясно, что при определении ψ_p для некоторого горизонта должны использоваться данные лабораторного исследования применительно к каждому из пластов, слагающих откос.

2-я операция. По формуле 175 устанавливаем

$$\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{\operatorname{tg} \psi_p}{n} \quad (178)$$

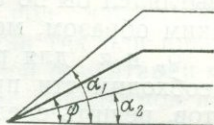
и угол α_n — применительно к требуемому коэффициенту запаса n .

3-я операция. Начиная снизу (схема IV), строим откос $\alpha = \psi_p$ для равновесного положения или по углам α_n , при коэффициенте запаса n . Этим все заканчивается.

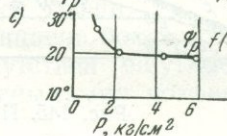
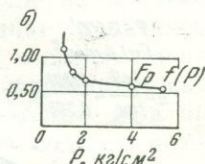
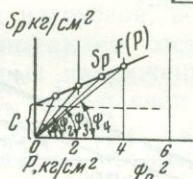
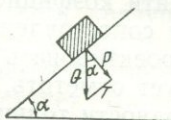
На рис. 145 выполнено построение устойчивого откоса $\alpha = \psi_p$ для уже неоднократно использованного нами примера откоса.

Как видим, фактический откос лежит левее линии устойчивого откоса. Следовательно, он неустойчив. Коэффициент запаса n для наиболее опасной точки $z_5 = H$ будет $n = \frac{\operatorname{tg} \psi_p}{\operatorname{tg} \alpha} = 0,76$. Это подтверждает, что

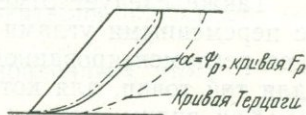
I $c=0$



II $c \neq 0$



III- $c \neq 0$



IV $c \neq 0$

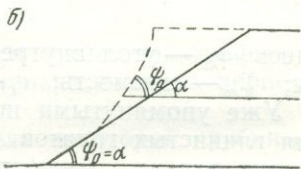
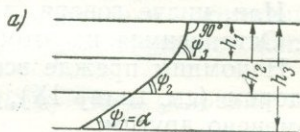


Рис. 144. Принцип метода F_p по Маслову.

точка $z_5 = H$ является наиболее опасной, так как ψ_p в самой пониженной точке откоса имеет минимальное значение. Откос же имеет постоянное заложение по всей высоте.

В этом случае устойчивый откос при коэффициенте $n=1,0$ (равновесие) выглядел бы по b схемы IV.

Таким образом, метод F_p дает возможность, если установлены значения ψ_p и α для различных точек по глубине откоса, очень просто, без необходимости проведения каких-либо поверочных и подборочных расчетов, решить следующие две основные задачи:

- 1) найти коэффициент запаса устойчивости для существующего откоса путем сопоставления имеющихся углов α с углами ψ_p и
- 2) спроектировать устойчивый откос с любым коэффициентом запаса.

Следует отметить, что способ этот не имеет никаких ограничений по неоднородности толщи.

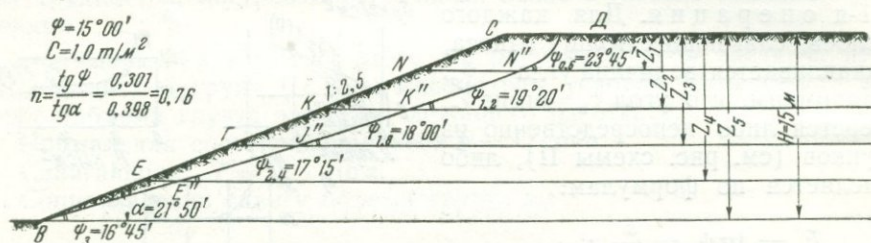


Рис. 145. Построение откоса методом F_p .

Также следует отметить, что коэффициент запаса для такого откоса с переменными углами ψ_p и отсутствием строго выдержанной и заранее регламентированной зависимости α от ψ_p будет справедлив лишь для той точки, для которой он определен.

Как видим, метод F_p исключительно прост в своем использовании. Возникает лишь вопрос, как найти для каждой из точек h_i значение ψ_p .

Или, иначе говоря, для какого напряжения p следует определять ψ_p . Остановимся на этом принципиальном вопросе подробнее.

Напомним прежде всего, что согласно исследованиям, выполненным автором (см. главу IX), уравнение Кулона $s_p = p \operatorname{tg} \varphi + c$ должно быть заменено другим:

$$s_{pw} = p \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c. \quad (179)$$

Здесь: φ_w — угол внутреннего трения, зависящий от влажности породы; Σ_w — связность; c_c — структурное сцепление.

Уже упомянутыми исследованиями было также установлено, что для глинистых грунтов $\varphi_w = 0$. Иначе говоря, коэффициент внутреннего трения для них равен нулю.

В этом случае выражение (179) переписывается в

$$s_p = \Sigma_w + c_c. \quad (180)$$

Далее, как мы знаем, сопротивление сдвигу глинистого грунта зависит прямо не от нагрузки, а от плотности породы. Вместе с тем, та или иная плотность достигается лишь при совокупности воздействия всех главных напряжений (для плоской задачи p_1 и p_2) и определяется величиной их суммы (гидромодуль Герсеванова). Отсюда следует вывод, что сопротивляемость изотропного грунта воздействию приложенных к нему сил определяется также суммой главных напряжений и не зависит от ориентации образца. С целью проверки этого вывода авто-

ром были проведены специальные опыты, полностью подтвердившие это положение. Опыты эти заключались в изучении сжимаемости, величины коэффициента бокового давления и сопротивляемости сдвигу образцов, вырезанных из большого монолита. Монолит этот был заготовлен из грунтовой массы и обжат в условиях предотвращенной возможности бокового расширения в большом прессе под нагрузкой 2,0 и 4,0 кг/см² в течение 4 месяцев. Далее, по истечении тех или иных сроков образцы подвергались испытанию при различной ориентации образцов в приборе. Из этих опытов следует, что сжатие породы под нагрузкой, а следовательно, и уплотнение ее действительно не зависят от ориентации образца. При предотвращенной возможности разуплотнения породы за счет дополнительного увлажнения образцов при их хранении (они были тщательно запарафинированы) сжимаемость породы при нагрузке обжатия (4,0 кг/см²) практически отсутствует. Из этого следует, что при уплотнении породы под нагрузкой, исходя из мягкопластичной ее консистенции (условие опыта), ее состояние практически соответствует воздействию двух главных напряжений взаимно равных, т. е. $p_1 = p_2 = 4,0 \text{ кг/см}^2$ в условиях наблюдения гидростатического принципа. Такое же условие может найти свое выражение и в природных условиях при образовании пластов породы из водного осадка уплотнением его под весом перекрывающей толщи.

Вместе с тем, при испытании на коэффициент бокового давления с нагрузкой ниже нагрузки обжатия и отсутствии ощутимой разницы при различной ориентации образцов, величины самих коэффициентов оказываются различными.

Обращаясь, наконец, к (180), мы можем заключить, что сопротивление сдвигу породы не должно зависеть от ориентации площадки (от угла α).

Вместе с тем, всегда считалось строго установленным, что:

$$p_n = q \cos^2 \alpha. \quad (181)$$

И, наконец, в соответствии с изложенным выше, примем, как аксиому, последнее положение, что напряженное состояние в оползающем откосе подчиняется гидростатическому закону распределения напряжений.

В самом деле, из теории упругости мы знаем, что в условиях плоской задачи:

$$p_1 + p_2 = p_x + p_z, \quad (182)$$

т. е. что сумма главных напряжений равняется сумме нормальных напряжений, действующих по любым, но обязательно взаимно перпендикулярным площадкам.

Примем также, что природная нагрузка для некоторой глубины z определяется из выражения

$$p_z \cdot n_p = \gamma \cdot h_z. \quad (183)$$

Это положение является вполне логичным. Возникает вопрос, что принять за p_x .

Допустим, что

$$p_x = \xi p_z. \quad (184)$$

Здесь ξ — коэффициент бокового давления.

Тогда:

$$p_{\text{расч}} = \frac{p_1 + p_2}{2} = \frac{p_z + \xi p_z}{2} = \frac{p_z(1 + \xi)}{2}, \quad (185)$$

так как сопротивление сдвигу зависит от плотности породы, а плотность предопределяется полусуммой главных напряжений.

При возникновении в основании сооружения под нагрузкой областей разрушения (пластические области) мы сталкиваемся в этих зонах с законом гидростатического распределения напряжений, т. е. здесь

$$\xi = 1,0 \text{ и } p_1 = p_2.$$

Кажется вполне логичным принять этот вывод и применительно к откосу, находящемуся в оползающем состоянии и сложенному из по-

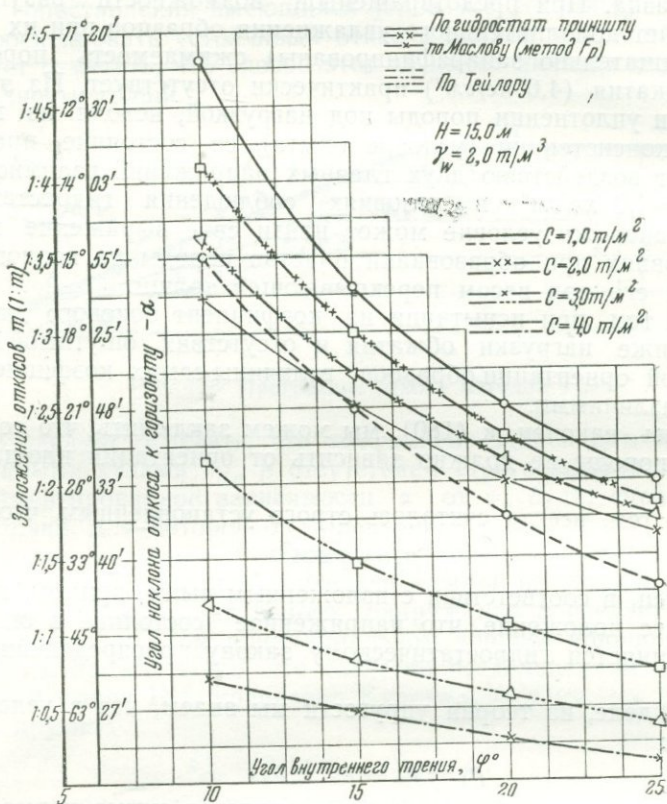


Рис. 146. Сопоставление результатов расчета откоса по методу F_p и по обычным приемам (Тэйлор).

род, образовавшихся из водных осадков с уплотнением их под весом перекрывающей толщи.

Тогда:

и

$$p_1 = p_2; p_z = p_x$$

$$p_{\text{расч}} = \frac{p_1 + p_2}{2} = \frac{p_z + p_x}{2} = p_{\text{зпр}} \quad (186)$$

Согласно этим опытам мы приходим к выводу, что напряжение для любой точки по глубине откоса h_i должно определяться по выражению

$$p_{\text{расч}} = p_{\text{зпр}} = \gamma \cdot h_i \quad (187)$$

Это $p_{\text{зпр}}$ и должно быть использовано при нахождении ψ_p и α .

Понятно, что при погружении откоса в воду (затопление) P_z определяется, исходя из веса взвешенного водой столба грунта.

Таким образом, все предпосылки для использования метода на практике установлены.

Возникает лишь основной вопрос, насколько они отвечают реальной обстановке и природе.

Посмотрим прежде всего, какое место занимает по своим результатам метод F_p в сопоставлении с уже разработанными методами.

Согласно рис. 145 коэффициент запаса для принятого откоса 1 : 2 $\frac{1}{2}$ и $\varphi = 15^\circ$ определяется величиной $n = 0,76$.

Вместе с тем, в условиях нашего примера согласно расчетам по другим методам минимальное значение $n = 1,0$ и даже $n = 1,36$.

Таким образом, метод F_p для данного примера оказался строже других методов.

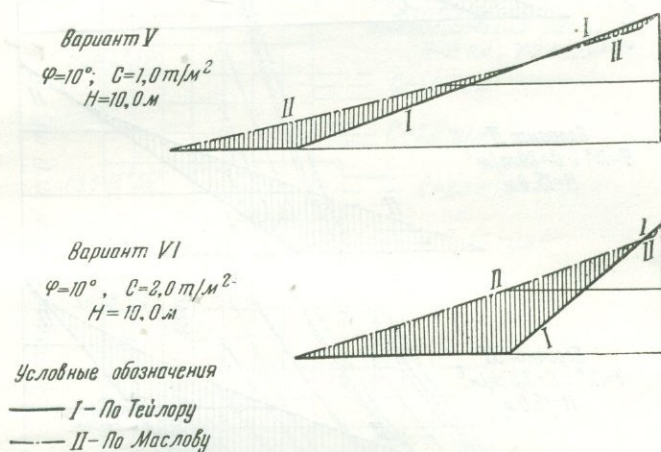


Рис. 147. Сопоставление расчетных откосов по методу F_p и по обычным приемам. Откос высотой $H = 10,0 \text{ м}$.

На рис. 146 для сопоставления нанесены углы устойчивых откосов α , определенные методом F_p при $n = 1,0$, исходя из принципа гидростатического и геостатического ($\xi \neq 1,0$) распределения напряжений для различных грунтов с различными φ и c .

Анализ этих материалов позволяет сделать следующие два важных вывода:

- 1) с уменьшением c разница в результатах расчетов сглаживается и
- 2) использование в расчетах рекомендованного автором гидростатического распределения напряжений приводит к более осторожным решениям: откосы получаются более пологими.

Некоторые из выполненных многочисленных поверочных и сравнительных результатов этих расчетов нанесены в графической форме на рис. 147 и 148.

Анализ всех этих материалов приводит к выводу, что метод Тэйлора, синтезирующий все наиболее современные методы, дает значительно более крутые откосы, чем метод F_p (рис. 146).

Однако в ряде случаев метод Тэйлора дает мало правдоподобные результаты. При $H = 15 \text{ м}$, $\varphi = 25^\circ$ и $c = 3,0 \text{ т/м}^2$ по Тэйлору угол $\alpha = 67^\circ 45'$. Для того же откоса при $\varphi = 25^\circ$ и $c = 4,0 \text{ т/м}^2$ — $\alpha = 81^\circ$, т. е. для грунта средней плотности пятнадцатиметровый откос держится почти вертикально.

Метод F_p для этого же случая дает откос $\alpha = 30^\circ$, т. е. с заложением близким к 1 : 1,5. Этот откос для глаза инженера кажется гораздо более приемлемым.

Мы рассмотрели один из возможных примеров.

В целях доказательства преимуществ метода обратимся к материалам Г. С. Золотарева, любезно предоставившего их в распоряжение автора (рис. 150—154).

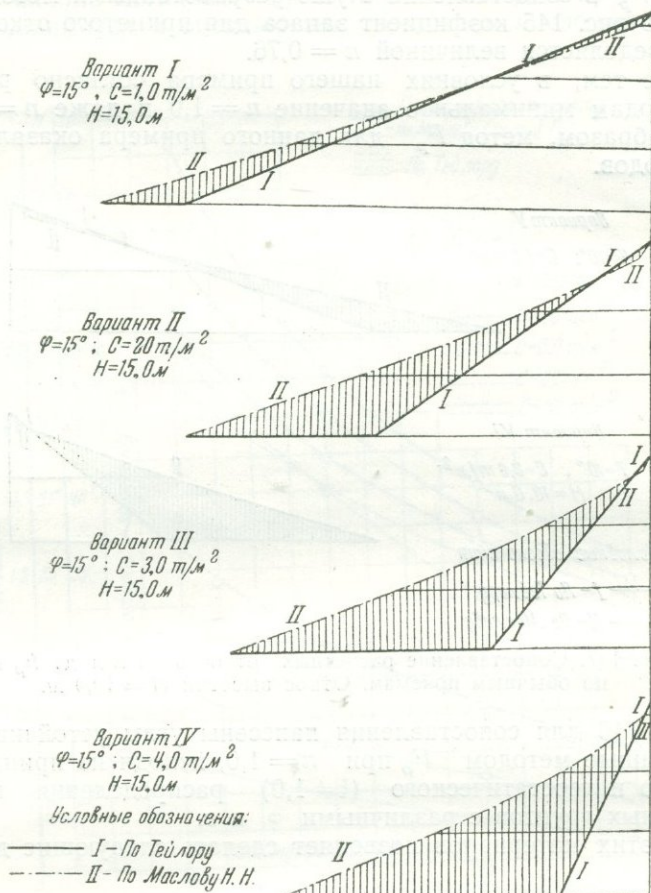


Рис. 148. Сопоставление расчетных откосов по методу F_p и по обычным приемам. Откос высотой $H = 15,0 \text{ м}$.

Г. С. Золотарев произвел натурное обследование на Волге 48 оползневых косогоров. Были засняты профили, взяты монолиты и выполнены необходимые лабораторные испытания для определения φ и c .

Затем методами Терцаги и Тэйлора был определен коэффициент запаса для этих поперечников. По самой своей сущности коэффициент запаса в данном случае должен был бы быть равным единице ($n = 1,0$). Однако расчеты никак не привели к этим результатам.

По Тэйлору коэффициент запаса определился для этих оползающих откосов весьма значительными величинами ($n = 2 - 5,0$). Большие коэффициенты запаса получились при определении их и по Терцаги. На рис. 150—154 нанесены кривые скольжения, для которых Г. С. Золо-

тарев устанавливал по Терцаги коэффициенты запаса. Там же надписаны значения этих коэффициентов.

Анализ этих материалов позволяет сделать вывод, что во всех случаях методы Тэйлора и Терцаги дали результаты, резко расходящиеся с реальной действительностью.

По этим расчетам явно оползневые участки должны быть признаны вполне устойчивыми с хорошим еще запасом.

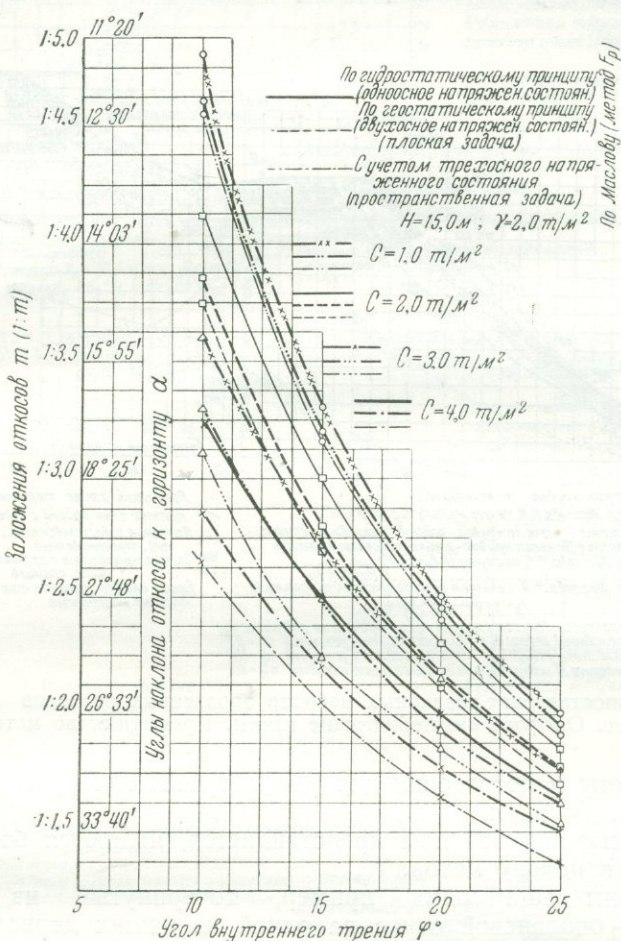


Рис. 149. Влияние одно-, двух- и трехосного напряженного состояния грунта на результат расчета устойчивости откоса.

На этих же рис. 150—154 нанесены кривые устойчивых откосов, определенные по методу F_p , но исходя из геостатического закона распределения напряжений и закона $\cos^2 \alpha$ при определении напряжения p для установления ψ_p . Кривые эти легли значительно левее и круче, чем фактические откосы.

Тем самым 48 случаев говорят нам о том, что применительно к данному расчету законы геостатики приводят к ложным результатам, расходящимся далеко с реальной действительностью.

Здесь же на всех графиках нанесены кривые устойчивых откосов, построенные применительно к рекомендуемому автором закону определения напряжений: $p_z \text{ расч} = \gamma \cdot h$.

За исключением одного из 48 случаев (где метод также дает лучшие результаты) метод F_p дает хорошее совпадение расчетных и фактических откосов. Любопытно отметить, что в этом исключительном случае фактический откос оказался еще более пологим, чем это следовало из метода F_p . В некоторых случаях совпадение получается почти полное.

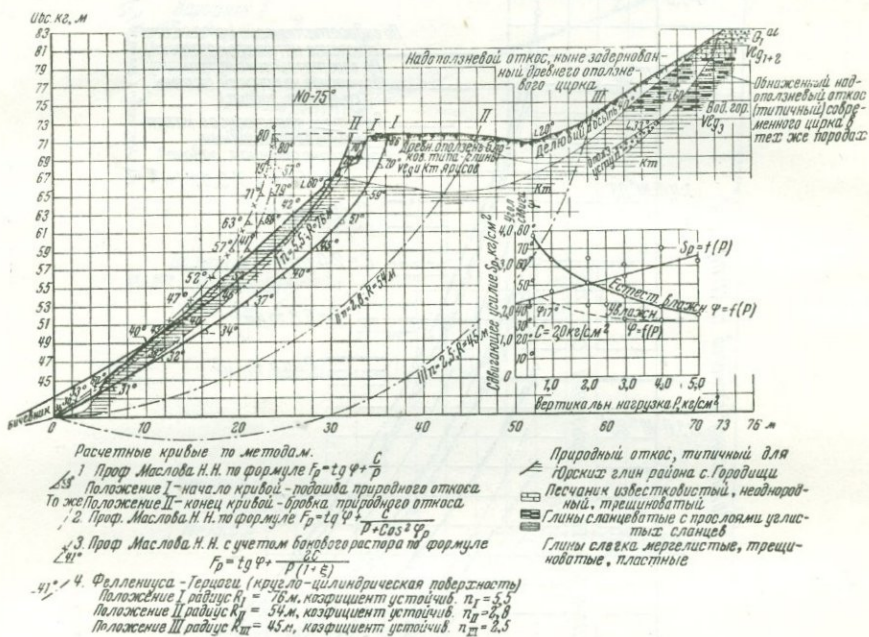


Рис. 150. Сопоставление различных методов оползневых расчетов на реальном примере. Оксфорд-киммериджские глины. Преимущество метода F_p .

Все расчеты и построения для рассматриваемых примеров выполнены Г. С. Золотаревым.

Результаты, как это нам представляется, являются более чем убедительными в пользу метода F_p .

Рассмотрим еще один пример, почерпнутый из материалов Мосгидэпа — оползневой откос на одной из наших дач. Лабораторными испытаниями были найдены $\varphi = 26^\circ 30'$ и $c = 0,35 \text{ кг/см}^2$.

Применительно к этим характеристикам методом F_p построена кривая устойчивого откоса. Как это видно из чертежа, совпадение расчетного откоса с фактическим поистине замечательное.

Таким образом, устанавливалось, что существующий откос находится в состоянии предельного равновесия. Отсюда следовало ожидать, что при всяком укрупнении откоса искусственным порядком получится развитие на откосе оползневых явлений.

Следует отметить, что применительно к этим расчетам автор отнесся критически к предположению подкопа откоса. Однако подкоп, базируясь на расчетах по методу Терцаги, был выполнен. Немедленно произошел оползень. Поверхность скольжения близка к кривой устойчивого откоса по методу F_p .

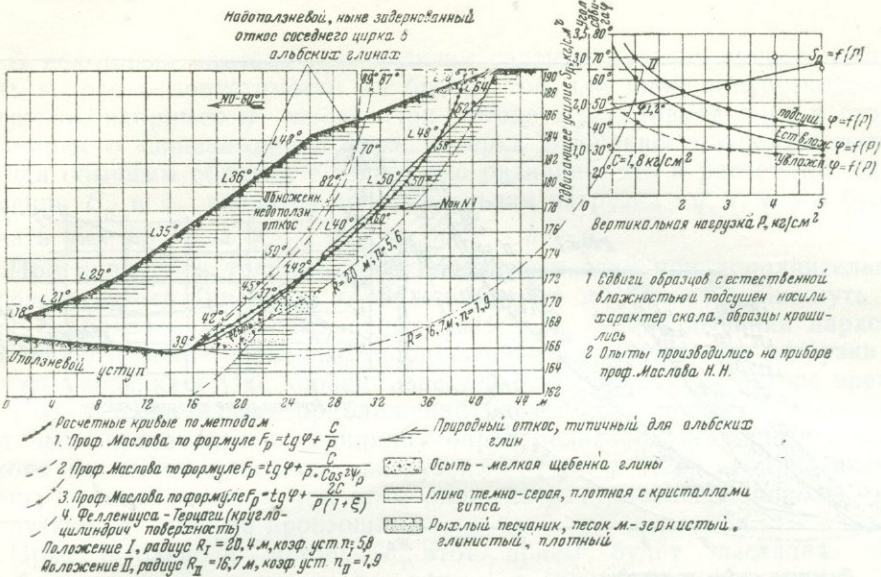


Рис. 151. Сопоставление различных методов оползневых расчетов на реальном примере. Альбские глины. Прекрасная сходимость по методу F_p с реальным откосом.



Условные обозначения:
 Расчетные кривые по методу

1. Проф. Маслова Н. Н. по Ф-ле $F_p = \frac{C}{r} + \frac{C}{r}$
 2. Проф. Маслова Н. Н. по Ф-ле $F_p = \frac{C}{r} + \frac{C}{r}$
 3. Проф. Маслова Н. Н. по Ф-ле $F_p = \frac{C}{r} + \frac{C}{r}$
- Фелленюса - Терцаги (крупноцилиндрич. поверхность) Положение I, радиус 16 м, коэф. уст $\mu = 5,6$
 Положение II, радиус 12 м, коэф. уст $\mu = 7,4$
- Природный откос, типичный для неокмских глин в нагорном поясе
- Глина почти черная, жирная, слоистая
 - Песчаник конгломератовидный, трещиноватый
 - Глина т-серая, плотная с прослоями углистых сланцев и кремнистых глин

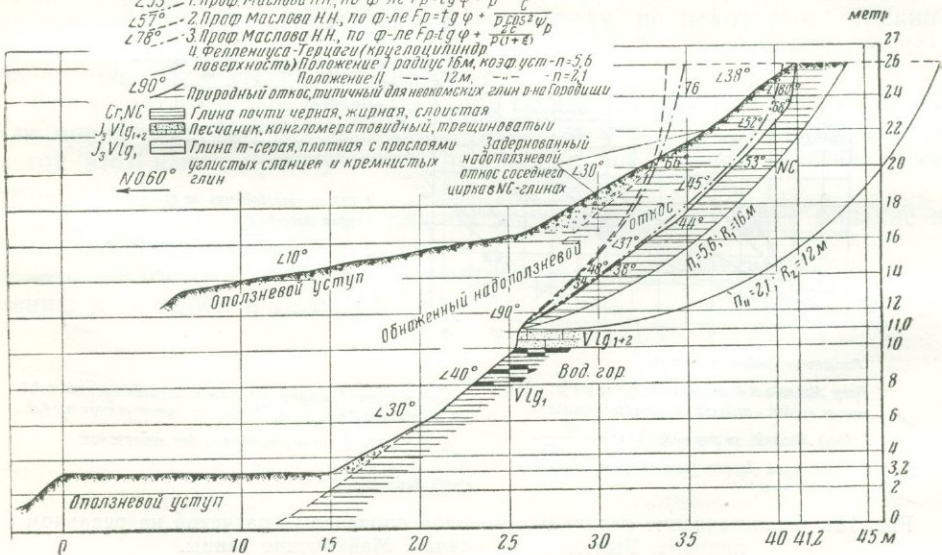
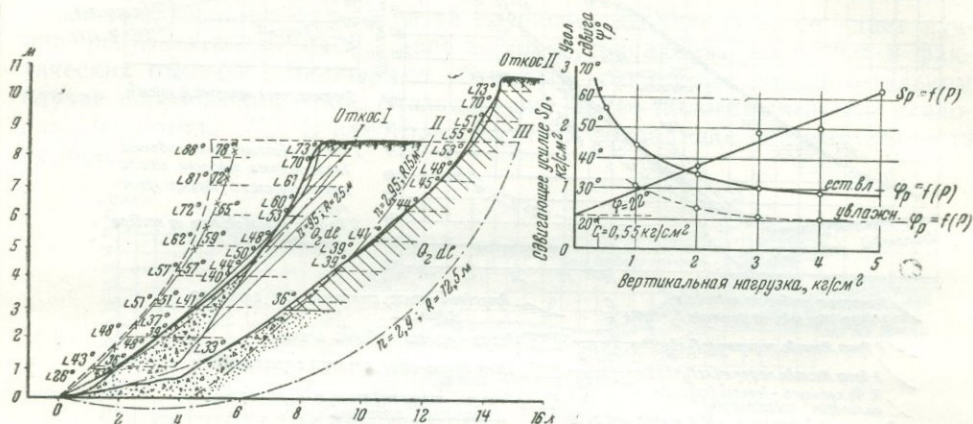


Рис. 152. Сопоставление различных методов оползневых расчетов на реальном примере. Неокмские глины. Большая сходимость по методу F_p с реальным откосом.



Расчетные кривые по методу:

1. Проф. Маслова Н.Н. по формуле $F_p = \frac{C}{\rho} \cdot \frac{1}{\sin \varphi} + \frac{C}{\rho}$
конец кривой - бровка природного откоса

2. Проф. Маслова Н.Н. по формуле $F_p = \frac{C}{\rho \cos^2 \varphi} + \frac{C}{\rho}$

3. Проф. Маслова Н.Н. по формуле $F_p = \frac{C}{\rho(1+\epsilon)} + \frac{C}{\rho}$

Фелленгуса - Терцаги (кругло-цилиндрическая поверхность)

Положение I, радиус $R_I = 25,0$ м, коэффициент устойчив. $\pi = 2,95$

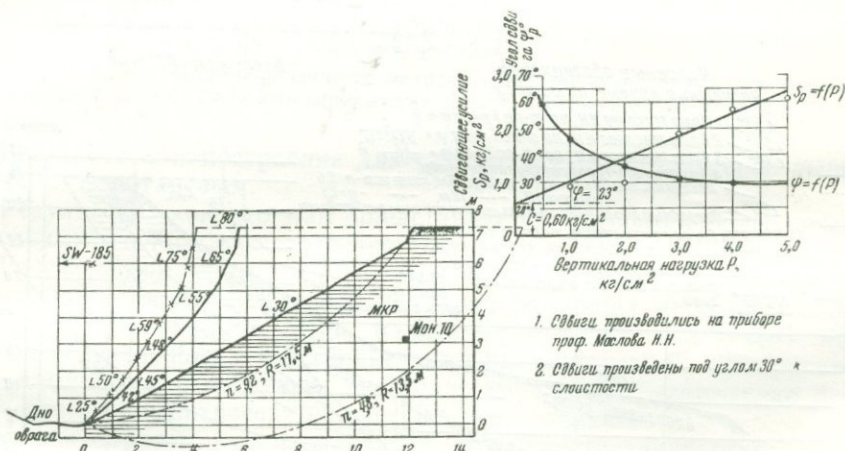
Положение II, радиус $R_{II} = 15,0$ м, коэффициент устойчив. $\pi = 2,95$

Положение III, радиус $R_{III} = 12,5$ м, коэффициент устойчив. $\pi = 2,90$

Природный откос типичный для делювиальных суглинков района Сталинграда

- Осыпь песчано-глинистая
- Суглинки желто-бурые, пылеватые, комковатые
- Пески плотные, мичеткинской свиты

Рис. 153. Сопоставление различных методов оползневых расчетов на реальном примере. Делювиальные суглинки. Прекрасная сходимость метода F_p .



Расчетные кривые по методу:

1. Проф. Маслова Н.Н. по формуле $F_p = \frac{C}{\rho} \cdot \frac{1}{\sin \varphi} + \frac{C}{\rho}$
начало кривой - подшва природного откоса

2. Проф. Маслова по формуле $F_p = \frac{C}{\rho(1+\epsilon)} + \frac{C}{\rho}$

3. Фелленгуса - Терцаги (кругло-цилиндрическая поверхность)

Положение I радиуса $R_I = 17,5$ м, коэффициент устойчив. $\pi = 2,2$

Положение II радиуса $R_{II} = 13,5$ м, коэффициент устойчив. $\pi = 4,8$

Природный откос, типичный для майкопских глин

Майкопские глины

Рис. 154. Сопоставление различных методов оползневых расчетов на реальном примере. Выпадающий случай. Майкопские глины.

В некоторых случаях при наличии связных грунтов может возникнуть вопрос о допустимости на бровке той или иной полубесконечной нагрузки, например q кг/см². При методе F_p , оставляя пока в стороне вопрос о «запаздывании фаз», проверка устойчивости откосов выполняется обычным образом с той только разницей, что в расчет при определении F_p и ψ_p вводится дополнительная нагрузка q , т. е. мы будем искать уже не ψ_p , а ψ_{p+q} при $p_{\text{рас}} = \gamma \cdot h + q$.

При наличии в толще откоса пластичных глин при дополнительной нагрузке откоса (насыпью, сооружением и т. д.) может возникнуть вопрос о проявлении «запаздывания фаз», т. е. о запаздывании нарастания сопротивления сдвигу s_p по сравнению с приложением нагрузки q . И здесь возникает уже хорошо известный нам вопрос о факторе времени (s_{pT}). Для первых приближений расчет устойчивости откоса может быть произведен по принципу определения сдвигающих усилий, исходя из наличия системы нагрузок — $(p+q)$, но сопротивление сдвигу устанавливается при этом лишь по p (уплотнение породы под нагрузкой q еще не произошло).

Применительно к методу F_p этот прием будет выглядеть так. Для начального момента $s_p = p \operatorname{tg} \varphi + c$ (попрежнему).

$$F_{p \text{ нач}} = \frac{s_p}{p+q} = \frac{p}{p+q} \cdot \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{p+q}. \quad (188)$$

Необходимо отметить, что в свое время, несколько позже автора, А. С. Строгановым совершенно самостоятельно был разработан некий графоаналитический метод, по своим основным предпосылкам достаточно близкий методу F_p . Однако развитие этого метода у А. С. Строганова пошло по совершенно иному не оправданному, с точки зрения автора, пути. Отсюда и несоответствие результатов расчетов с фактами и наблюдениями.

В последнее время получил известность чисто теоретический метод расчета откосов по принципу предельного равновесия, разработанный проф. Соколовским. Следует отметить работу проф. С. С. Галушкевича и инж. В. С. Христофорова с интерпретацией метода Соколовского в некий графоаналитический прием, сильно упрощающий выполнение расчета. Результаты расчета по этому методу, по некоторым прикидкам автора, близки к его методу F_p , но метод F_p представляется нам более простым в своем использовании.

Некоторые выводы из метода F_p . Мы разобрали более или менее подробно разработанный автором метод F_p . Как мы видим, метод этот имеет преимущества перед другими известными нам уже методами.

И главное его преимущество: он дает неизмеримо более близкие к реальной действительности решения.

Это обстоятельство позволяет автору рекомендовать метод F_p вниманию инженеров и геологов.

УЧЕТ В РАСЧЕТАХ ОПОЛЗНЕЙ ГИДРОДИНАМИЧЕСКОГО ФАКТОРА

132. Метод взвешивания. Насколько это известно автору настоящей работы, принцип учета гидродинамического воздействия на основание чапорных сооружений посредством учета взвешенного воздействия воды в советской печати впервые изложен инж. Н. С. Моргуновым (1935 г.).

Применительно к оползневым расчетам этот принцип был впервые применен проф. Анисимовым.

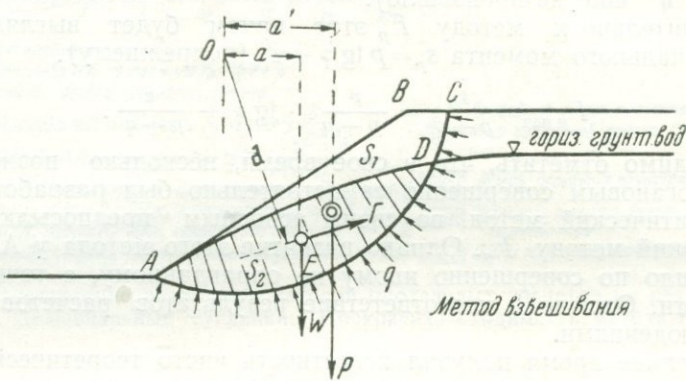


Рис. 155. Гидродинамический фактор. Метод взвешивания.

В трактовке автора настоящей работы метод взвешивания для учета воздействия на откос гидродинамических сил может быть изложен вкратце следующим образом.

Допустим, что на откос ABC (рис. 155) воздействует подземный поток с кривой депрессией AD . Допустим далее, что дуга круга $AEDC$ с центром O представляет собой наиболее невыгодную кривую скольжения.

Водяное тело $AEDA$ в условиях установившегося режима находится в равновесии под воздействием совокупности сил:

- а) вертикальной нагрузки веса водяного клина W ;
- б) реакция грунта G , равная гидродинамической силе, воздействующей на откос, но обратно ей направленная;
- в) реакция воды, лежащей ниже кривой скольжения на водяное тело Σq .

Согласно изложенному выше:

$$W = s_2 \Delta_0, \quad (189)$$

где s_2 — часть оползневого тела, лежащая ниже кривой депрессии, т. е. площадь водяного тела $AEDA$;

Δ_0 — попрежнему, удельный вес $= 1,0 \text{ т/м}^3$.

Составим уравнение моментов сил, действующих на водяное тело, относительно точки O .

Σq действует нормально к кривой скольжения, т. е. по радиусу. Следовательно, момент их относительно O равен нулю.

Далее

$$W \cdot a' = \Gamma \cdot d, \quad (190)$$

т. е. момент гидродинамики $M_{гд} = \Gamma \cdot d$ равен моменту веса водяного тела $W \cdot a'$.

Следовательно:

$$n_{гд} = \frac{M_{сопр}}{M_{акт}} = \frac{M_{сопр}}{M_{акт \text{ вес}} + M_{гд}} \quad (191)$$

$$n_{гд} = \frac{\Sigma N_b \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot R + c \cdot L \cdot R}{(s_1 + s_2) \cdot \gamma_w \cdot a - s_2 \Delta_0 \cdot a' + s_2 \Delta_0 a'}, \quad (192)$$

где: ΣN_b — сумма нормальных сил веса оползневого тела с учетом взвешивания водой; член $(s_1 + s_2) \cdot \gamma_w$ — вес оползневого тела без учета взвешивания;

$s_2 \Delta_0$ — взвешивающая сила воды за счет погружения под воду тела $AEDA$ с площадью s_2 ;

$s_2 \Delta_0 a$ — момент гидродинамических сил;

a — плечо действия веса всего оползневого клина;

a' — то же для части клина ниже кривой депрессии.

Или иначе

$$n_{гд} = \frac{[\Sigma N_b \operatorname{tg} \varphi + c L] \cdot R}{(s_1 + s_2) \cdot \gamma_w \cdot a}. \quad (193)$$

Анализируя выражение (193), мы в полном соответствии с выводом Н. И. Анисимова приходим к заключению, что условие равновесия склона и коэффициент его устойчивости с учетом воздействия гидродинамических сил должны определяться обычным образом, исходя из следующих двух основных положений:

а) при определении сдвигающего момента (вращающего) в расчет должен вводиться полный вес оползневого тела без учета сил взвешивания (знаменатель формулы 193);

б) при установлении момента пассивных сил (момента сопротивления), наоборот, нормальные силы должны определяться исходя из веса оползневого тела с облегчением его за счет взвешивания (числитель формулы 193).

Отсюда следует, что с точки зрения ухудшений степени устойчивости склона гораздо опасней повышение уровня грунтовых вод, чем снижение кривой депрессии.

Дренажное же откоса имеет значение, главным образом, с точки зрения повышения ΣN_b и сил трения, чем за счет осушения самой породы.

133. Метод фиктивного угла трения. В соответствии с выражением Кулона общее сопротивление сдвигу S_p оползневого тела с весом P по горизонтальной поверхности скольжения может быть представлено в виде:

$$S_p = P \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot l. \quad (194)$$

Здесь: cl — общее сцепление по всей поверхности скольжения длиной l .

Во взвешенном состоянии оползневое тело имеет вес P_B и общее сопротивление сдвигу

$$S_B = P_B \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot l \quad (195)$$

или

$$S_B = P \cdot \operatorname{tg} \varphi_B + c \cdot l$$

Здесь φ_B — фиктивный угол трения породы и P — вес тела без учета взвешивания.

Понятно, что

$$P \operatorname{tg} \varphi_B = P_B \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (196)$$

или

$$\operatorname{tg} \varphi_B = \frac{P_B}{P} \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (197)$$

При полном погружении откоса в воду вес оползневого тела прямо пропорционален объемным весам породы γ_w и γ_B .

Тогда выражение (197) переписывается в

$$\operatorname{tg} \varphi_B = \frac{\gamma_B}{\gamma_w} \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (198)$$

Здесь γ_B — объемный вес породы в воде и γ_w — то же, без учета взвешивающего воздействия воды.

При оползневых расчетах угол φ в редких случаях бывает выше 20° . В этом случае для малых значений φ величины $\operatorname{tg} \varphi$ могут в пределах допустимой погрешности считаться пропорциональными самим углам. В самом деле, допустим $\varphi = 20^\circ$; $\varphi_B = 10^\circ$, тогда

$$\frac{\varphi_B}{\varphi} = \frac{10^\circ}{20^\circ} = 0,500 \quad \text{и} \quad \frac{\operatorname{tg} \varphi_B}{\operatorname{tg} \varphi} = \frac{\operatorname{tg} 10^\circ}{\operatorname{tg} 20^\circ} = \frac{0,176}{0,364} = 0,485$$

или ошибка всего 3%. Это обстоятельство дает нам право заменить в выражениях (197) и (198) $\operatorname{tg} \varphi$ и $\operatorname{tg} \varphi_B$ через значения из углов φ и φ_B

$$\varphi_B = \frac{P_B}{P} \cdot \varphi^\circ \quad (199)$$

и

$$\varphi_B = \frac{\gamma_B}{\gamma_w} \cdot \varphi^\circ \quad (200)$$

В соответствии с изложенным выше, учет гидродинамического фактора при резком спаде уровня воды, омывающей откос, может быть выполнен путем проведения оползневого расчета обычным образом при объемном весе породы без учета взвешивания, но с использованием фиктивного угла внутреннего трения φ_B .

По существу дела указанный метод не отличается от метода взвешивания.

134. Учет гидродинамического фактора при использовании в расчетах коэффициента сопротивления сдвигу F_p и угла ψ_p . Учет гидродинамического фактора при использовании в расчетах F_p и ψ_p проще всего осуществлять применением принципа фиктивного угла сопротивления сдвигу.

Напомним, что $F_p = \frac{S_p}{P}$. Вместе с тем общее сопротивление сдвигу S_{pB} для взвешенной толщи может быть написано в соответствии с изложенным выше, как:

$$S_{pB} = P \cdot \frac{P_B}{P} \operatorname{tg} \varphi + c \cdot l \quad (201)$$

Тогда

$$F_{pв} = \frac{S_p}{P} = \frac{P_B}{P} \operatorname{tg} \varphi + \frac{cl}{P} \quad (202)$$

или, замечая, что

$$\frac{P_B}{P} \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \varphi_B,$$

получаем

$$F_{pв} = \operatorname{tg} \varphi_B + \frac{c \cdot l}{P} \quad (203)$$

В последнем выражении, как и ранее $c \cdot l$ соответствует общему сцеплению на некоторой длине поверхности скольжения, например — l в блоке с весом P . Переходя к напряжениям и отмечая, что $P = p \cdot l$, выражение (203) можно представить в виде:

$$F_{pв} = \operatorname{tg} \varphi_B + \frac{c}{p} \quad (204)$$

Таким образом, мы получаем для определения фиктивных $F_{pв}$ и $\psi_{pв}$ обычное выражение с подстановкой лишь в него значения фиктивного угла трения φ_B . Эти значения $F_{pв}$ и $\psi_{pв}$ должны вводиться в расчеты, выполняемые далее обычным образом.

Пример. Требуется определить фиктивные значения $F_{pв}$ и $\psi_{pв}$ при напряжении $p = 2,0 \text{ кг/см}^2$ при значениях $\varphi = 15^\circ$, $c = 1,0 \text{ т/м}^2$; $\gamma_w = 2,12 \text{ т/м}^3$ и $\gamma_B = 1,12 \text{ т/м}^3$ и в условиях полного затопления блока.

Тогда по предыдущему $\varphi_B = 8^\circ$ и величина $F_{pв}$ по (204) будет:

$$F_{pв} = \operatorname{tg} 8^\circ + \frac{0,1}{2,0} = 0,14 + 0,05 = 0,19$$

и

$$\psi_{pв} = \operatorname{arctg} 0,19 = \sim 11^\circ.$$

Из выражения (204) следует, что гидродинамический эффект для откосов, сложенных глинистыми породами с малыми величинами φ и значительным сцеплением c , будет относительно невелик.

Используя этот прием для оценки устойчивости примерного нашего откоса методом горизонтальных сил, находим значение коэффициента запаса $n = 0,81$.

ИНЖЕНЕРНАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ ОПОЛЗНЕЙ И КЛАССИФИКАЦИЯ ПРОТИВООПОЛЗНЕВЫХ МЕРОПРИЯТИЙ

135. Противооползневые мероприятия. При разработке расчетных схем для поверочных оползневых расчетов может оказаться полезной «инженерная классификация оползней» (табл. 31). Эта классификация может быть использована также при установлении причины данного оползня и раскрытия его природы и одновременно при назначении противооползневых мероприятий и выборе типа противооползневых сооружений (табл. 32). Обе эти классификации составлены из общих принципов, использованных уже нами при разработке классификации тех или иных защитных мероприятий (см. раздел четвертый, глава XVIII).

Отметим, что в «инженерной классификации оползней» классы соответствуют подразделению оползней по основной, главной причине их проявления; группы указывают, в результате каких обстоятельств возникла эта основная причина и, наконец, тип указывает на то, чем именно были вызваны эти обстоятельства.

Мы не имеем возможности здесь подвергать детальному анализу вопрос о природе тех или иных оползневых проявлений, как выходящий за пределы границ данной работы, тем более что этот анализ без совокупного учета всего многообразия местной геологической и гидрогеологической обстановки был бы совершенно неполноценным. Однако мы считаем вполне уместным подчеркнуть и развить здесь некоторые положения, вытекающие из анализа классификации.

На рис. 156 приводится график зависимости величины коэффициента устойчивости откосов n при разном их заложении ($1:m$) и при различных углах внутреннего трения породы φ . График этот составлен по данным многочисленных расчетов, выполненных применительно к исходным условиям нашего частного числового примера ($H = 15,0$ м; $c = 1,0$ т/м²; $\gamma_w = 2,0$ т/м³).

Этот график, а равным образом и подобные ему, составленные применительно к иным значениям H , c и γ_w , позволяет нам сделать следующие выводы:

1. Величина коэффициента запаса устойчивости откоса при данном его заложении ($1:m$) и данном угле трения породы φ находится в прямой пропорциональной зависимости от сцепления породы c и в обратную пропорциональную зависимость от объемного веса породы γ_w и высоты откоса H , т. е.

$$n = a \cdot \left[\frac{c}{\gamma_w \cdot H} \right], \quad (205)$$

где a — некоторый коэффициент, зависящий от угла внутреннего трения породы φ и заложения откоса ($1:m$).

2. Величина коэффициента устойчивости откоса n достаточно резко возрастает с увеличением угла внутреннего трения породы φ лишь при относительно пологих заложениях откоса (положе $1:2^{1/2}$) или при относительно высоких значениях угла внутреннего трения ($\varphi > 15^\circ$).

Эти основные выводы в свою очередь позволяют сделать новые уже более частные выводы. Понятно, что для некоторого определенного откоса с высотой H , заложением $1:m$ и с коэффициентом запаса устойчивости, лишь немногим превышающим единицу ($n \geq 1,0$), всякое даже весьма небольшое соответствующее изменение φ_w , φ , c_w и c может привести к более или менее резкому оживлению здесь оползневых проявлений. К таким откосам ($c n \geq 1,0$) должны быть отнесены в первую очередь все оползневые и потенциально оползневые откосы. К последней категории могут быть причислены в первую очередь «откосы подмыва» (подмываемые берега водотоков и водоемов). Вместе с тем наш анализ показал, что сам подмыв или вообще укрупнение откоса по тем или иным причинам для откосов в глинистых толщах лишь в относительно меньшей степени способен приводить к общему нарушению устойчивости откоса в целом.

Отсюда вытекает весьма важный вывод об относительно малой эффективности борьбы с оползнями в глинистых толщах путем уположения откосов. В этом смысле неизмеримо продуктивней оказывается борьба за повышение сцепления — связности в глинистых грунтах и за повышение угла внутреннего трения в несвязных сыпучих грунтах в оползающих откосах. Соответственно, для откосов, потенциально оползневых, т. е. угрожаемых по оползням, эти меры должны сводиться к недопущению понижения φ и c и повышения γ_w .

Понятно, что для толщ, залегающих выше уровня грунтовых вод, эти меры в первую очередь сводятся к недопущению замачивания и переувлажнения грунтов во избежание развития в основном поверхностных оползней-оплывин. Оползни эти могут явиться следствием замачивания поверхностными водами, т. е. атмосферными и хозяйственными или грунтовыми водами, при их подъеме (рис. 157 и 158). В этом плане чрезвычайно важным фактором является свойство глинистых грунтов резко повышать свою связность при относительно даже невысоком уменьшении их влажности.

В гораздо более сложном положении оказывается вопрос о повышении характеристик φ и c для зоны поверхностей, лежащих ниже уровня грунтовых вод. Перехват этих вод целиком невозможен. И здесь,

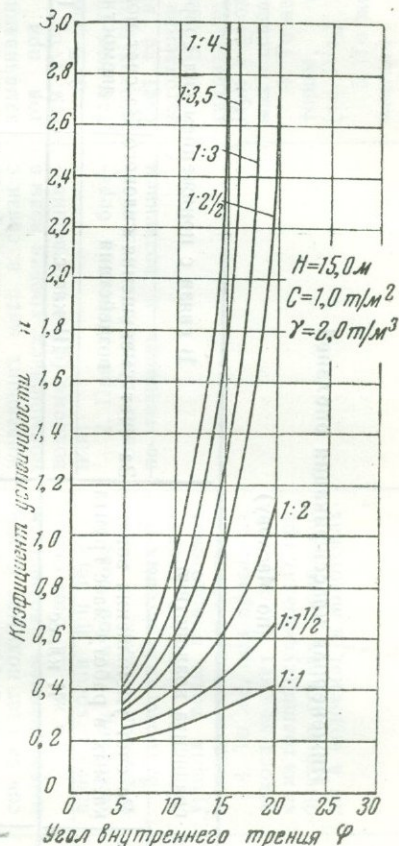


Рис. 156. Коэффициент запаса устойчивости откоса n в зависимости от угла внутреннего трения породы и заложения откоса $1:m$ в условиях численного примера.

Инженерная классификация оползней

(по Маслову)

Классы	В связи с повышением градиента воздействия		В связи с понижением сил сопротивления	
	За счет увеличения разности потенциалов	За счет уменьшения вовлекаемых в работу масс грунта	За счет уменьшения сизового воздействия	За счет понижения сопротивляемости самих грунтов
	I класс	II класс	III класс	IV класс
По линии воздействия Поверхностных, атмосферных и хозяйственных вод	<p>1. При увеличении объемного веса пород и всей толщи в связи с дополнительным их водонасыщением</p> <p>2. За счет веса и гидростатического давления воды в трещинах откоса</p>	<p>1. При укрупнении откосов за счет смыва, размыва и подмыва водами, стекающими по склону</p>	<p>1. При размыве и подмыве водами, стекающими по откосу удерживающих масс грунта</p>	<p>1. В связи с дополнительным увлажнением грунтов и возможным резким их переувлажнением (выплоть до текучей консистенции)</p> <p>2. В связи с разрушением структуры за счет периодического смачивания и высыхания грунтов (гидратация и дегидратация)</p> <p>3. То же, в связи с периодическим замораживанием и оттаиванием увлажняющих грунтов</p> <p>4. Под влиянием химизма вод (трансформация)</p>

По условиям воздействия Воды подтоков и водосмоса, омывающих склоны	<p>1. В связи с увеличением веса перекрывающих откос масс породы за счет их дополнительного водонасыщения</p> <p>2. В связи с воздействием гидродинамического фактора при повышении уровня грунтовых вод</p> <p>3. В связи с воздействием дополнительного веса толщи за счет ее водонасыщения грунтовыми водами и сжатия фактора взвешивания при быстром спаде их уровня</p> <p>4. За счет воздействия воды в трещинах породы (см. Ia₂)</p>	<p>1. При укрупнении откосов за счет воздействия на склон выходящих на откос грунтовых вод (см. IIa₂)</p> <p>2. В результате выноса из толщи песка при чрезмерных градиентах подземного потока (суффозия и просадка откоса)</p>	<p>1. При размыве выходящими на откос грунтовыми водами удерживающих масс (см. IIIa₂)</p> <p>2. При потере удерживающей массой части своего веса за счет фактора взвешивания в связи с подъемом уровня грунтовых вод</p>	<p>1. В связи с фактором дополнительного увлажнения и возможного переувлажнения масс, перекрывающих откос (см. IVa₁)</p> <p>2. То же, в связи с замачиванием грунтов с дефицитом влажности при подъеме уровня грунтовых вод</p> <p>3. За счет дополнительного увлажнения в связи с разгрузкой толщи (фактор взвешивания) при подъеме уровня грунтовых вод</p> <p>4. В связи с фактором гидратации и дегидратации (см. IVa₂)</p> <p>5. В связи с фактором промораживания (см. IVa₃)</p> <p>6. В связи с трансформацией (см. IVa₄)</p>
	<p>1. Фактор дополнительного веса толщи, увлажненной при подъеме уровня воды и при последующем ее спаде</p> <p>2. То же, при выходе акзоны из-под поверхности свободной воды при понижении ее уровня (снятие взвешивания)</p> <p>3. За счет гидродинамического воздействия при выходе откоса из-под уровня свободной воды при быстром ее спаде</p> <p>4. За счет веса и гидростатического давления воды в трещинах</p>	<p>1. При укрупнении откосов за счет подмыва и размыва течением и волнением</p> <p>2. То же, за счет омывания откосов при переувлажнении грунтов поверхностными водами</p> <p>3. То же, на береговых откосах при быстрых спадах уровня воды в водотоках и водоемах и при волнении</p> <p>4. То же, при просадках откоса за счет выноса песка из толщи (суффозия), при быстрых спадах уровня воды в водоемах и водотоках</p>	<p>1. При затоплении удерживающих масс в связи с повышением уровня воды в водоеме (фактор взвешивания)</p> <p>2. При подмывах береговой опорной подошвы склона течением и волнением</p>	<p>1. В связи с фактором замачивания сухих горизонтов при их затоплении (см. IVb₁)</p> <p>2. В связи с дополнительным увлажнением в условиях разгрузки толщи за счет ее взвешивания при затоплении (см. IVb₂)</p> <p>3. В связи с фактором гидратации и дегидратации. При периодических подъемах и спадах воды (см. IVa₁)</p> <p>4. То же, в связи с фактором промораживания (см. IVa₃)</p> <p>5. То же, в связи с возможной трансформацией грунтов (см. IVa₄)</p>

Классы	В связи с повышением градиента воздействия		В связи с понижением сил сопротивления		
	За счет увеличения разности потенциалов	За счет уменьшения вовлекаемых в работу масс грунта	За счет уменьшения силового воздействия	За счет понижения сопротивляемости самих грунтов	
	I класс	II класс	III класс	IV класс	
По линии воздействия	Подколов, съемов и подсечек	г	<ol style="list-style-type: none"> 1. При увеличении разностей уровней 2. В связи с возможным снятием фактора взвешивания в условиях снижения уровня воды 3. За счет возможного при этом повышения интенсивности воздействия гидродинамического фактора 	<ol style="list-style-type: none"> 1. За счет искусственного укручения откосов при их срезке 2. В связи с возможным вскрытием в толще неустойчивых песков и последующим их выносом (суффозия) 3. За счет возможного вскрытия и последующего выдавливания размягченных и разжиженных масс грунта под весом перекрывающей толщи 	<ol style="list-style-type: none"> 1. В связи с уменьшением веса удерживающих масс за счет искусственного съема породы (выемки, котлованы, планировки) 2. То же, за счет сноса существующих тяжелых сооружений
	Нагрузки	д	<ol style="list-style-type: none"> 1. За счет дополнительного веса отвалов породы, насыпей, осыпей, оползающих масс и т. д. 2. За счет веса возводимых тяжелых сооружений 3. В результате резкого гидродинамического воздействия на песчаные массы при сотрясении от взрывов 4. То же, при динамическом воздействии транспорта и машин 	<ol style="list-style-type: none"> 1. При вытекании из откоса в связи с динамическим воздействием нагрузки мало устойчивых подстилающих масс песка (просадка откоса) 	<ol style="list-style-type: none"> 1. В связи с быстрым возведением (фактор запаздывания фаз) 2. В связи с резким уплотнением под воздействием динамической нагрузки песчаных масс в откосе

повидимому, в первую очередь, окажется наиболее продуктивным общее понижение уровня грунтовых вод. Это понижение поведет прежде всего к некоторому снижению гидродинамического эффекта с повышением расчетного значения угла внутреннего трения (в пределе — в два раза)

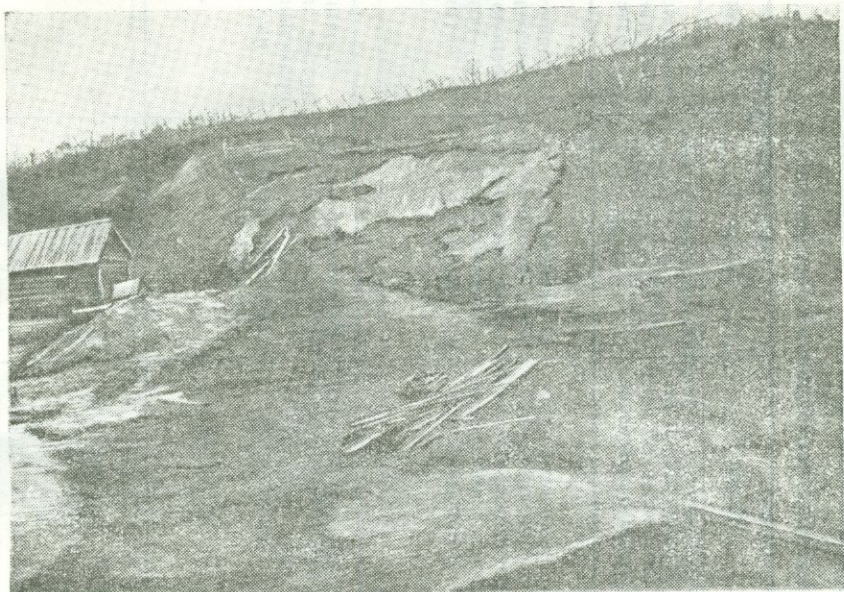


Рис. 157. Поверхностный оползень в период обильного выпадения дождей.

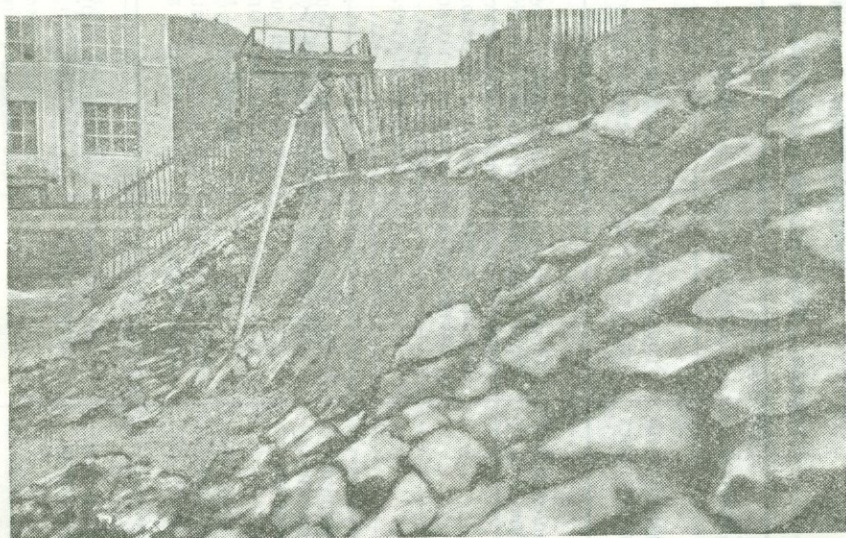


Рис. 158. Оползень типа оплывины. Переувлажнение супесчаного грунта в месте выхода грунтовых вод.

и, при локальном оползне (оползневой цирк), — к выходу некоторой части поверхности скольжения (по створам, поперечным к оси оползня) из-под уровня грунтовых вод со всеми вытекающими отсюда благоприятными последствиями.

Классификация противооползневых мероприятий

I группа. «Мероприятия по обеспечению благоприятной охранной обстановки»

Класс	Класс А	Класс Б	Класс В	Класс Г	Класс Д	Класс Е
Вид	Ограничения по зеленому поясу	Ограничения по строительству	Ограничения по земляным работам	Ограничения и требования в области водного хозяйства	Ограничения и требования по режиму омывающих водотоков	Ограничения в области динамических воздействий
1	Запрещение порубок леса	Ограничение строительства в плане (пределная черта застройки)	Запрещение съёмов породы в пассивной зоне (искусственные выработки, выемки котлованов, подсыпки, углубления русел)	Требования периодической планировки поверхности, заделки ям, трещин в породе и т. д.	Ограничение в допустимом подъеме воды (затопление, взвешивание, замачивание)	Ограничение и полное запрещение транспорта и машин-возбудителей сотрясений
2	Запрещение уничтожения кустарника	То же, по типу сооружения	Запрещение дополнительной загрузки в активной зоне (отвалы, подсыпки, насыпи и т. д.)	Содержание в порядке водоотводящих и осушительных устройств	Ограничение в допустимой сработке уровня воды в водохранилищах, каналах и т. д.	Ограничение и полное запрещение применения взрывных работ
3	Запрещение корчевания	То же, по весу сооружений	Запрещение укрупнения откосов	То же, канализационной сети	Ограничения в темпе сработки уровня воды	
4	Запрещение уничтожения граничного покрова	Снос существующих сооружений	Запрещение вскрытия неустойчивых горизонтов (плавуны, пластичные и разжижаемые глины, вытекающие и выносящиеся пески)	Ограничение и полное запрещение спуска хозяйственных вод	Подъем уровня, как фактор разгрузки пассивной зоны	
5	Запрещение разработок участков под огороды	Замедление в темпе строительства	Замедление с выполнением пригрузочных работ	То же, поливов		

II группа. «Берегозащитные мероприятия и сооружения»

Класс	Класс А	Класс Б	Класс В
Вид	На оврагах и малых водотоках	На средних и больших водотоках	На водоемах (озера, моря)
1	Защитные покрытия (см. группу VII)	Защитные покрытия (см. группу VII)	Защитные покрытия (см. группу VII)
2	Отвод русел	Выправление русел	Защитные стенки
3	Лотки	Струенаправляющие устройства	Набережные
4	Быстротоки	Защитные стенки	Поперечные буны
5	Перепады (плотины-каскады)	Набережные	Продольные волноломы

III группа. „Водоотводные, осушительные и дренажные мероприятия и устройства“

Класс	Класс А	Класс Б	Класс В
Вид	Поверхностные устройства и мероприятия	Дренажные устройства	Изоляционные мероприятия
1	Планировка	Дренаж трещин (с водовыпуском и водопоглощением)	Цементационные завесы
2	Заделка трещин (глиной, асфальтом, цементом, трамбованием и т. д.)	Прорези продольные	Силикатизационные завесы
3	Покрытия (см. группу VII)	Прорези поперечные	Битуминизационные завесы
4	Каптаж источников	Штольни продольные с выходом на откос	Глиннизация
5	Обвалование	То же, с выходом в дренажные шахты	Мерзлотные пояса
6	Канавы нагорные	Штольни поперечные с выходом на откос	—
7	Канавы осушительные	Дренажные шахты	—
8	Канавы водоотводные	Фауфилтеры (дренажные скважины по линии штолен)	—
9	Лотки	Поглощающие скважины и колодцы	—
10	—	Автоматические дренажные скважины (разгрузка напора)	—
11	—	Скважины грунтового водоотлива	—

IV группа. „Мероприятия по линии выполнения земляных работ“

Класс	Класс А	Класс Б
Вид	Разгрузочные работы и акзоны	Пригрузочные работы
1	Полный съём оползневых масс	Подсыпка (в пассозоне)
2	Срезки	Отвалы (в пассозоне)
3	Террасирование	Пригрузочный слой
4	Уподожение откоса	—

V группа. „Механические крепления откоса“

Класс	Класс А	Класс Б
Вид	Шпонки	Стенки преграды (против истечения и выжимания породы)
1	Столбы-шпонки	Шпунтовые стенки (металлические, деревянные)
2	Сваи-шпонки (деревянные, железобетонные, забивные, набивные с компрессором, наливные системы Маслова и т. д.)	Каменные, бетонные и железобетонные стенки

Класс	Класс А	Класс Б
Вид	Шпунки	Стенки-преграды (против истечения и выжимания породы)
3	Свай-шпунды	Инъекционные преграды (цементация и силикатизация)
4	Мерзлотные надолбы	Мерзлотные преграды

VI группа. „Подпорные сооружения“

Класс	Класс А	Класс Б	Класс В
Вид	Собственно подпорные стенки	Контрфорсы-упоры	Направляющие стенки (для отвода оползающих масс)
1	Шпунтовые стенки (металлические, деревянные)	Упоры на земля	Шпунтовые стенки (металлические, деревянные)
2	Подпорные стенки (из сухой кладки, каменные, бетонные, железобетонные)	Упоры из каменной наброски	Собственно стенки (каменные, бетонные, железобетонные)
3	Мерзлотные блоки	—	—

VII группа. „Покрытия“

Класс	Класс А	Класс Б	Класс В
Вид	Простые покрытия	Усовершенствованные легкие покрытия	Усовершенствованные тяжелые покрытия
1	Песчаные гравелистые и галечниковые	Мостовые (одиночные и двойные)	Фацильные тюфаки

2	Покрытия из каменной наброски	Асфальтированные	Тяжелые фацины
---	-------------------------------	------------------	----------------

VIII группа. „Фитогенные мероприятия“
(Использование растительности)

Класс	Класс А	Класс Б	Класс В
Вид	Покрытия травяным ковром	Посадка кустарников	Облесение
1	По линии защиты от атмосферных агентов	Для защиты от размыва текучими водами	В целях укрепления грунта корневой системой
2	То же, от возможности поверхностных размывов	Для укрепления грунта корневой системой	Для осушения (гидрофильные водолюбивые сорта)
3	То же, от возможного разжижения глинистых грунтов	Для осушки (гидрофильные водолюбивые сорта)	Для защиты от атмосферных агентов (теневого ковер, задержка снега)
4	—	Для защиты от атмосферных агентов (теневого ковер, задержка снега)	—

IX группа. „Искусственные мероприятия по уплотнению и закреплению грунтов“

Класс	Класс А	Класс Б	Класс В
Вид	Замораживание	Инъекции	Электризация
1	Естественным холодом	Цементация	В обеспечение повышения водонепроницаемости
2	Искусственным холодом	Силикатизация	То же, в обеспечение повышения прочности и сопротивляемости грунта
3	—	Битумизация	—
4	—	Глинизация (с добавками)	—

X группа. „Обеспечение устойчивости возводимых сооружений“

Класс	Класс А	Класс Б
Вид	По линии обоснования сооружения	По линии антиоползневого строительства
1	Обоснование на устойчивом массиве с полным съемом неустойчивых масс	Использование железных и деревянных связей
2	Обоснование на глубоких фундаментах с передачей давления на устойчивый массив (заглубление ниже поверхности скольжения)	Применение железобетонных поясов
3	То же, на свайном фундаменте	Использование железных и железобетонных каркасных конструкций
4	—	Разгрузочные швы
5	—	Компенсаторы деформации

Примечание. Код противооползневых мероприятий соответствует группе, классу и виду.

Пример. „IV Б2“ соответствует: „отвалам (в пассивной зоне) с целью пригрузки“.

Таким образом, здесь мы сталкиваемся с необходимостью рассмотрения уже пространственной задачи. Понижение уровня грунтовых вод ведет также и к повышению веса толщи. Таким образом, это обстоятельство может повести к увеличению пригрузки на грунты, склонные при малых нагрузках легко насытиться водой и переходить при этом в резко ослабленное состояние.

136. Оползни при малых углах поверхности скольжения. Попутно отметим, что в некоторых случаях в природе приходится наблюдать медленное проявление оползневых процессов при исключительно пологих уклонах как поверхности, так и самой поверхности скольжения (при $\alpha = 2-4^\circ$).

В одном случае весьма медленное оползание 50-м андезитодацитовой толщи по поверхности пелитизированных туфов имело место при угле $\alpha \leq 8^\circ 30'$, в то время как $\varphi = 14^\circ$ (рис. 159а).

В другом случае мощные пачки известняков смещались по поверхности юрских глин с уклоном $4-6^\circ$ (рис. 159б).

В свете общепринятого статического изучения оползня такой процесс совершенно необъясним. При $\alpha < \varphi$ в соответствии с расчетной схемой оползня быть не может. Однако действительность опровергает этот вывод.

Повидимому, весьма правдоподобное объяснение таким явлениям может быть найдено в нижеследующих рассуждениях.

При криволинейном характере зависимости сопротивления сдвигу s_p от нагрузки (рис. 160), при достаточно высоких нагрузках значение s_p — стремится к некоторой постоянной величине. Естественно, что при этом условии с увеличением P коэффициент сопротивления сдвигу F_p , а следовательно, и угол сопротивления сдвигу ψ_p , будут стремиться к нулю. Ясно, что при подобных обстоятельствах и при достаточно большой мощности оползающей толщи сдвиг может происходить при очень малых углах наклона подстилающей поверхности.

Мало того, как это мы уже отмечали, общее сопротивление сдвигу в зависимости от влажности и нагрузки s_{pw} может быть представлено в виде:

$$s_{pw} = p \cdot \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c. \quad (206)$$

Обозначим сдвигающее напряжение, действующее по элементарной площадке по поверхности скольжения, через τ . Тогда мы можем столкнуться со следующими вариантами:

В первом случае:

$$\tau < [p \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c]$$

и, следовательно,

$$\tau < [p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c].$$

Ясно, что при этом условии рассматриваемый элемент склона во всех отношениях устойчив.

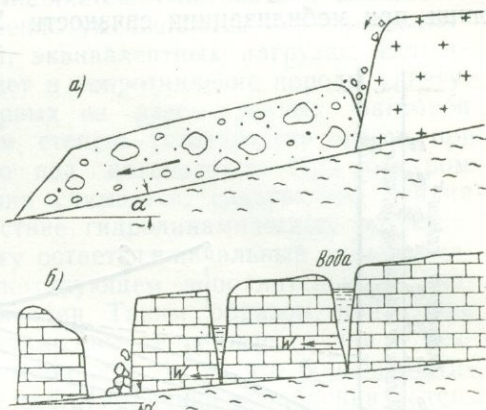


Рис. 159. Оползни при малых углах наклона поверхностного скольжения.

Во втором случае:

$$\tau > [p \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c]$$

и, следовательно,

$$\tau > [p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c].$$

В этом случае возможно развитие оползня, так как условие равновесия на рассматриваемой площадке оказывается нарушенным.

В третьем случае:

$$\tau < [p \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c]$$

и одновременно

$$\tau > [p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c].$$

В данном случае сдвигающее усилие оказывается воспринимаемым лишь при мобилизации связности Σ_w . Вместе с тем связность Σ_w во

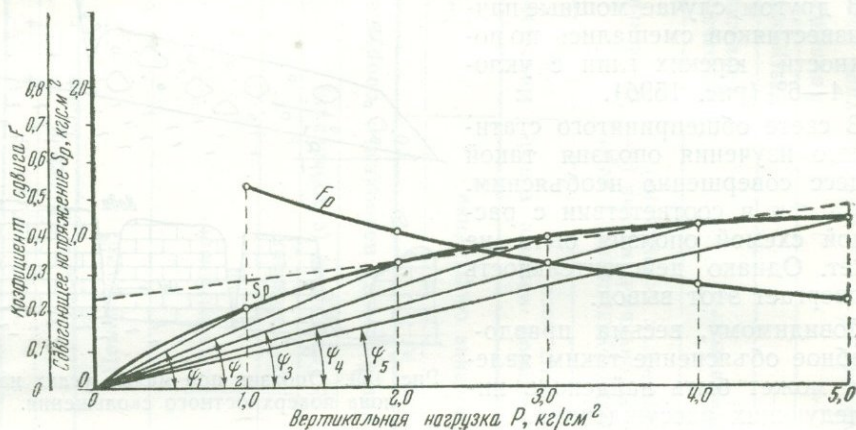


Рис. 160. Криволинейный характер зависимости сопротивления сдвигу от нагрузки. Показатели F_p и ψ_p резко падают с увеличением нагрузки. Межморенные суглинки.

времени повидимому не должна препятствовать деформации и при этих условиях возможно развитие медленно прогрессирующих во времени «пластических» оползней.

Вместе с тем нередко в глинах c_c оказывается достаточно ничтожным.

Угол трения φ_w как это мы уже знаем, может быть близким к нулю и в конечном итоге, при определенных обстоятельствах, мы можем иметь:

$$[p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c] \rightarrow 0.$$

Ясно, что при этом условии сдвиг может найти свое выражение при исключительно низких значениях угла откоса α .

137. О факторе «запаздывания фаз». Фактор «запаздывания фаз» подробно рассмотрен автором в его труде «Инженерная геология», 1941. Напоминаем лишь здесь, что в данном случае имеется в виду запаздывание нарастания сопротивления сдвигу в глинистой толще ко времени приложения к ней нагрузки и возникновения в ней от этой нагрузки касательных (сдвигающих) напряжений. Другими словами, мы здесь снова сталкиваемся с вопросом о работе на сдвиг недоуплотнен-

ных под нагрузкой глинистых грунтов. В откосах такое условие может возникнуть при загрузке его в активной зоне весом сооружения, отвалом земли и т. д. В этом случае в запас прочности мы можем при определении сдвигающих сил учитывать эту дополнительную нагрузку и не вводить ее в расчет при определении сил сопротивления (использование начального состояния плотности — влажности породы). Рассматриваемый фактор весьма важным оказывается при начальном затоплении откоса поверхностными водами (паводок, прилив, заполнение водохранилища) и быстром последующем спаде уровня воды. В этом случае имеет место следующая картина постепенных перемен условий.

При затоплении толща взвешивается, объемный вес γ_w уменьшается, гидродинамический эффект ослабляется. Плотность и влажность породы лишь постепенно соответственно уменьшаются и увеличиваются, доходя в пределе до состояний, эквивалентных нагрузке. Естественно, что при этом несколько падает и сопротивление породы сдвигу. Однако благотворное влияние первых из рассмотренных факторов обычно превалирует. Таким образом, степень устойчивости откоса, при повышении уровня омывающих его вод, повышается. При быстром спаде влияние эффекта взвешивания снимается, сдвигающие усилия увеличиваются, добавляется воздействие гидродинамического эффекта, и вместе с тем сопротивление сдвигу остается в начальный момент спада в пониженном состоянии, соответствующем дополнительному разуплотнению породы при ее взвешивании. Таким образом, при спаде воды положение ухудшается. Тут возможны аварийные случаи и резкое и мощное развитие оползневых процессов. Ясно, что борьба с этими явлениями должна идти прежде всего по линии ослабления интенсивности спада воды, ослабления воздействия гидродинамического фактора и т. д. Интересно снова отметить, что повышение уровня грунтовых вод, также затопляющих откос, но при сохранении прежнего уровня базиса дренажа, ведет к обратному эффекту — к повышению интенсивности воздействия гидродинамического эффекта со всеми вытекающими отсюда отрицательными последствиями. О благотворных последствиях снижения уровня грунтовых вод в откосе уже говорилось выше. В этом, как и во всех других необходимых случаях, никогда не должна быть упущена возможность дренирования толщи водопоглощающими скважинами и колодцами.

Более детальное рассмотрение вопроса неизбежно связывается с установлением во времени положения уровней воды и прогнозами во времени повышения или понижения сопротивляемости породы сдвигу в измененных условиях нагрузки, например, по методу автора применительно к оценке несущей способности основания в условиях незавершившегося уплотнения грунта. На рис. 161 изображен один из приемов, с успехом использованный автором в подобных условиях. По береговому склону подлежала проведению железная дорога. Склон, в особенности в понижениях рельефа, был перекрыт жирным делювиальным суглинком. Немедленно после начала работ уже выполненные насыпи перешли в оползневое движение. Анализ указал причину явления в факторе запаздывания фаз. Было принято решение: где это возможно, новые насыпи возводить на коренной породе, смыв делювий в их основании полностью гидромонитором. Поверхность коренных пород при уклонах свыше 1 : 6 обрабатывается при этом уступами. В других местах, где по мощности делювия эта мера оказалась бы не рен-

табельной, поперек оси насыпей закладывались траншеи. Траншеи зарезались до поверхности коренных пород, обрабатываемых по дну траншеи уступами, и выполнялись дренирующим материалом. Траншеи эти являлись прежде всего дренами, способствовавшими ускорению уплотнения переувлажненного делювия под нагрузкой и вообще его осушению (роль дренирующего водоотвода). Помимо этого траншеями повышалась устойчивость сооружения на сдвиг, так как сдвиг по поверхности делювия в этом случае оказывался возможным лишь при скольжении насыпи частью по песку или в движение должна была уже перейти вся толща делювия со сдвигом песка в траншеях по ступеням

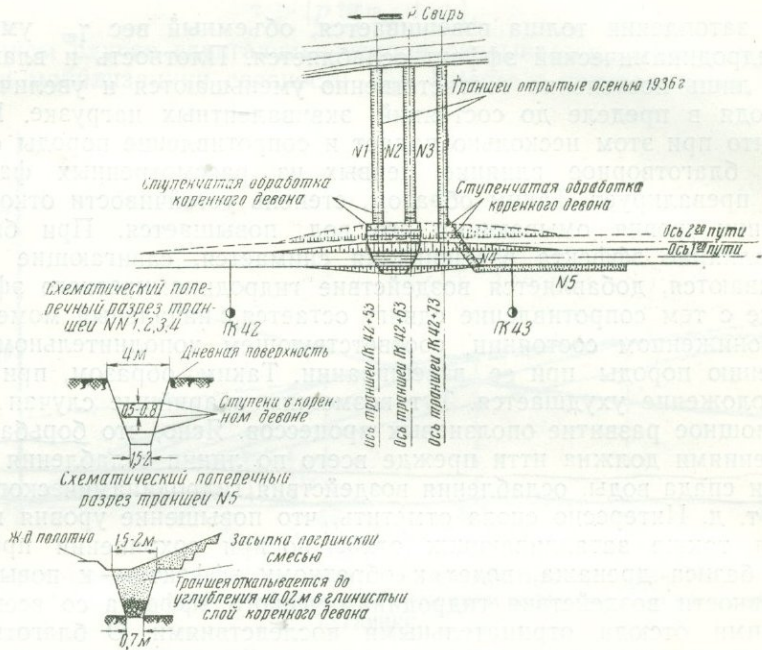


Рис. 161. Поперечные траншеи как противооползневое мероприятие.

в коренной породе. Работы были закончены с полным успехом. Дренажная роль траншей во многих случаях может быть заменена с успехом использованием дренажных «фитилей», т. е. скважин, заполненных дренажным материалом.

138. Оползни песчаных масс по поверхности глинистых откосов. При проверке устойчивости песчаных масс, отсыпаемых по откосу, сложенному глинистыми породами, необходимо считаться с весьма обычно невысоким сопротивлением сдвигу по смачиваемому контакту песка и глины (рис. 162). Требуется специальные контактные сдвиги в лаборатории. При отсутствии таких опытов в запас прочности необходимо вводить в расчет лишь угол трения глины $\varphi_{гд}$, не учитывая совершенно сцепления.

Или, что во многих случаях оказывается возможным, обрабатывая поверхность откоса ступенями-уступами, расчет проводится при двух схемах: сдвиг в толще песка или со срезом ступеней в глинистой толще. Понятно, что сцепление в этом случае может и должно быть введено в расчет.

139. О механическом креплении оползающих откосов. Вопрос о механическом креплении откосов пока еще очень мало разработан. Имеются как положительные, так и отрицательные примеры использования данного мероприятия. На рис. 163 приводится положительный пример использования шпунтового корсета. Повидимому, во многих случаях окажется целесообразным использовать для данной цели железобетонную наливную сваю системы автора.

140. Мероприятия по обеспечению нормальных условий эксплуатации сооружений, воспринимающих оползневое давление. Нередко возникает необходимость обеспечения общей устойчивости и нормальных условий эксплуатации сооружений, оказавшихся в зоне оползневых



Рис. 162. Оползание песчаной подсыпки по глинистому откосу.

проявлений. Такое положение может иметь место при нарушении устойчивости берегового склона в зоне примыкания к нему, например, корня плотины или головного сооружения. Несомненно и в этом случае наилучшим решением вопроса было бы обеспечить устойчивость самого склона и, тем самым, снять все оползневое давление на сооружение. Однако это не всегда оказывается возможным и при наличии исключительно медленных проявлений оползания, не всегда это и необходимо.

При разработке проекта защитных мероприятий этого типа уделяется нередко исключительное внимание разрешению вопросов о величинах воздействующих на сооружение сил.

Не отрицая исключительный интерес этих вопросов, мы должны все же отметить, что с рассматриваемой точки зрения вопросы эти представляются в известной мере беспредметными.

В самом деле, как бы прочно и устойчиво не была бы запроектирована и осуществлена стенка, она не может воспринять на себя давление больше того, которое может выдержать грунт, поддерживаемый стенкой.

В силу этого расчет запроектированных элементов, усиливающих конструкцию, не должен производиться на усилие более высокое, чем соответствующая каждому частному случаю величина пассивного давления (отпора) грунта.

Вместе с тем вводить в расчет значения воздействующих на элементы горизонтальных усилий меньше, чем пассивное давление, учитывая неопределенность задачи, было бы неосторожно.

В целях облегчения условий работы, например, устоя плотины и уменьшения величины передающегося на него и скальвающего его оползневого давления, и одновременно с целью облегчения свободы деформации примыкающих к устью сооружений представляется весьма желательным во всех случаях, где это представляется возможным, разрезать сооружения и устраивать швы-компенсаторы.

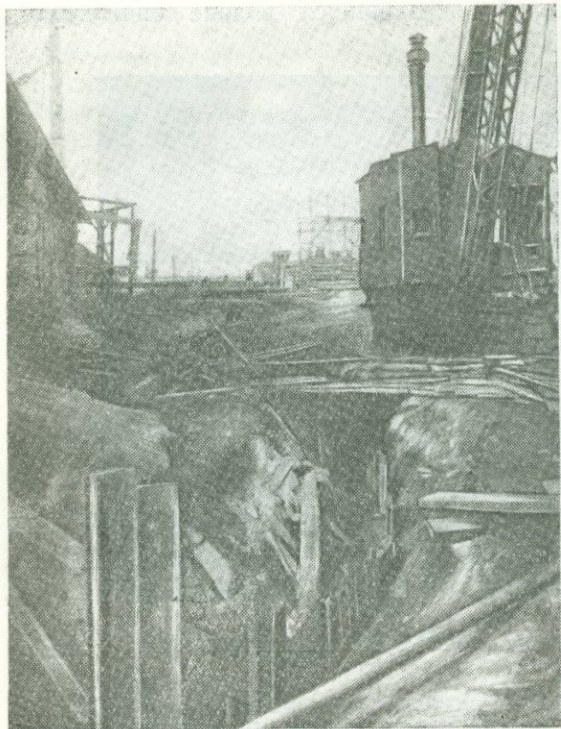


Рис. 163. Устройство шпунтового корсета как противооползневое мероприятие.

сом из откоса песков. Практика автора свидетельствует об очень большом значении (как одной из возможных причин развития оползней) процесса вытекания неустойчивых песков из откосов. Автору известно уже много случаев, где эта причина оказывалась решающей. В результате вытекания песков автор наблюдал и огромные оползни, и аварии с портовыми причальными устройствами, и просадки, и подвижки мостовых устоев. Почти во всех случаях решающее значение имел спад воды в водотоке или вскрытие толщи выемки.

Огромный оползень с выносом около 100 000 м³ породы произошел 10 июля 1941 г. Оползнем была захвачена огромная территория побережья одного водостока (около 400 м в длину и около 200 м вглубь берега). Оползень развивался чрезвычайно быстро. Произошло опускание территории примерно на 5—7 м. Оказались зажатыми водо-

Шов должен иметь соответствующую ширину и выполнен асфальтом потребной вязкости. Арматура в плите может проходить через шов, не подвергаясь разрезке. При использовании этого мероприятия величина усилия, передающегося на устой, будет предопределяться лишь величиной сопротивления выдавливания из шва асфальта. Возможность применения такого мероприятия должна доказываться незначительностью наблюдаемых деформаций смещения.

141. Об оползнях, вызванных вытеканием и выно-

все с большей убедительностью (как одной из возможных причин развития оползней) процесса вытекания неустойчивых песков из откосов. Автору известно уже много случаев, где эта причина оказывалась решающей. В результате вытекания песков автор наблюдал и огромные оползни, и аварии с портовыми причальными устройствами, и просадки, и подвижки мостовых устоев. Почти во всех случаях решающее значение имел спад воды в водотоке или вскрытие толщи выемки.

носные горизонты. Появились фонтанирующие скважины. Тем самым подготавливались новые оползни. Причина оползня — вынос из толщи берега неплотных мелкозернистых песков.

В другом случае оползни захватили пятидесятиметровый берег одной реки, сложенный мореной (рис. 164 и 165). По рекомендации

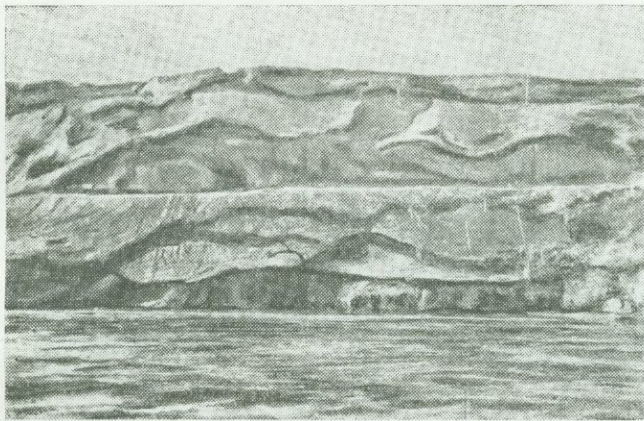


Рис. 164. Оползень в мощной толще глинистой морены в результате выноса подстилающего межморенного тонкозернистого песка.

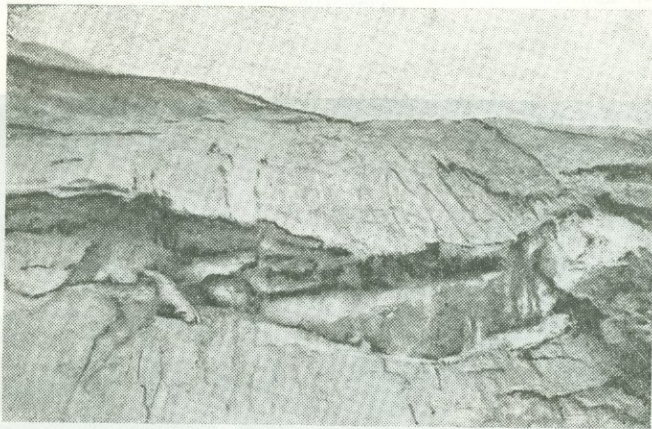


Рис. 165. Оползень в мощной толще глинистой морены в результате выноса подстилающего межморенного тонкозернистого песка. Деталь отрыва.

одной иностранной фирмы был предпринят огромный съем земли (разгрузка откоса). Однако это ничему не помогло. Другая фирма рекомендовала поставить на откосе из штольни постоянно действующий искусственный грунтовый водоотлив. Анализ обстановки убедил автора, что и здесь причиной развития оползней был вынос песка из подводного слоя. Действительность полностью подтвердила этот вывод. Между прочим, скважины по откосу в зонах его обрушения вовсе не обнаружили воды.

Процесс развития оползней, связанных с выносом песка, в другом случае иллюстрируется рис. 166—168. В свое время автором было разработано против развития этих оползней мероприятие, заключавшееся

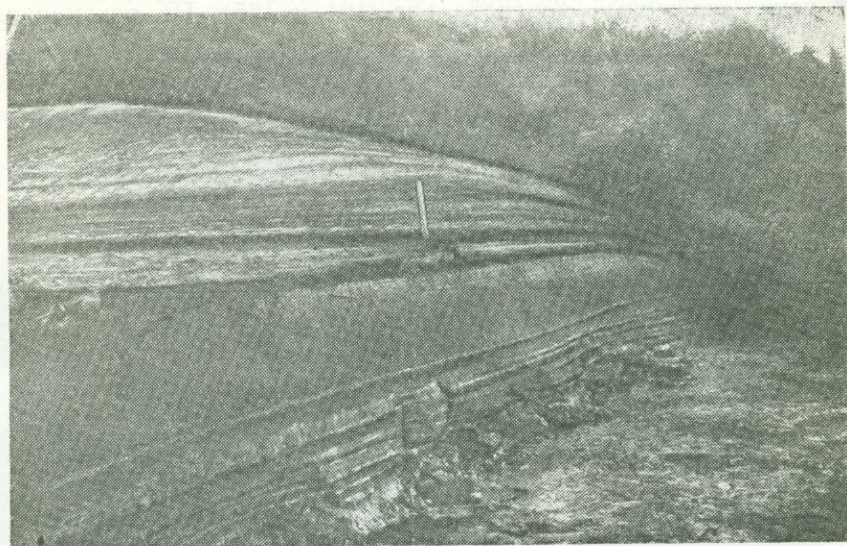


Рис. 166. Опытный участок. Начальный момент истечения песков в самом зародыше.

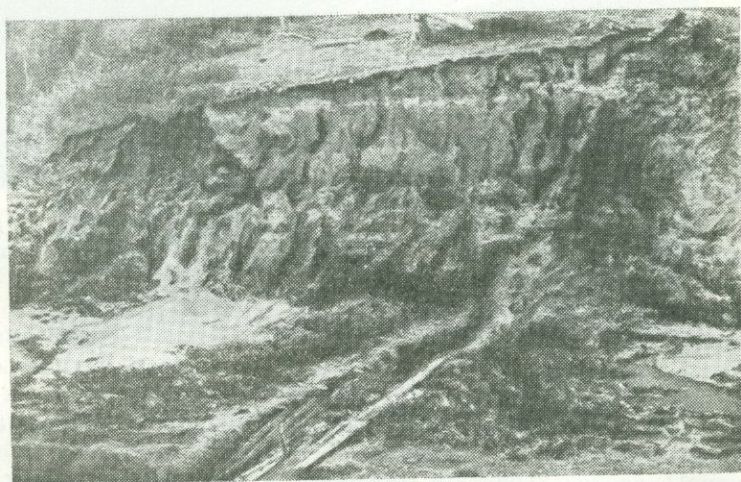


Рис. 167. Опытный участок. Наблюдается начало выноса песка.

в покрытии слоя неустойчивого песка более грубым песком по принципу «антифилтра» (рис. 169—170).

Результаты в нескольких случаях были блестящими (рис. 171).

В других случаях автор наблюдал тяжелые повреждения сооружений, возведенных на берегах рек, связанных с просадочными явлениями.



Рис. 168. Опытный участок. Последующий момент. Резкая деформация откоса как следствие выноса из его основания песка.

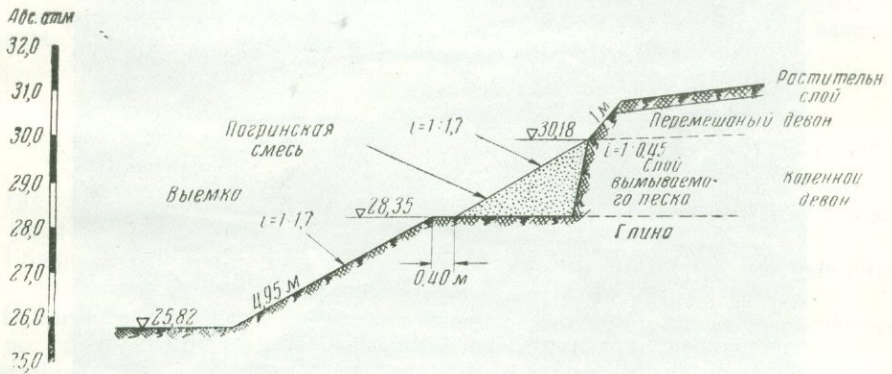


Рис. 169. Борьба с выносом песка из откоса методом „покрытия“.

Устройство дров лотка из пластин
одновременно с устройством выемки

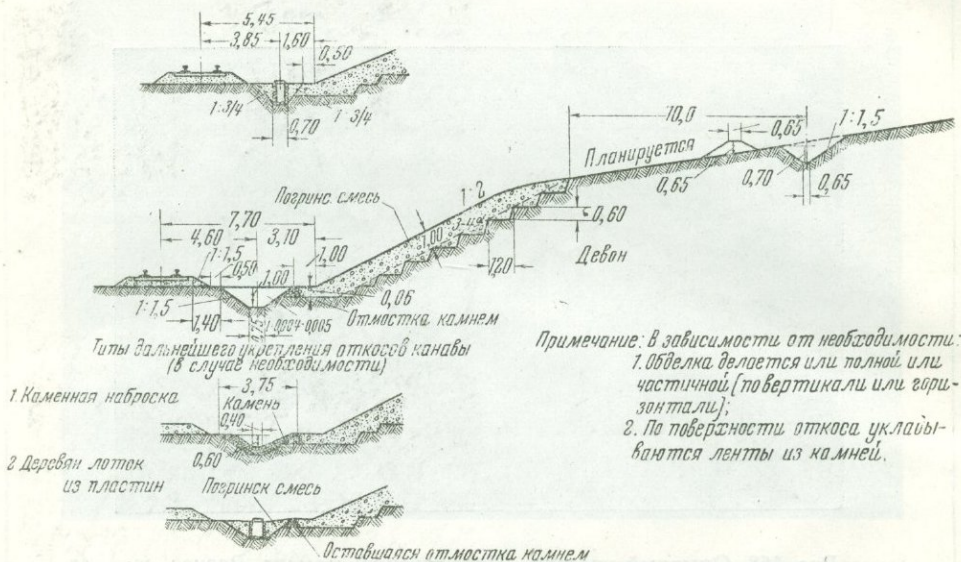


Рис. 170. Использование метода „покрытия“ в откосе железнодорожной выемки.

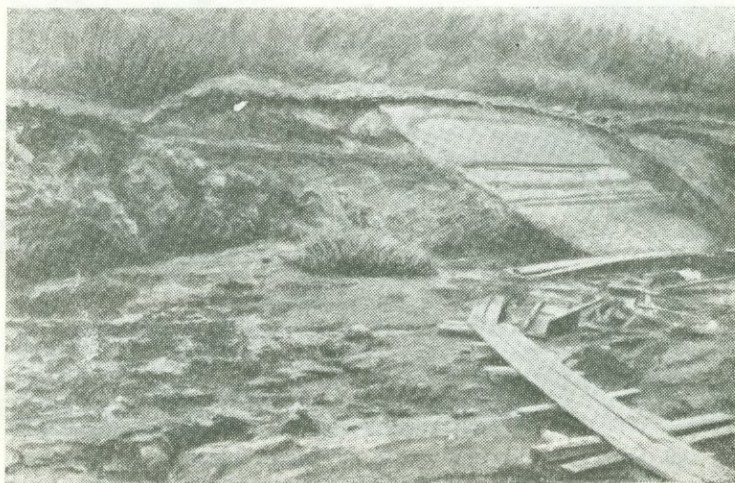


Рис. 171. Опытный участок. Покрытие откоса дренажным материалом полностью обеспечило его устойчивость. Смежные участки без покрытия резко деформированы.

ями, как следствиями медленного вытекания из-под их фундаментов разжиженных супесей и тонких песков. Борьба попрежнему — дренажные покрытия или поперечные дренажные траншеи, врезаемые в берег. В последнем случае достигается перехват грунтовых вод еще до выхода их в реку. Необходимы обратные фильтры.

На рис. 172 приводится график, построенный по известной формуле (см. Н. А. Цытович, «Механика грунтов», Стройиздат, 1941 г.).

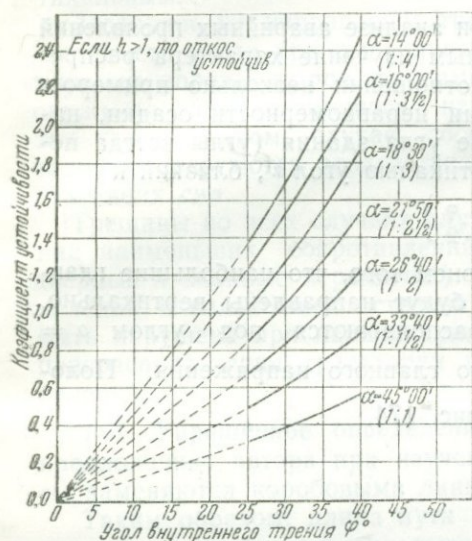


Рис. 172. График для учета гидродинамического фактора в песчаных откосах (проверка на вынос и выпыливание песка).



Рис. 173. «Пьяный» лес, как наиболее объективный показатель наличия не глубокого оползня.

$$\eta = \frac{\gamma_0 \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\Delta_0 n \operatorname{tg} \alpha + \gamma_0 \sin \alpha}, \quad (207)$$

где: η — коэффициент запаса, γ_0 — удельный вес, α — угол откоса, φ — угол трения, n — пористость.

График этот позволяет определять крутизну песчаных откосов ниже зоны выклинивания подземных вод при $\eta = 1,0$.

Пример. $\varphi = 35^{\circ}$. Под воздействием гидродинамического фактора по графику при $\eta = 1,0$ угол $\alpha = 26^{\circ}40'$ (1:2). Вне воздействия гидродинамического фактора при $\varphi = 35^{\circ}$ откос 1:1½.

142. Об осмотре оползней на месте. В заключение отметим, что для глаза опытного наблюдателя очень многие мелкие детали проявления данного оползня дают много для правильного раскрытия его природы, для установления причины оползня и, наконец, для правильного назначения наиболее целесообразного противооползневое мероприятия. В силу этого осмотр оползня на месте при разрешении всех этих вопросов совершенно необходим. Всегда крайне интересны наблюдения за состоянием растительности по склону (рис. 173).

К ВОПРОСУ О МЕТОДИКЕ ВЫЯВЛЕНИЯ ПРИЧИН АВАРИЙ СООРУЖЕНИЙ

Глава XXV

НЕКОТОРЫЕ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫЕ ДАННЫЕ

143. О трещинах в сооружениях. При анализе аварийных проявлений во многих случаях оказывается полезным изучение характера распределения трещин. Рассмотрим в этом отношении несколько примеров.

Обратимся к рис. 174. При наличии неравномерности осадки, например, при более значительной осадке угла здания (углы всегда перегружены) трещины составляют с вертикалью угол α , близкий к

$$\alpha = \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Это обстоятельство является следствием того, что наибольшие главные напряжения p_1 в данном случае будут направлены вертикально. Вместе с тем, как известно, трещины располагаются под углом $\alpha = \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$ к траектории наибольшего главного напряжения. Положение это иллюстрируется схемой *a*, рис. 174.

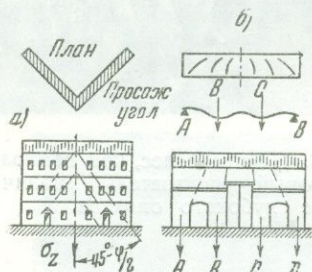


Рис. 174. Трещины, как показатель формы деформации основания под нагрузкой.

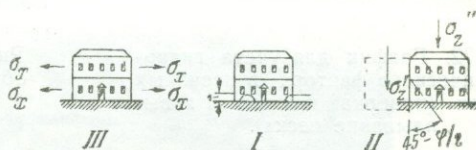


Рис. 175. Трещины, как показатель формы деформации основания при просадочных явлениях.

При перегрузке некоторых отдельных элементов сооружения (схема *б*, рис. 174) может быть уподоблено балке, лежащей на двух или более опорах. Трещины в таком случае следуют траекториям наибольших скалывающих напряжений.

При наличии просадочных явлений, например, при вытекании из-под сооружения текучих песков, разжиженных супесей и т. д. при просадке территории при замачивании лёссов, а также при подвижках толщи породы при начальных проявлениях оползней, т. е. во всех тех случаях, когда деформация толщи вызывается не весом сооружения, а какими-либо другими причинами, — грунт как бы «выходит» из-под сооружения. Сооружение при этом следует за поверхностью деформируемой толщи, стараясь в нее «вписаться».

Трещины при таких обстоятельствах носят характер, который можно увидеть по рис. 175.

В зоне равномерного опускания территории (случай 1) сооружение будет свободно от трещин. При местных ослаблениях основания (местных просадках) наблюдаются трещины «вывала» отдельных частей сооружения, подобно вывалам горной породы при проходке туннелей, штолен и т. д.

В зонах, связанных с неравномерными просадками, трещины носят характер по схеме II (случай, подобный схеме а, рис. 174).

В зонах перемещения толщи под малым углом к горизонту (например, краевые зоны) сооружение подвергается воздействию растягивающих сил (схема III). Трещины будут здесь более или менее близкими к вертикальным.

Подобное же направление трещин может иметь место при выдавливании, выпирании породы из-под фундамента сооружения при чрезмерных нагрузках, так как в данном случае сооружения также подвергаются воздействию растягивающих сил.

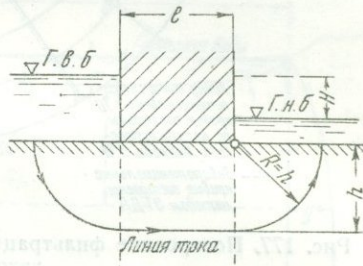


Рис. 176. Приближенный способ определения длины линии фильтрационного тока.

Трещины во всех случаях идут по линии наименьших сопротивлений (через дверные и оконные перемычки). Чистота явлений в сильнейшей степени может быть нарушена при наличии уже значительной сети трещин за счет перераспределения траектории главных напряжений и температурных явлений.

144. Упрощенное определение длины пути фильтрации. Согласно предложению автора при изучении линии токов конфокальные эллипсы заменяются коробовыми линиями (рис. 176).

Таким образом, длина пути фильтрации по линии тока под сооружением на глубине h складывается из длины полуокружности с радиусом $R=h$ и прямого участка длиной l . Общая длина линии тока L :

$$L = \pi \cdot h + l. \quad (208)$$

Сопоставление данного метода с методом ЭГДА дало отклонение в длине линии тока на разных глубинах от 2 до 7%.

Метод автора по построению фильтрационного поля. Линии тока и линии равных напоров (эквипотенциальные линии) уподобляются в описываемом методе траекториям главных напряжений в упругом полупространстве под той или иной нагрузкой. Вместе с тем из строительной механики известно, что главные направления совпадают с биссектором и нормалью к нему угла видимости 2α . Напомним, что угол видимости 2α есть тот угол, под которым из данной точки основания виден фундамент.

Случай плотины (рис. 177). Отождествляется с напряженным состоянием упругого полупространства под бесконечной ленточной нагрузкой. Способ построения ясен из чертежа. На чертеже нанесены линии равных напоров, построенные методом автора и методом ЭГДА. Совпадение почти полное. Имеющееся некоторое расхождение не в пользу метода ЭГДА.

Случай береговой завесы (рис. 178). Отождествляется с силовым полем для полубесконечной нагрузки. Угол видимости строит-

ся, исходя из удвоенной длины береговой завесы. Построение ясно из чертежа. Сходимость с результатами по методу ЭГДА — отличная.

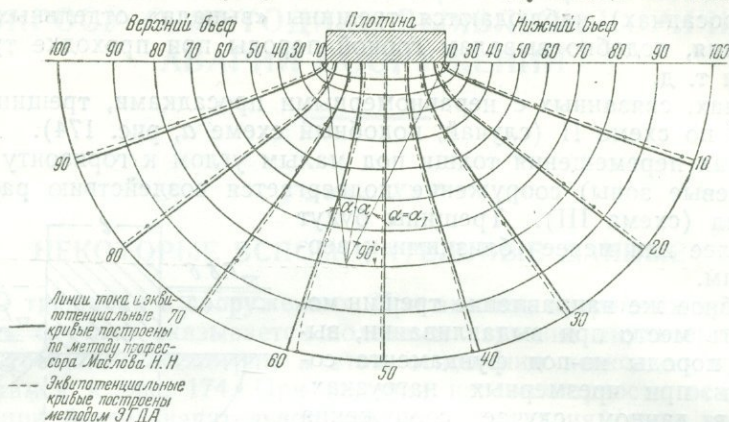


Рис. 177. Построение фильтрационного поля графическим приемом по методу автора. Случай плотины.

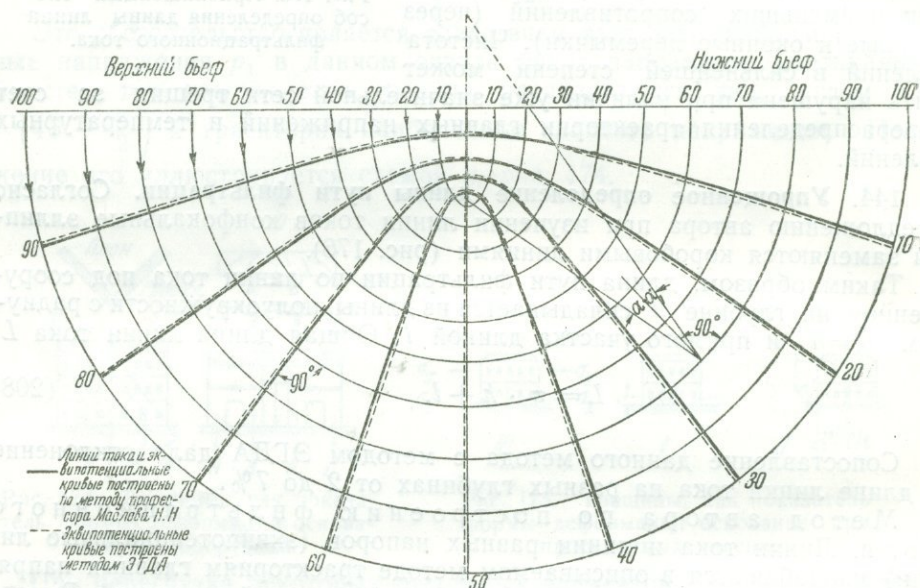


Рис. 178. Построение фильтрационного поля графическим приемом по методу автора. Случай береговой противофильтрационной завесы.

145. Приближенные формулы для учета потерь на инфильтрацию из водохранилищ, каналов и т. д. При глубоком залегании зеркала грунтовых вод (рис. 179) входной градиент инфильтрации

$$i = \frac{h+1}{1} \quad (209)$$

с заглублением расчетного слоя градиент в толще падает, что ведет к необходимости для пропуска в толще поступающего в нее инфильтрационного расхода соответствующего увеличения сечения (растекание).

Одностороннее растекание y может быть найдено из выражения:

$$y = \frac{h \cdot b(x-1)}{2(h+x)}. \quad (210)$$

В пределе

$$\lim y = \frac{h \cdot b}{2}. \quad (211)$$

При этих условиях в соответствии с (209) величина инфильтрационного расхода q может быть определена из выражения (плоская задача):

$$q = b \cdot k(h+1). \quad (212)$$

Однако при использовании этого выражения необходимо иметь в виду, что даже частичное заиливание дна водоема или канала может сразу уменьшить расход q в несколько раз.

При наличии в толще подземного потока (рис. 180) инфильтрационные потери q могут быть найдены приближенно из выражения:

$$q = k \cdot \alpha(i - i_0). \quad (213)$$

При этом очевидно, что при определенных условиях ($\alpha \rightarrow 0$; $i \cong i_0$) даже при больших величинах коэффициента фильтрации k расход может

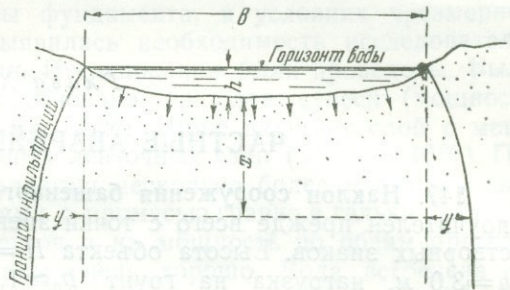


Рис. 179. Схема для расчета потерь на инфильтрацию в сухую толщу.

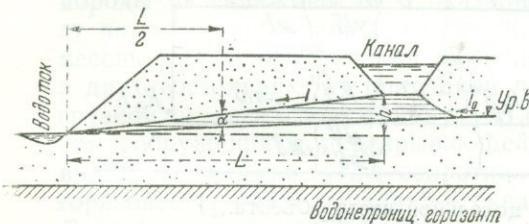


Рис. 180. Схема для расчета потерь на инфильтрацию при наличии в толще грунтовых вод.

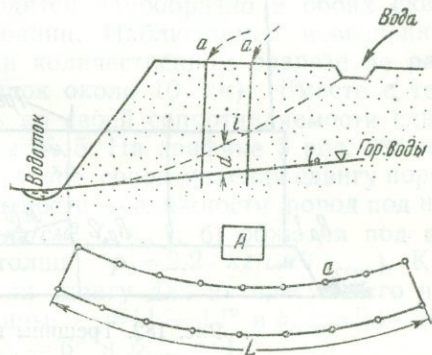


Рис. 181. Схема приема для определения коэффициента фильтрации.

оказаться весьма ограниченным по величине. Вопрос упирается в водоотводящую способность толщи (толща «захлебывается»).

146. К вопросу о полевых определениях коэффициента фильтрации k Наряду с общеизвестными методами в определенных условиях может с успехом быть применен прием Волго-Дона (рис. 181). В опытный котлован на месте сооружения и по преимуществу с той же глубиной подается постоянный расход q , поддерживающий в нем некоторый определенный уровень воды. Едется наблюдение за повышением уровня воды в наблюдательных скважинах a , располагаемых в два ряда поперек всего вновь образующегося инфильтрационного потока. Тогда коэффициент фильтрации k может быть найден из выражения:

$$q = k(i - i_0) \cdot \alpha \cdot L. \quad (214)$$

Глава XXVI

ЧАСТНЫЕ АВАРИЙНЫЕ ПРИМЕРЫ

147. Наклон сооружения башенного типа. Рассматриваемый пример поучителен прежде всего с точки зрения изучения условий возведения створных знаков. Высота объекта $H = 70$ м, заглубление фундамента $h = 3,0$ м, нагрузка на грунт $p_0 \cong 1,50$ кг/см², диаметр фундамента $D = 11,0$ м. Сооружение на берегу в 100 м от уреза воды. Немедленно вслед за постройкой объект обнаружил вполне отличный глазом наклон, прогрессирующий во времени. На фундаменте были замечены трещины. Требовалось установить значимость явления, необходимость

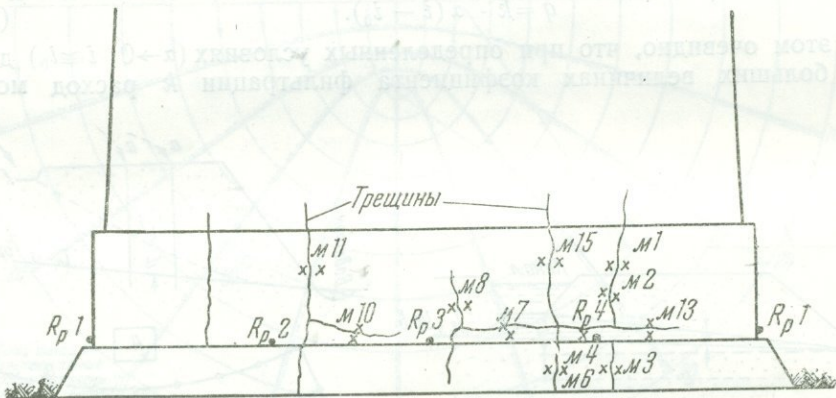


Рис. 182. Трещины на цокольной части объекта.

использования тех или иных защитных мер, если бы они оказались необходимыми. Осмотр на месте подтвердил наличие наклона объекта и трещин на фундаментных частях. Трещины были зарисованы (рис. 182). Поставлены маяки. Опрос свидетелей и дополнительное изучение найденных материалов показали, что объект обоснован на супесях, подстилаемых ленточными глинами. Грунтовые воды от поверхности — около 2 м.

При разработке рабочей гипотезы должны были применительно к местной обстановке оценены следующие варианты «причин и природы» аварийных проявлений:

- а) нагрузка на грунт в основании сооружения чрезмерна. Устойчивость основания превзойдена. Грунт выпирается или выжимается;
- б) неравномерность осадки сооружения, как следствие большей сжимаемости грунтов с одной стороны фундамента или большей мощности толщи сжимаемого пласта;

в) имеет место истечение разжиженных масс породы из-под фундамента в сторону водотока.

Евозможность развития оползневых проявлений исключается (высота берега 2,0 м и удаление 100 м). Гипотеза истечения опровергается наблюдаемым наклоном сооружения в сторону берега.

Как это следует из рис. 182, трещины имеют поразительную тенденцию к вертикальности. При отсутствии просадочных и оползневых явлений такие трещины могли явиться наиболее вероятным следствием выпора грунта из-под подошвы фундамента, в условиях чрезмерной перегруженности основания. Выявилась необходимость исследовательских работ с закладкой скважин. Исследования были проведены. Было установлено, что сооружение обосновано на слое супеси (мощность 1,5 м), подстилаемой 40-см слоем песка. Ниже залегает слой с мощностью порядка 7,5 м размягченных ленточных глин (w — до 40%). Последние в свою очередь подстилаются несколько более плотными слоистыми и неслоистыми суглинками с примесью гравия и гальки (w — до 24%). Элементы залегания пластов и их мощность по обоим противоположным скважинам выдержаны очень хорошо. Вода встречена на уровне — 2,0 м от поверхности. Все результаты лабораторных работ сведены в график (рис. 183).

Отметим, что скважина № 6 была заложена с «поднаклонной» стороны, скважина № 5 с противоположной «наднаклонной» стороны.

Как показывает анализ этого графика и прочих данных исследований, породы в обеих скважинах очень близки по влажности, однако, породы 6-й скважины значительно более пластичны и несколько более глинисты. Вместе с тем породы близки по своей консистенции, и в пределах глубины 5,0—11,0 м они находятся однообразно в обеих скважинах в очень расслабленном состоянии. Наблюдаемая повышенная сжимаемость пород в 6-й скважине в количественном разрезе не разрешала вопрос (неравномерность осадок около 10 см). Вместе с тем, породы из скважины № 6 оказались по своей сопротивляемости сдвигу намного слабее пород из скважины № 5. На графике 5 рис. 183 нанесены для обеих скважин значения углов сопротивления сдвигу пород в двух состояниях: а) природной плотности — влажности пород под нагрузкой от веса сооружения $p_0 = 1,5 \text{ кг/см}^2$ ($\psi_{\text{пр}}$); б) обжатия под весом сооружения и перекрывающей толщи $p_0 = 2,2 \text{ кг/см}^2$ ($\psi_{\text{соор}}$). Как видим из графика, углы сопротивления сдвигу для интересующего нас горизонта (7—11,0 м) для 5-й скважины: $\psi_{\text{пр}} \approx 11-12^\circ$ и $\psi_{\text{соор}} \approx 23-25^\circ$. В то же время для 6-й скважины $\psi_{\text{пр}} \approx 6^\circ$ и $\psi_{\text{соор}} \approx 18^\circ$.

По графику для формулы Паукера (см. главу 13, раздел третий) находим при минимальных $\psi_{\text{соор}} = 18^\circ$ и заглублении интересующего нас пласта на $H = 7,0 \text{ м}$ от поверхности $\sigma_{\text{пр}} = 2,80 \text{ кг/см}^2$,

$$n_{\text{соор}} = \frac{2,80}{1,50} = 1,85.$$

То же для начального состояния (природная влажность).

Для 5-й скважины при $H = 7,0 \text{ м}$ и $\psi_{\text{пр}} = 11,5^\circ$

$$\sigma_{\text{пр}} = 2,40 \text{ кг/см}^2 \text{ и } n_{\text{пр}} = \frac{1,54}{1,50} = 1,03.$$

Для того же состояния для пород 6-й скважины при $\psi_{\text{пр}} = 6^\circ$

$$\sigma_{\text{пр}} = 1,10 \text{ кг/см}^2 \text{ и } n'_{\text{пр}} = \frac{1,05}{1,50} = 0,70.$$

Скважина № 5 Скважина № 6

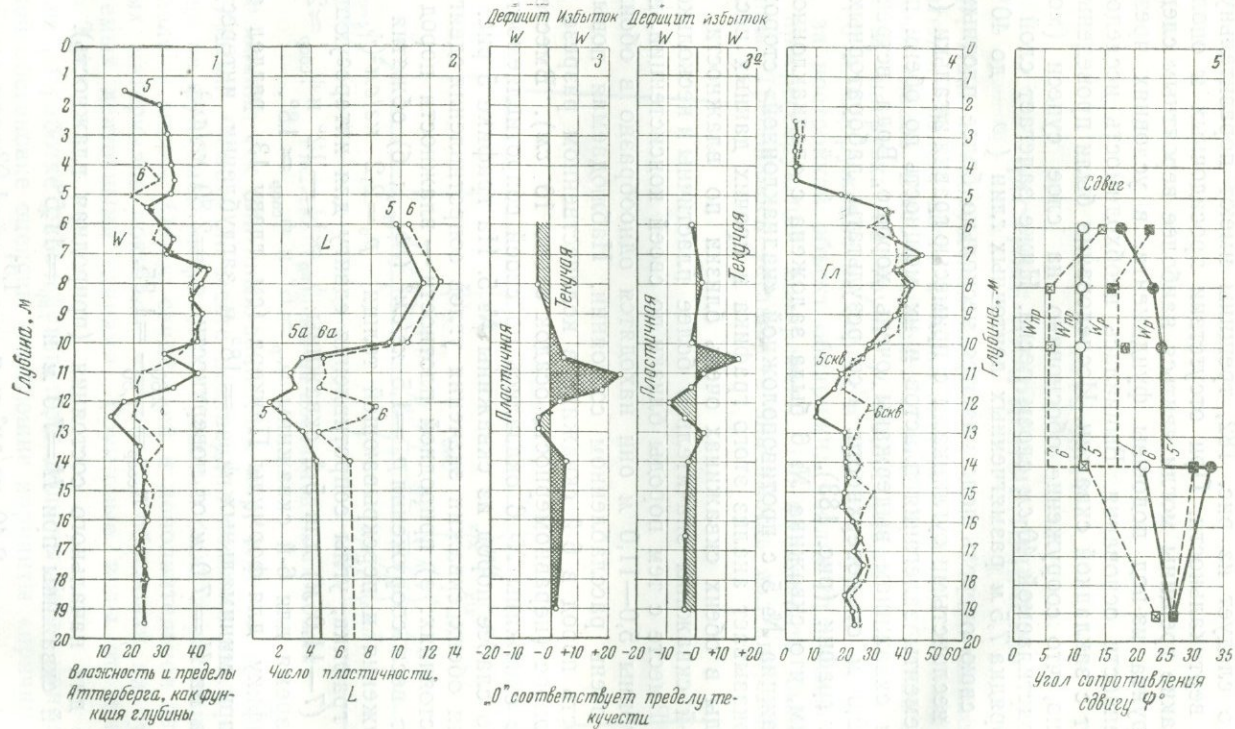


Рис. 183. График для анализа по составу, состоянию и свойствам пород основания объекта.

К таким же результатам мы приходим при проверке на «выдавливание» по формуле автора.

Конечно, все эти расчеты более чем приблизительны, однако они позволяют сделать такие выводы:

1) в условиях полного уплотнения грунта под нагрузкой от веса сооружения устойчивость сооружения обеспечивается с весьма значительными коэффициентами запаса с обеих сторон объекта;

2) в условиях незавершившегося обжатия и, что самое интересное, в начальной стадии обжатия устойчивость грунтов со стороны скважины № 5 обеспечивается, но не обеспечивается со стороны скважины № 6.

Таким образом, мы приходим к заключению, что причиной наблюдавшегося наклона объекта является деформация, связанная с частичным нарушением устойчивости основания со стороны скважины № 6 в начальной стадии работы грунта. С течением времени, по мере нарастания плотности породы под нагрузкой, степень устойчивости основания непрерывно нарастала и будет нарастать впредь и окажется к некоторому сроку обеспеченной с обеих сторон сооружения.

В силу изложенных выше выводов следовало ожидать постепенно затухания деформации основания и наклона объекта и стабилизации их общей устойчивости. При этих условиях не требовалось никаких восстановительных и защитных мер. Все должно было притти в норму само собой.

Были поставлены соответствующие наблюдения. Период наблюдений составлял полтора года. Наблюдения за осадкой объекта показали, что хотя осадка его и затухает, но тем не менее процесс осадки все же продолжается. За этот период времени величина осадки достигла 5 миллиметров, причем осадка протекала неравномерно. Репера, расположенные со стороны наклона объекта, дали большую осадку, чем противоположные. Разница в величине осадки за полтора года составляет порядка 2—3 мм.

Наблюдения за трещинами показали, что раскрытие трещин доходило до 1,5 мм. Однако оно происходило в холодное время, в сентябре—декабре месяце, поэтому раскрытие трещин следует в известной мере отнести к влиянию температуры.

Наклон объекта определяется смещением его центра примерно на 53 см. Установить увеличение наклона объекта за полтора года за его малостью не удалось.

В дальнейшем, ввиду затухания процесса, увеличения наклона объекта ожидать не следовало. Время подтвердило этот вывод.

148. Разрушение портового оградительного сооружения. Авария произошла в одном из портов. Сооружение, потерпевшее аварию, представляло собой комплекс оградительных сооружений, возводимых в акватории. За сооружениями путем рефулирования создавалась новая портовая территория. Ограждение было запроектировано и выполнено двух типов: в виде ряжей на каменной наброске (рис. 184) и в виде каменной дамбы смешанного типа. Сооружения обосновывались на слое песчанистой глины мощностью порядка 0,5 м. Ниже следовал пласт илдиевых глин с мощностью от 6 до 9,0 м. Под илдиевой глиной залегает метровый пласт гравелистого песка и ниже — скала. Глубина воды на межене порядка 2,0 м. Давление на грунт порядка 0,5 кг/см². Рефулируемый материал — илесто-глинистая масса.

В результате аварии оградительный фронт оказался прорванным в месте стыка ряжевой линии и дамбы. Сооружения оказались сдвину-

тыми на 7,0—11,0 м и сильно деформированы. Отрефулированные массы грунта прорвались и вытекли в образовавшуюся брешь. Все сооружения по причальному фронту и на образованной территории разрушились.

Осмотр на месте подтвердил состав и характер аварийных проявлений и указал на весьма серьезный их характер. Было выяснено, что вблизи от оградительного сооружения проходит трасса морского канала (внешняя его бровка — 24 м от оси оградительных сооружений).

Во время нашего посещения места аварии нами было произведено прощупывание основания при посредстве железной штанги и футштока. При этих исследованиях во всех случаях ощущалось наличие покровной более песчаной породы незначительной мощности. В толщу иолдиевой глины щуп проходил легко. Футшток точно так же сравни-

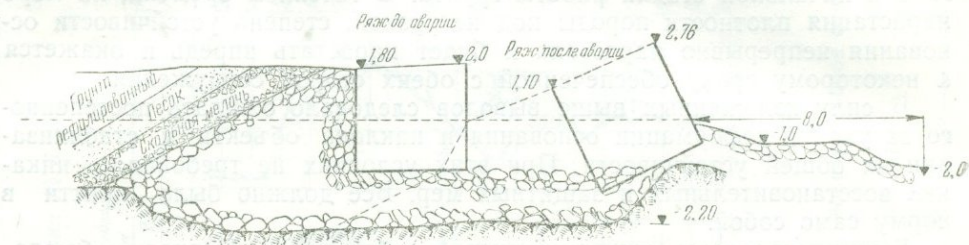


Рис. 184. Форма деформации ограждения.

тельно легко проникал в эту породу на 1,5—2,0 м. Эти элементарные исследования полностью подтвердили характеристику иолдиевых глин, как мягких, переувлажненных. Внешний осмотр образцов иолдиевой глины указал на очень высокую влажность и пластичность этой породы.

Авария произошла через 12 часов после окончания рефулерных работ, ночью, совершенно неожиданно, без всяких предупредительных и начальных проявлений. Во время аварии был отлив. Авария произошла, повидимому, быстро.

Иолдиевые глины изучались в одной из крупных грунтовых лабораторий. Этими исследованиями угол φ для этих глин был определен в пределах от $23^{\circ}30'$ до $27^{\circ}40'$ ($\text{tg } \varphi = 0,435—0,523$).

Однако проектировщики оценили эти характеристики как чрезмерные и не соответствовавшие местным условиям. В силу этого в расчете были приняты значения при проверке устойчивости сооружения на сдвиг $\varphi = 17^{\circ}$, т. е. $\text{tg } \varphi = 0,30$, и при оценке пассивных сил отпора грунта $\varphi = 12^{\circ}45'$ ($\text{tg } \varphi = 0,23$). Сдвигающая сила для ряжей определялась при этом, исходя из величины активного давления на ряж каменной набросной призмы. При этих условиях коэффициент запаса на устойчивость определился величиной порядка 2,0. Как видим, действительность опровергла эти предположения самым решительным образом.

Интересно отметить, что местные портовые работники наблюдали при нагрузке на сваю 1,5—2,0 т и при длине свай в 5,0 м в подобных же условиях осадку свайных фундаментов величиной до 2,0 м.

Уже при первом взгляде на аварийное сооружение становилось ясным, что авария произошла в связи со сдвигом сооружения. Однако с точки зрения восстановительных работ и типа подлежащих использо-

ванию защитных мероприятий такой голой констатации было недостаточно. Необходимо было установить причину сдвига.

В соответствии с местной обстановкой авария могла явиться следствием таких факторов:

1) недостаточной сопротивляемости сдвигу глин в основании сооружения, при наличии значительной сдвигающей силы, как распора от отрефулированного грунта (плоский сдвиг);

2) то же в условиях недостаточной их несущей способности и чрезмерности передающейся им нагрузки от веса сооружения (глубокий сдвиг);

3) в результате развития подводного оползня в сторону морского канала.

Все эти возможные варианты причины аварии должны были быть подвергнуты анализу.

1-й вариант (сдвиг) как по характеру аварии, так и по величине приложенной к грунту нагрузки от веса сооружения ($p_0=0,5 \text{ кг/см}^2$) представляется наиболее вероятным. Здесь только остается неясным вопрос о возможности сдвига сооружения при расчетном коэффициенте запаса $n \cong 2,00$. Напомним, что в расчет была введена лишь некоторая доля от общего сопротивления породы сдвигу ($\text{tg } \varphi_{\text{расч}}=0,30$ против $\text{tg } \varphi_{\text{опыт}}=0,44-0,52$). Таким образом, действительный коэффициент запаса должен был бы приближаться к $n=3,0$. На первый взгляд казалось бы, что такая величина n должна была полностью обеспечить устойчивость сооружения на сдвиг. Однако на самом деле это оказывается не так. Дальше это станет очевидным.

2-й вариант (сдвиг-выпор), учитывая малую величину нагрузки p_0 , значительное развитие ширины сооружения и наличие достаточно мощной каменной подушки, — уже с самого начала представляется мало вероятным. Однако пути восстановления сооружения и назначение защитных мероприятий того или иного типа в сильной степени зависели от той или иной причины, вызвавшей его сдвиг (при плоском сдвиге, например, требовалось увеличение веса сооружения; при выпоре же грунта в условиях глубокого сдвига, наоборот, — облегчение сооружения). В силу этого возможность такого выпора также подлежала оценке методами анализа.

О возможном неблагоприятном влиянии на устойчивость сооружения прорези канала и землечерпания в нем (3-й вариант) мы уже говорили.

Были поставлены необходимые исследования. Промеры и подводные обследования прорези канала указали, что никаких деформаций бровок откоса в канале нет. Нет никаких и оплывов. Так выглядел канал и в зоне, непосредственно примыкавшей к аварийному участку и далее. Тем самым оказывалась снятой возможность аварии по причине подводного оползня. Тем более, что и высотные измерения разрушенной части сооружения не дали сколько-нибудь достоверных данных о возможном его опускании. Более того, все эти наблюдения указали с почти исчерпывающей убедительностью на отсутствие такого движения. Ряжи искривлялись, но перемещались все же в горизонтальной плоскости. Таким образом, была доказана несостоятельность третьего варианта возможной причины аварии.

Исследования по изучению свойств иолдиевых глин дали много любопытного. По своему механическому составу иолдиевые глины являются исключительно тяжелыми и жирными и носят явно выраженный

коллоидный характер (содержание фракций менее 0,001 доходит до 45—64%).

Предел текучести глин — 60%, предел пластичности — 35%. Число пластичности — 25%. Вместе с тем природная их влажность исключительно высока и доходит до 90%. Таким образом, иолдиевые глины в основании сооружений сказываются в текучей консистенции. Вполне понятно, что при этих условиях уплотняемость рассматриваемых глин во времени крайне незначительна. Уплотнение их под нагрузкой идет крайне медленно.

Угол сопротивления сдвигу ψ_{pw} , как показали испытания, в сильнейшей степени зависит от плотности-влажности породы и не зависит от нагрузки. Значение ψ_{pw} колеблется от 6° ($\text{tg } \psi_{pw} = 0,10$) до 27° ($\text{tg } \psi_{pw} = 0,50$). Первое из этих значений соответствует начальному состоянию работы грунта в основании сооружения. Второе — полному уплотнению породы под нагрузкой. Учитывая значительную мощность слоя, о полном уплотнении глины применительно к условиям данного сооружения говорить не приходится. Предшествовавшие лабораторные исследования достаточно точно установили сопротивляемость сдвигу глин лишь в фазе полного ее уплотнения, т. е. определили ту характеристику, которая не могла быть введена в расчет. Проектировщики правильно сделали, что ввели в расчет уменьшенные значения ψ_p . Однако они уменьшили его недостаточно.

С целью проверки этих данных были замерены откосы прорези морского канала. Оказалось, что на первой стадии своего существования откосы стоят при уклоне в среднем 1:1. В дальнейшем же они уподобляются и доходят до заложения 1:7 и даже 1:8. Приравнивая угол устойчивого откоса к углу сопротивления сдвигу при нагрузке, равной весу столба грунта во взвешенном состоянии, мы можем заключить из этого обследования, что угол $\psi_p \approx 8^\circ$ ($\text{tg } \psi_p = 0,15$) или даже менее. Данные эти хорошо вяжутся с материалами позднейших лабораторных исследований.

Для того, чтобы с еще большей достоверностью оценить возможное значение показателей сопротивления сдвигу иолдиевых глин и для уяснения условий работы сооружений, нами были произведены некоторые грубые поверочные подсчеты.

При этих проверках было принято, что распор от рефулированной массы действует на сооружение подобно тяжелой жидкости с объемным весом $1,15 \text{ т/м}^3$ (см. дальше) и что нарастание сопротивления сдвигу в грунтах основания, вследствие несомненно медленной водоотдачи иолдиевой глины и приливных явлений, шло с запозданием (запоздание фазы).

Таким образом, считалось, что при спаде воды, при отливе активное давление увеличивалось пропорционально увеличению веса засыпки. Сопротивление же сдвигу грунтов основания сохранялось применительно к взвешенному состоянию рьяжей.

При проверках определялась степень устойчивости сооружения при их сдвиге по поверхности глины, с учетом веса каменной наброски под рьяжем и песчаного слоя под дамбой.

Критическое значение коэффициента сопротивления сдвигу для иолдиевой глины из этих проверок в очень строгом среднем определялось величиной 0,17, что соответствует углу внутреннего трения породы $9^\circ 40'$ (по дамбе $F_p = 0,16$ или $\psi_p = 9^\circ$; по рьяжам $F_p = 0,18$ или $\psi_p = 10^\circ 30'$).

Поскольку можно судить по внешним данным этих глин, эти показатели являются ни в какой мере не преуменьшенными, а скорее может быть даже преувеличенными, и во всяком случае ближе к тем, которые явились следствием прямых исследований.

Сопоставление всех этих показателей с данными непосредственного внешнего осмотра и элементарного опробования этой породы заставляет нас признать, что в основании потерпевших аварию сооружений залегают очень сильно переувлажненные мягкие пластичные глины, обладающие очень невысоким сопротивлением сдвигу.

Конец ряжевой стенки при аварии сдвинулся в среднем на 8 м, конец каменной дамбы — более чем на 10 м; столь значительный сдвиг показывает, что сдвигающая сила не ослабела после первой подвижки ограждения, как это имело бы место, если бы засыпка представляла собой землистое тело обычной консистенции, а продолжала давить также и во время сдвига ограждения, пока открывшийся достаточно широко прогал не ослабил давления. Объяснение этому может быть найдено только в крайней разжиженности отрефулированного глинистого грунта, имевшего гидростатические свойства тяжелой жидкости. Это подтверждается также и тем, что весь отрефулированный грунт вытек, подобно жидкости, сравнив свой уровень с уровнем отлива (грунт лег с уклоном $g\alpha = 0,02$ или $\alpha = 1^\circ$). В этом нет ничего удивительного, так как рефулированный грунт даже в естественном состоянии в выемке содержал до 70% воды (по объему); в состоянии же разрыхления помпой снаряда он должен быть совершенно жидким (согласно данным исследования содержание воды в массе до 90—95%). Сыграла несомненно некоторую роль и значительная мощность рефулерного снаряда, быстро заполнившего внутренность огражденной территории, так что для уплотнения грунта не было достаточно времени. Благодаря текучести грунта, давление его на ограждение должно было быть значительно выше обычных расчетных норм, когда предполагается, что позади ограждения находится насыпной грунт (с углом естественного откоса, например, в воде 16° , а выше воды — 24°).

Интересно, наконец, отметить, что даже при значении угла сопротивления сдвигу $\psi_{\text{гв}} = 8^\circ 30'$ несущая способность толщи под нагрузкой $p_0 = 0,5 \text{ кг/см}^2$ являлась вполне удовлетворительной. При проверке величины коэффициента запаса n по различным формулам он не оказался ниже $n = 1,10$ ($\sigma_{\text{кр}} = 0,62 \text{ кг/см}^2$), вообще же n был близок к 1,40 и выше. Таким образом, возможность выпирания грунта из-под подошвы фундамента и с этой точки зрения должна быть полностью исключена.

На основании изучения всего материала приходим к следующим окончательным выводам.

1. Основной причиной аварии явился в первую очередь недоучет низкой сопротивляемости сдвигу иолдиевых глин, как следствие чрезвычайно медленного нарастания их плотности под нагрузкой во времени.

2. Вторым фактором явился недоучет исключительной разжиженности рефулируемых масс, оказавшихся подобным тяжелой жидкости с объемным весом порядка $1,15 \text{ т/м}^3$.

При всех этих условиях картина аварии рисуется в следующем виде. Благодаря невысокому давлению на грунт ($p_0 = 0,50 \text{ кг/см}^2$) оказалось возможным беспрепятственно возвести ряжевое и набросное ограждения. Несущая способность грунтов основания при всей их слабости оказалась достаточной, чтобы воспринять этот вес от сооружений. Немедленно вслед за приложением к грунту нагрузки началось

его уплотнение и связанная с ним осадка. Однако, благодаря исключительно медленной способности иолдиевых глин к уплотнению, осадка эта ко времени, непосредственно предшествовавшему аварии, еще почти никак не проявилась, почему и не была замечена. Вместе с тем, ко времени аварии связность глин, как зависящая от их плотности, повысилась против природной в самой незначительной степени. Рефулирование грунта за стенки создало наличие сдвигающей силы. Однако в условиях прилива залитые массы были взвешены, и давление от них на стенки было относительно невелико. Со спадом воды при отливе эти массы вышли из-под уровня воды, вес их увеличился. Сдвигающая сила возросла и по своему значению оказалась чрезмерной. Произошел сдвиг сооружения, вызвавший его аварию.

Восстановление испорченного аварией участка мола должно было быть, очевидно, произведено с учетом той действительной обстановки, в которой будет происходить работа устраиваемого здесь сооружения.

Само ограждение намечалось в виде широкоразвитой призмы из каменной наброски, с присыпкой по задней ее стороне противофилтрационных слоев сначала каменной мелочи, затем песка (принцип антифильтра).

Каменная наброска, помимо простоты использования, с другой стороны имеет то преимущество, что случайные деформации профиля легко могут быть исправлены.

Нам представлялось, что следовало бы сделать попытку очистить место постройки от рефулированного грунта.

В случае же, если расчистка рефулированного грунта оказалась бы решительно невозможной, пришлось бы резко увеличить размеры и вес сооружения, учитывая, что рефулированный грунт отличался несомненно еще более низкими свойствами, чем сами иолдиевы глины. Само собой разумеется, что в этом случае должны были найти свое место исследования по изучению этих свойств.

ЛИТЕРАТУРА

1. Н. Н. Аристов. Промышленность древней Руси, Санкт-Петербург, 1866.
2. Ю. М. Абелев. Плывуны как основание сооружений и методы их исследования на месте постройки. Стройиздат, 1947.
3. Академия Наук Союза ССР под редакцией И. Н. Антипова-Каратаева. Современные методы исследования физико-химических свойств почв, издат. Акад. Наук СССР, 1945.
4. Н. К. Адам. Физика и химия поверхностей, Гостехиздат, 1947.
5. П. П. Аргунов. Улучшение методики лабораторного определения коэффициента фильтрации глинистых грунтов, сборник трудов «Основания и фундаменты», «Вопросы механики грунтов», № 11, Стройвоенмориздат, 1948.
6. В. А. Бутовская. Полевой метод испытания консистенции грунтов расплющиванием, сборник трудов «Основания и фундаменты. Вопросы механики грунтов», № 11, Стройвоенмориздат, 1949.
7. А. М. Викторов, Н. И. Быковский, Ф. М. Безрук. Геология и грунтоведение, М., Дориздат, 1947.
8. Б. М. Гуманский. Оценка строительных свойств грунтов, Строительство дорог, № 1, 1946.
9. В. Н. Голубков. Экспериментальное исследование работы свай на горизонтальную нагрузку, сборник трудов «Основания и фундаменты. Вопросы механики грунтов», № 11, Стройвоенмориздат, 1948.
10. М. И. Горбунов-Посадов. Деформация поверхности грунта от действия любой нагрузки, непрерывно распределенной по прямоугольной площадке, сборник трудов «Основания и фундаменты. Вопросы механики грунтов», № 11, Стройвоенмориздат, 1948.
11. А. Ф. Глаголев. Количественные методы анализа рыхлых материалов, Труды ВИМС, вып. 170, 1941.
12. М. И. Горбунов-Посадов. Плиты на упругом основании, Стройиздат, 1941.
13. Б. В. Дерягин. Механические свойства тонких слоев жидкости (Физ.-хим. сектор Ин-та прикладной минералогии, лабор. механич. свойств дисперсных систем), Журнал физической химии, 52/3, 379, 1934.
14. Б. В. Дерягин. Свойства тонких жидких слоев и их роль в дисперсных системах, Университет физико-химии и энергетики им. акад. Зелинского Н. Д., вып. 1, ВСНИТО, Москва, 1937.
15. И. Я. Давыдов. О полевых инженерно-геологических лабораториях, Разведка недр, № 6, стр. 40—41, 1946.
16. Н. Я. Денисов. Влияние связности глинистых пород на процесс их гравитационного уплотнения, доклады Акад. Наук СССР, новая серия, т. X, № 5, стр. 436—438, 1947.
17. Н. Я. Денисов. О стадийности деформаций глинистых пород, доклады Академии Наук СССР, новая серия, т. VI, № 1.
18. Н. Я. Денисов. Просадка лёссовидных суглинков, как показатель условий их генезиса и существования, Советская геология, № 10, 1946.
19. Н. Я. Денисов. Уменьшение пористости глинистых пород в процессе уплотнения и его геологическое значение, доклады Академии Наук СССР, новая серия, т. III, № 5, 1946.
20. И. Я. Давыдов. О возможности применения средней величины удельного веса твердой фазы грунтов при расчетах их пористости, Разведка недр, № 5, 1946.
21. В. В. Данилевский. История гидросиловых установок России до XIX века, 1940.
22. Н. Я. Денисов. О влиянии климатических условий на свойства глинистых пород, Известия АН СССР, № 3, 1948.

23. К. Е. Егоров. Деформация основания крупного жесткого фундамента под действием эксцентрической нагрузки, сборник трудов «Основания и фундаменты. Вопросы механики грунтов», № 11, Стройвоенмориздат, 1948.
24. Г. П. Завриев. Испытание упругих свойств горной породы в туннеле Озерной гидроэлектростанции Севанстроя, Гидротехническое строительство, № 9, 1946.
25. Е. А. Замарин, К. В. Попов, Н. А. Ладыгин и др. «Курс гидротехнических сооружений», М., 1946.
26. Инструкция по проектированию, возведению и эксплуатации насыпных земляных плотин», сост. инст. ВОДГЕО, 1944.
27. В. С. Истомина и И. С. Федоров. Ускоренные и упрощенные способы исследования грунтов для гидротехнических сооружений, Стройиздат Наркомстроя, 1945.
28. Э. Ф. Корневиц и Г. В. Эндер. Расчеты сплошных дниц сухих доков на сжимаемых грунтах, 1940.
29. Н. Н. Маслов, С. Б. Враский, Н. М. Никифоров, Ф. И. Ругин, Д. А. Францев. Из практики работ геотехнического сектора Ленгпа, сборник Гидроэнергопроект, № 9, Госэнергоиздат, 1941.
30. Н. Н. Маслов и С. Н. Максимов: «Инструкция по инженерно-геологическим исследованиям для сооружения малых плотин», Госгеолиздат, 1945.
31. Н. Н. Маслов, И. В. Гармонов и Д. В. Шнитников. Методика инженерно-геологических исследований при проектировании и строительстве плотин и водохранилищ, М.-Л., Госгеолиздат, 1946.
32. Н. Н. Маслов. Пути развития и содержание инженерной геологии, как русской и советской науки, Известия Академии Наук СССР, 1949.
33. В. В. Охотин. Влияние отдельных факторов на физико-механические свойства глинистых частиц, Труды юбилейной научной сессии (Ленинградск. Гос. ордена Ленина Ин-та), Ленинград, 1946.
34. Е. И. Опшюков. Оползни Саратова и борьба с ними, Саратов, вып. 2, 1945.
35. И. В. Попов. Лабораторные исследования при инженерно-геологических работах, Госгеолиздат, 1941.
36. И. В. Попов. Кристаллическая природа структуры в глинистых грунтах, доклады Акад. Наук СССР, Новая серия, т. XVI, № 5, 1945.
37. Д. Е. Польшин. О средних значениях удельного веса частиц основных видов грунтов, сборник труда «Основания и фундаменты. Вопросы механики грунтов», № 11, Стройвоенмориздат, 1948.
38. В. Ф. Пчелинцев. Новые направления в деле борьбы с оползнями, Природа, № 10, 1946.
39. С. А. Роза. Изучение уплотняемости и несущих свойств грунтов, составляющих основные сооружения Л/МЭС СССР, Гидроэнергострой, Гос. Трест по изыск. и проектир. гидростанций и гидроузлов, Гидроэнергопроект, Ленинград. отд., 1947.
40. М. Рейнер. Десять лекций по теоретической геологии, Гостехиздат, 1947.
41. Е. Д. Рождественский. О критической влажности грунта района строительства Нижне-Бозуейской ГЭС при укладке его методом отсыпки в воду, бюллетень Акад. Наук Узб. СССР, № 7, 1945.
42. Л. В. Рухин. Генетическое значение гранулометрического состава глинистых осадков, докл. АН СССР, т. 43, № 6, 1944.
43. Л. В. Рухин. Гранулометрический метод изучения песков, 1947.
44. Ф. П. Саваренский. Советская инженерная геология на пороге новой пятiletки, Вестник Академии Наук СССР, № 7, 1946.
45. Д. С. Соколов. Инженерно-геологическая съемка при гидроэнергетическом строительстве, М.-Л., Госэнергоиздат (МЭС СССР, отд. техн. пом. Главгидроэнергострой, Гидроэнергопроект), 1947.
46. Н. Е. Трупаков. Проходка шахт способом замораживания, 1947.
47. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений, Геотехнические расчеты оснований, Стройиздат, 1941.
48. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений, «Определение геотехнических характеристик грунта», Стройиздат, 1941.
49. В. А. Флорин. Теория уплотнения земляных масс, Стройиздат, 1948.
50. Е. Г. Чаповский. Практическое руководство к лабораторным работам по грунтоведению и механике грунтов, М.-Л., Госгеолиздат, 1945.
51. М. В. Чуринов. О форме поверхностной скольжения оползней, Разведка недр, № 1, 1946.
52. И. Н. Шафир и Р. И. Гинсбург. Аварии морских гидротехнических сооружений, 1942.
53. О. Я. Шехтер. К расчету фундаментных плит на упругом слое грунта конечной мощности, сборник трудов «Основания и фундаменты. Вопросы механики грунтов», № 11, Стройвоенмориздат, 1948.

8612