

МЕХАНИКА ГРУНТОВ

АРПАД КЕЗДИ

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ИССЛЕДОВАНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ
СКЛОНОВ ПРИ РАЗРАБОТКЕ УГЛЯ*

Проблема открытой разработки угля в современных условиях ставит ряд вопросов механики грунтов, правильное решение которых играет решающую роль в производительности горного хозяйства. Бесперебойная работа горного предприятия может быть осуществлена, если:

1. Еще до начала земляных работ заканчиваются работы по удалению воды из пластов;
2. При любых условиях погоды обеспечивается прочность грунтов под рельсовыми путями для крупных экскаваторов;
3. В ходе разработки угля откосы являются устойчивыми;
4. Во время работы обеспечивается бесперебойное удаление воды из открытой разработки;
5. Планомерно устраняется возможность оползания отвалов и обрушения основания под отвалами.

Несоблюдение этих требований всегда имеет тяжелые и дорогостоящие последствия: возникает опасность для жизни людей, гибнут ценные машины, или же происходят аварии вследствие которых производительность резко понижается.

Ниже на примере открытой разработки угля у Вишонта в Венгрии будут рассмотрены некоторые вопросы, упомянутые в пунктах 1 и 3. Проект разработки угля был составлен в ГДР Проектным институтом угольной промышленности; исследования по вопросам земляных работ и механики грунтов были проведены кафедрой тоннелестроения, земляных работ и механики грунтов Технического университета строительства и транспорта в Будапеште под руководством автора.

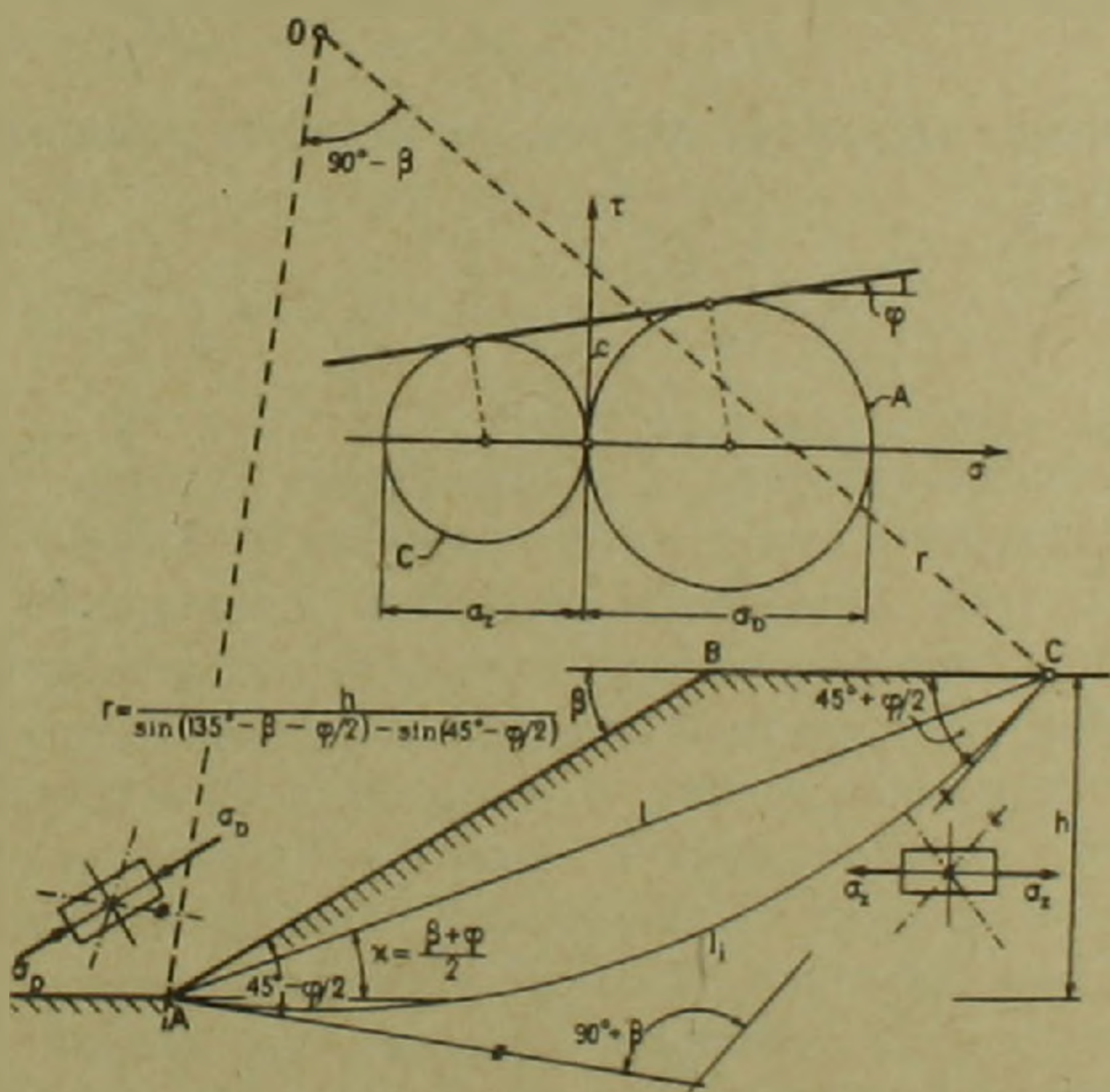
Эти исследования дали возможность сделать некоторые заключения и разработать общие методы.

* Проф. Арпад Кезди является одним из наиболее крупных ученых в области механики грунтов, успешно разрабатывающих вопросы статике грунтов—давление земли на подпорные стенки, устойчивость откосов и фундаментов. Возглавляя венгерскую национальную группу по механике грунтов и фундаментостроения, проф. А. Кезди является продолжателем работ венгерского ученого проф. И. Яки. В предлагаемой вниманию читателя работе, любезно написанной для «Известий» АН Арм. ССР, дается описание методов расчета устойчивости откосов при открытых разработках, представляющих большой теоретический интерес и могущих найти широкое применение при проектировании.—Ред.

Устойчивость откосов; коэффициенты запаса устойчивости

Общие методы исследования устойчивости откосов хорошо известны; их можно найти в каждом учебнике по механике грунтов. На практике преимущественно пользуются методом предельных состояний, в котором рассматривается равновесие земляного тела, ограниченного поверхностью скольжения, и определяется такое положение этой поверхности, при котором запас устойчивости достигает своего нижнего предельного значения. Преимущественно применяются круглоцилиндрические поверхности скольжения. Проводя исследование многих поверхностей скольжения, определяют упомянутое выше предельное значение. Для облегчения исследования применяются таблицы и диаграммы [1, 2, 5]. В этой связи остановимся на исследованиях Яки и подробнее рассмотрим вопрос о запасе устойчивости.

Яки [3] развил метод Тейлора для грунтов, обладающих трением и сцеплением в том отношении, что положение наиболее опасной расчетной поверхности скольжения определяется им не методом последовательных приближений, но на основании анализа напряженного состояния в двух концевых точках А и С поверхности скольжения (фиг. 1). В



Фиг. 1. Определение расчетной поверхности обрушения по Яки.

точке А имеет место одноосное сжатие, а в точке С—одноосное растяжение; таким образом, может быть установлен наклон касательных к поверхности скольжения. Поэтому, пользуясь геометрическими свойствами кругов, можно найти положение поверхности скольжения (фиг. 1). Можно было бы возразить, что хотя напряженное состояние на самом деле и соответствует указанному, но действительная линия скольжения не является окружностью, а представляет собой кривую, кривиз-

на которой является наивысшей у точки С и уменьшается по мере приближения к точке А. Поэтому наклон касательных заменяющей поверхности остается неизвестным. Разница между окружностью и действительной кривой обрушения является наибольшей именно вблизи точки С. Несмотря на эти возражения, можно установить, что вычисленные этим способом значения коэффициента запаса устойчивости незначительно отличаются от величин, получаемых по кривым Тейлора. Вследствие этого, математическое выражение для коэффициента запаса устойчивости, полученное на основании геометрических соотношений по фиг. 1, приводит к надежным результатам. Эта формула имеет следующий вид:

$$\frac{1}{N_s} = 4 \cos \varphi \frac{\sin \frac{\beta + \varphi}{2}}{\sin \frac{\beta - \varphi}{2}} \times \frac{\cos \beta}{(\cos \varphi - \cos \beta) \operatorname{ctg} \beta + \operatorname{tg} \left((45^\circ + \frac{\beta}{2}) (90^\circ - \beta - \cos \beta) \right)} \quad (1)$$

где

$$N_s = \frac{c}{\gamma h}$$

Для практических целей может применяться следующая приближенная формула:

$$\frac{1}{N_s} = 4 \left(\frac{4\varphi}{\beta - \varphi} + 1,6 - 0,04\varphi \right) \quad (2)$$

где β и φ выражены в градусах.

Нижеследующее относится к коэффициенту запаса устойчивости. Рассмотрим какой-либо откос, и определим все те парные значения c и φ , при которых откос находится в состоянии предельного равновесия. Для этого необходимо рассмотреть несколько поверхностей обрушения, поскольку положение расчетной поверхности скольжения зависит от величины угла внутреннего трения. В координатной системе $(c, \operatorname{tg} \varphi)$ эти парные значения образуют кривую (фиг. 2). Полученная кривая разделяет плоскость координат на две области; каждая из точек кривой соответствует таким значениям параметров сопротивления сдвигу, при которых откос является устойчивым. Каждая точка кривой представляет собой одну линию Кулона. Из рисунка можно определить различные коэффициенты запаса устойчивости. Эти значения следует рассматривать попарно: запас по коэффициенту внутреннего трения и запас по коэффициенту сцепления:

$$v_c = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi'}; v_c = \frac{c}{c'}$$

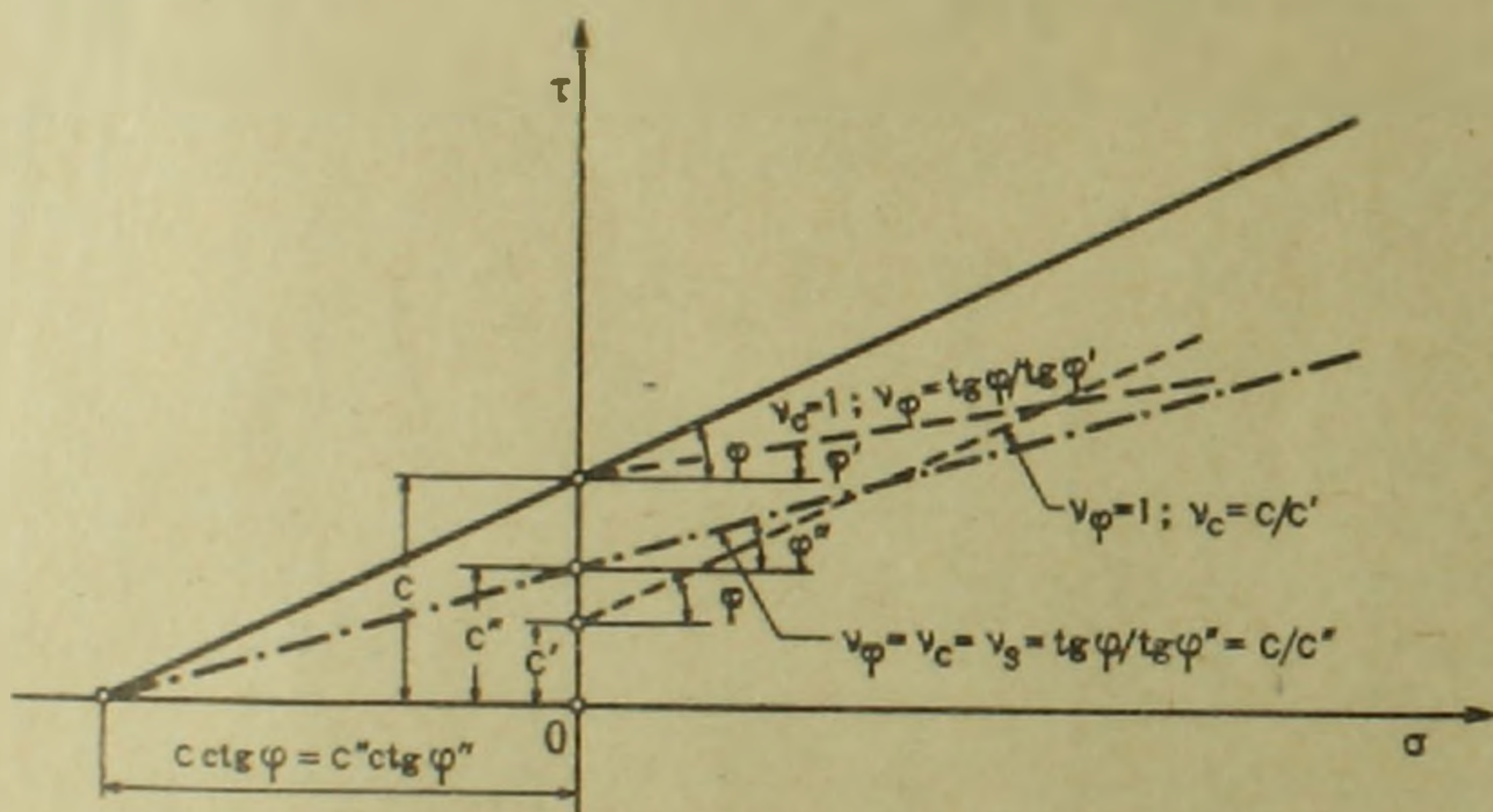
где c и φ — действительные значения, а c' и φ' необходимые значения при $v = 1$. Эти величины связаны между собой. Зная положение по-

Фиг. 3. Зависимость между различными коэффициентами запаса устойчивости.

значения: если $\nu_c = 1$, то трение используется полностью, и выражение $\nu_c = \frac{c}{c'}$ дает запас устойчивости по сцеплению; если $\nu_\varphi = 1$, то выражение $\nu_\varphi = \frac{\lg \varphi}{\lg \varphi'}$ дает запас устойчивости по трению, при полностью мобилизованном сцеплении. Как известно, в случае прямолинейного откоса, требуемое сцепление прямо пропорционально высоте откоса; поэтому ν_c при $\nu_c = 1$ дает соотношение критической и действительной высот. Из фиг. 3 видно, что может быть получено такое сочетание величин ν_c и ν_φ , при котором оба запаса устойчивости равны между собой

$$\nu_c = \nu_\varphi = \nu_s \quad (4)$$

Полученный таким образом коэффициент запаса устойчивости наиболее отчетливо отражает действительное состояние откоса, так как в этом случае определение запаса устойчивости осуществляется по величине сопротивления сдвигу, а именно $\nu_c = \nu_\varphi = \nu_s = \overline{OA}/\overline{OA'}$. На фиг. 4 эти три вида коэффициентов запаса устойчивости выражены через соответствующие прямые Кулона.

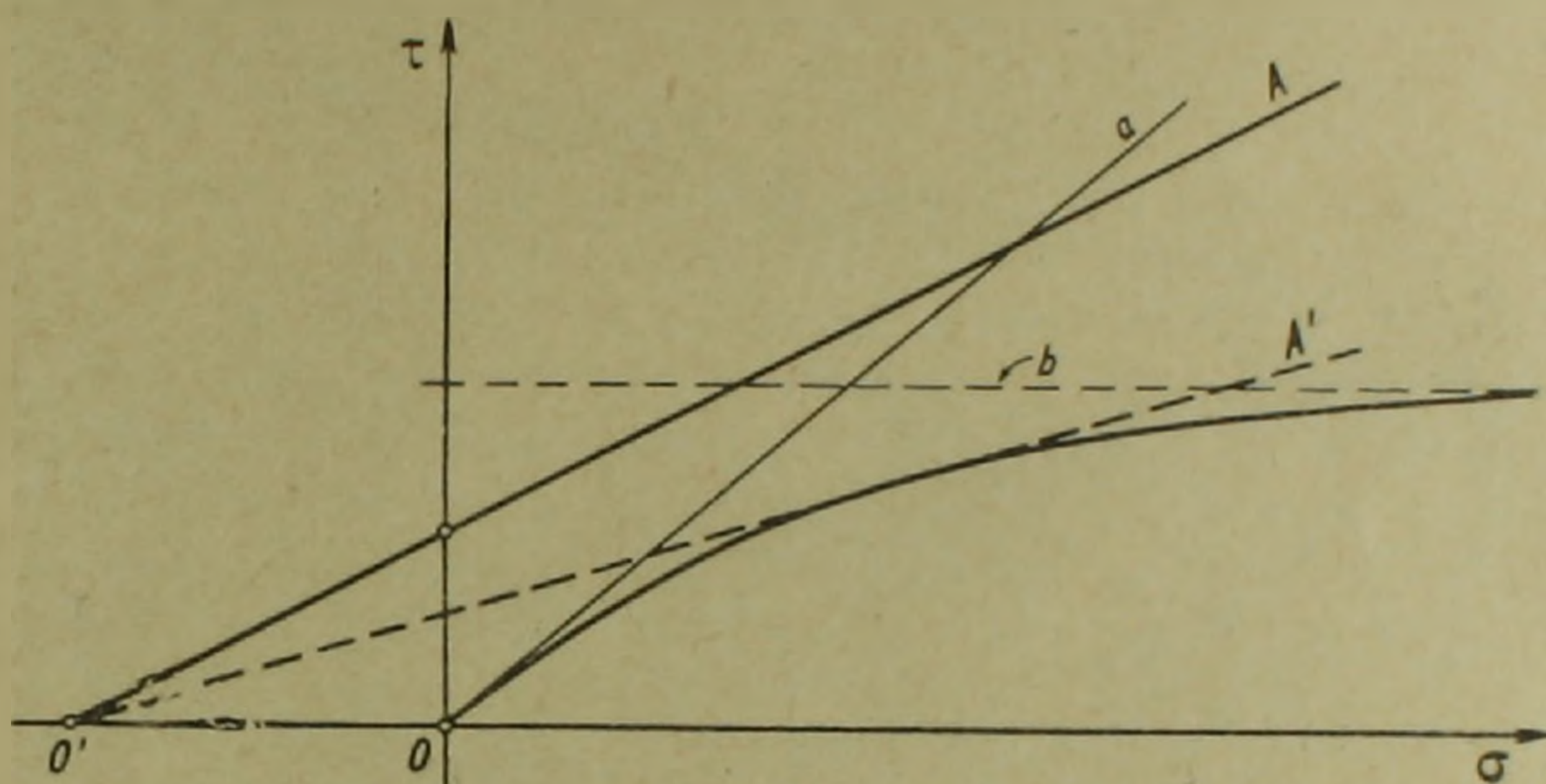


Фиг. 4. Анализ коэффициентов запаса устойчивости при помощи прямых Кулона.

Вернемся к фиг. 2 и начертим необходимые для равновесия прямые Кулона, которые соответствуют точкам кривой $\nu = 1$ (фиг. 5). Получается семейство прямых, имеющих криволинейную огибающую. Следовательно, касательные к этой кривой* представляют собой прямые среза, при которых откос остается в предельном состоянии. Точки линии ОА (фиг. 2) определяют одновременно положение прямых Кулона; они образуют лучек прямых, проходящих через точку О' (фиг. 5). Прямая, от-

* Из этого семейства касательных к кривой прямых на фиг. 5 показаны две прямые: а и б.—Ред.

носящаяся к точке A' (фиг. 2), является одной из касательных $O'A'$ иско-
мой огибающей кривой (фиг. 5). Сравнивая прямые Кулона, представ-
ляющие действительные сопротивления сдвигу грунта и прямые огибаю-
щие указанную кривую, можно установить коэффициент запаса устой-
чивости откоса для любого нормального напряжения. Коэффициент за-
паса устойчивости вычисляется как отношение действительного и тре-
бующегося для обеспечения устойчивости сопротивления сдвигу. В прак-
тических случаях действительное сопротивление сдвигу задается участ-
ком, показанным на фиг. 2; взаимное положение участка и кривой $\nu = 1$
служит основой для суждения о запасе устойчивости*.



Фиг. 5. Прямые Кулона, соответствующие кривой $\nu = 1$.

Откосы в тонкозернистых песках

Тонкозернистые, однородные, обладающие склонностью к оплыва-
нию пески создают трудности для создания в них откосов. Мощные слои
такого песка встречаются в угольном месторождении Вишонта. Если
перед вскрытием выемки произвести дренирование песка, оставив в нем
только капиллярную воду, то при угле наклона 30° откос является устой-
чивым ($\nu_\varphi = 1,1—1,2$). При этом необходимо обеспечить такой отвод
поверхностных вод, чтобы атмосферные осадки не попадали концентри-
рованно на откос, и с другой стороны следует устранять просачивание
воды, которая может вызвать постоянные фильтрационные потоки.

Можно существенно повысить запас устойчивости дренированного
откоса, если создать на его поверхности слой крупнозернистого песка
толщиной 15—20 см. Гранулометрический состав этого фильтрационно-
го слоя должен отвечать известным фильтрационным требованиям.

Если до вскрытия выемки не производится дренирование песка, или
же если это дренирование является частичным, то необходимо считаться
с возможностью возникновения направленного наружу фильтрационно-
го потока.

* Речь идет о соотношении между отрезками OA и OA' (фиг. 2).—Ред.

При местной перегрузке или сотрясениях может произойти разжижение песка; консолидация не может произойти вследствие короткого времени и сравнительно низкой водопроницаемости, и земляная масса ведет себя, как закрытая система. Так как это эти пески в естественном залегании всегда являются рыхлыми и объем их пор всегда выше критической плотности, то быстрая деформация среза вызывает тенденцию к уплотнению. Однако уплотнение не может произойти и таким образом возникает поровое давление, вследствие которого теряется сопротивление сдвигу (фиг. 6).

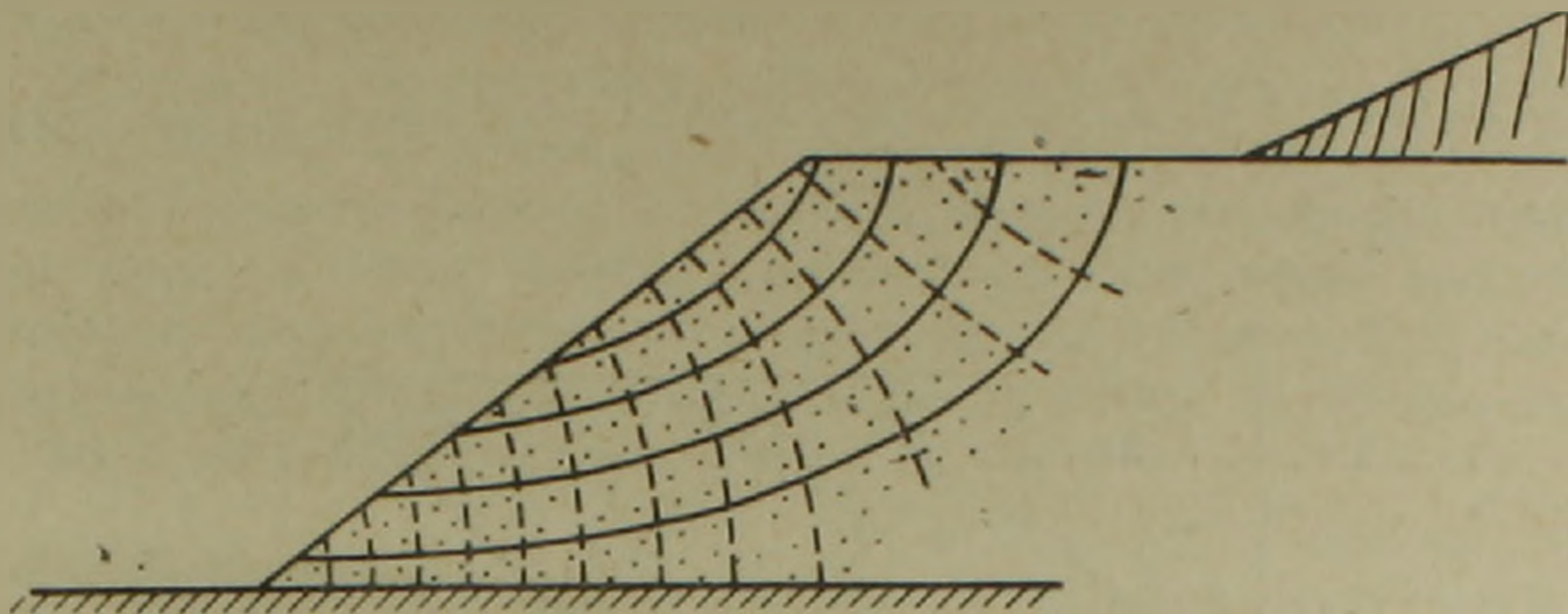


Фиг. 6. Разжижение откоса из песчаного грунта.

Для предотвращения разжижения песка, следует в таких слоях избегать внезапного нагружения, сотрясения и фильтрационных потоков.

Фильтрационный поток может стать особенно опасным в том случае, когда выемка песчаного слоя производится до поверхности пласта глины. В этом случае вода может двигаться только к поверхности откоса и направленный кнаружи фильтрационный поток вызывает гидростатическое давление, снижающее запас устойчивости. В этом случае устойчивость может быть исследована помощью сетки течения (фиг. 7).

Сетка течения и величина потенциала зависит только от геометрических характеристик откоса; таким образом проводя исследование запаса устойчивости, возможно установить угол наклона откоса, который явится устойчивым и при постоянном фильтрационном потоке. Было найдено, что угол наклона такого откоса из однородного песка равняется 55% угла внутреннего трения.



Фиг. 7. Сетка течения при дренировании откоса.

Откосы в глинах

В первом разделе был рассмотрен вопрос об определении коэффициента запаса устойчивости для материала откоса (φ, c). Как указывалось, для численных расчетов применяются таблицы и диаграммы. В применении метода к открытым разработкам необходимо отметить следующее.

При применении известных методов расчета предполагается, что сопротивление земляных масс в процессе образования откоса или выемки грунта остается неизменным, независимо от изменения геостатического давления; грунт представляет собою водонасыщенную глину. Если деформации происходят настолько быстро, что при этом не может произойти никакой консолидации, то величина сопротивления сдвигу однозначно зависит от эффективных нормальных напряжений при срезе. В этом случае может быть применен так называемый метод $\varphi = 0$. Условие $\varphi = 0$ не должно обозначать, что грунт не обладает внутренним трением; этим выражается лишь то предположение что сопротивление срезу не зависит от изменения нормальных напряжений.

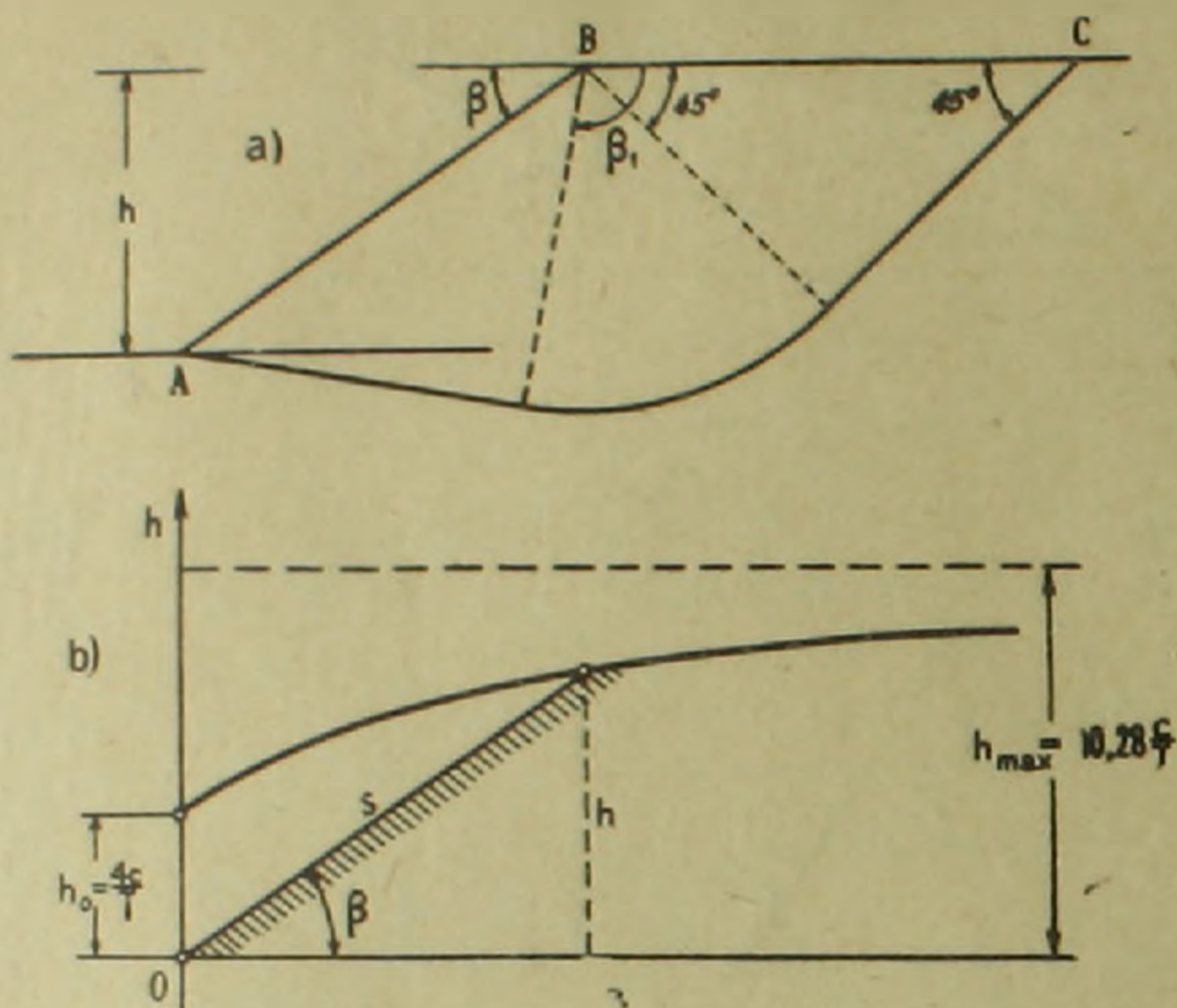
Этот метод может быть с успехом применен к исследованию откосов в глинистых грунтах при открытой разработке угля. Для этого сцепление глины определяется в трехосном приборе без дренирования, следовательно без изменения объема, чем обеспечивается условие разрушения $\varphi = 0$. Выемка грунта из глинистых пластов большой мощности производится сравнительно быстро. Возникающие при этом деформации являются упругими и при этом едва ли происходит изменение объема. Следовательно, условия исследования и ход работы—быстрая разработка—находятся в полном соответствии. Поэтому условия применения метода $\varphi = 0$ удовлетворяются.

Следует напомнить формулу предельной высоты свободного откоса в полностью пластичных грунтах ($\varphi = 0$)

$$h = \frac{4c}{\gamma} \left(1 + \frac{\pi}{2} - \beta \right) \quad (5)$$

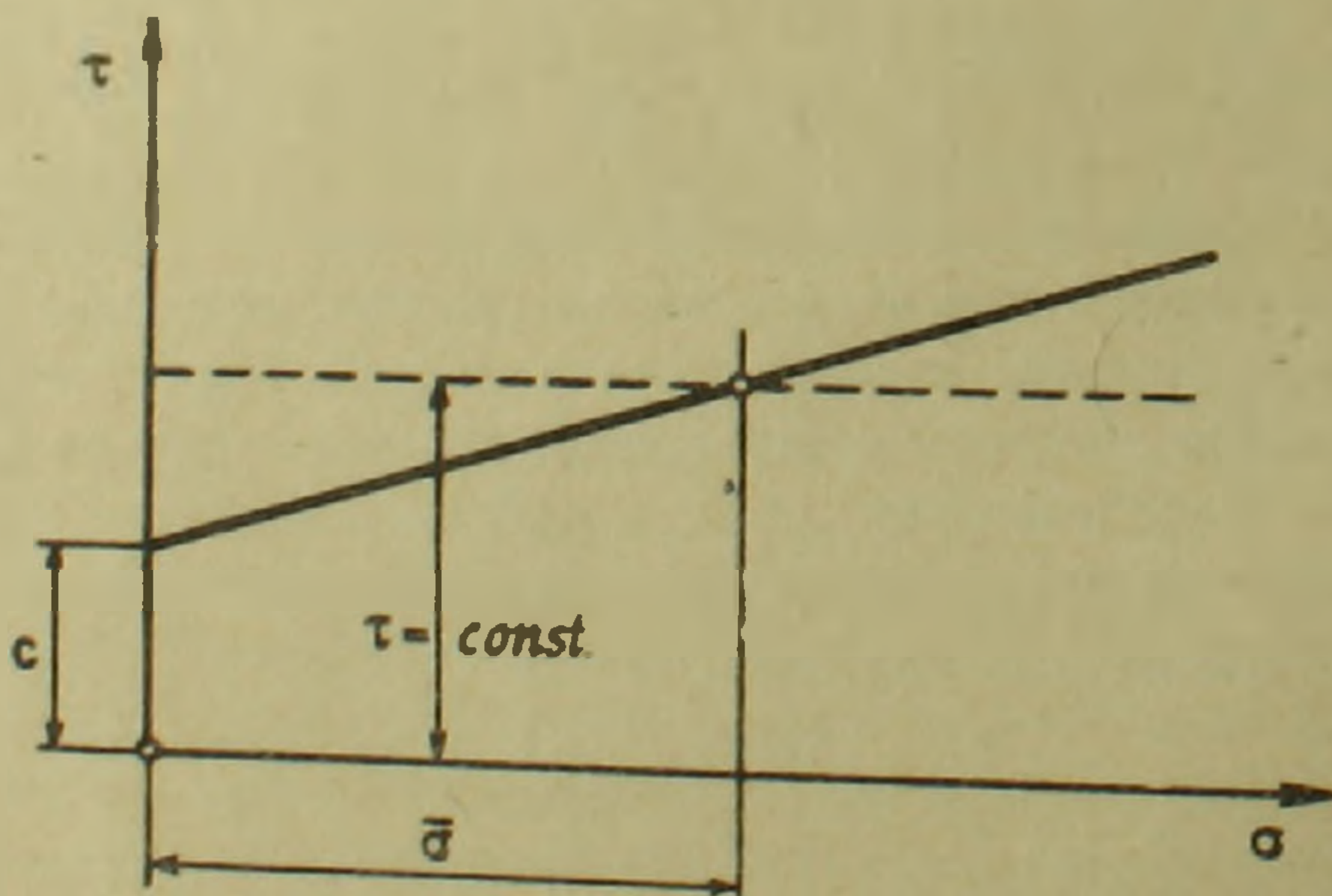
(фиг. 8). Предельное равновесие вполне пластичных грунтов излагается в книге автора [6]. Критическая высота одного из откосов в зависимости

от угла откоса показана на фиг. 8. При $\beta = 90^\circ$ имеем $h_0 = \frac{4c}{\gamma}$. Кривая стремится к асимптоте; наибольшая возможная высота откоса при $\beta = 0$ составляет $h_{\max} = 10,28 \frac{c}{\gamma}$.



Фиг. 8. Вполне пластичный грунт: а) поверхность обрушения; б) график предельной высоты свободного откоса.

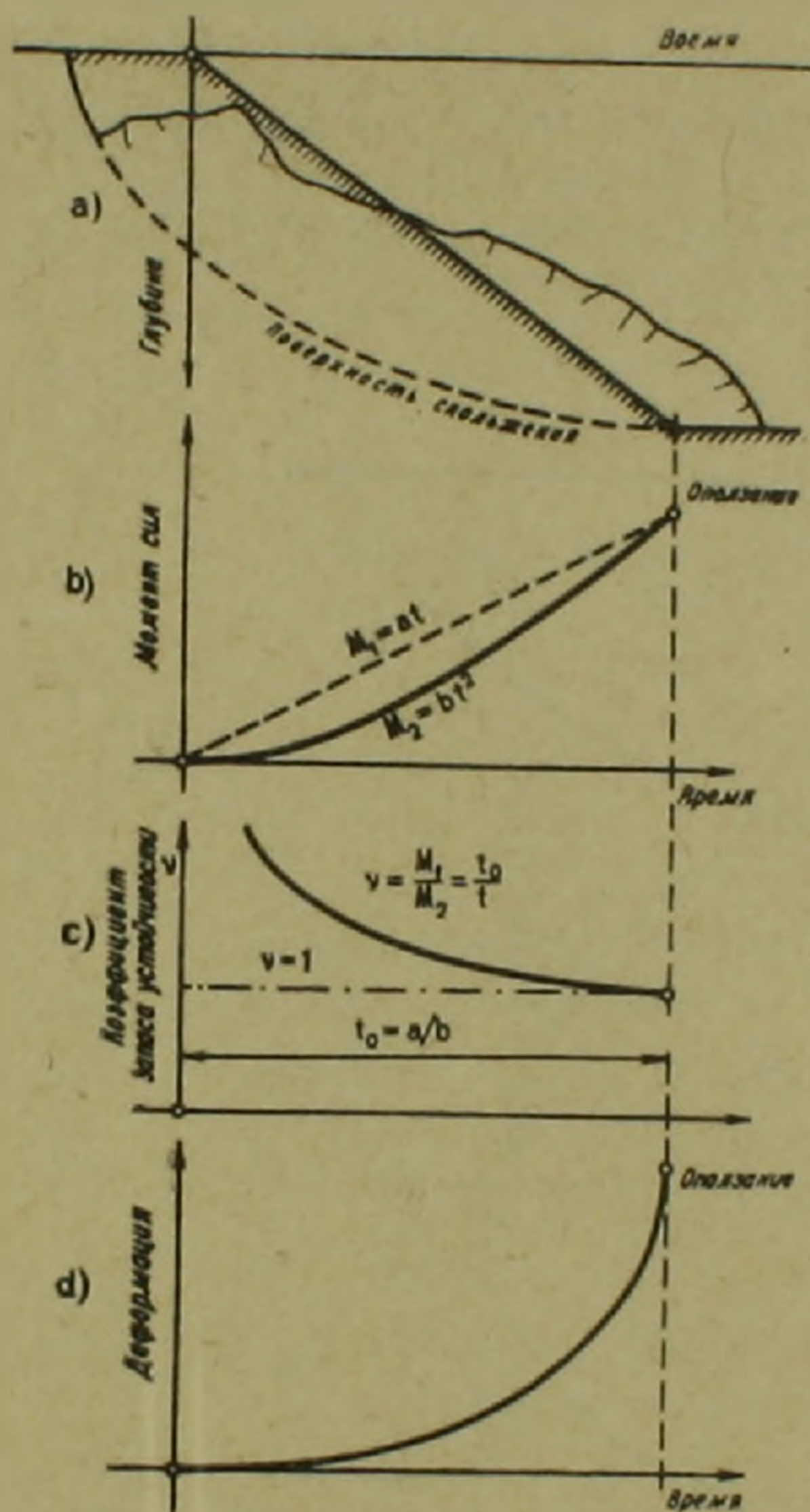
Величина сцепления получается в результате испытания на трехосное сжатие, если при этом получается $\varphi = 0$. Однако, если грунт не является полностью водонасыщенным, или если имеют место другие обстоятельства, которые ведут к $\varphi \neq 0$, то расчет следует вести на основе определенного, согласно фиг. 9, сопротивления сдвигу: на прямой сдвига берется величина сопротивления сдвигу τ , соответствующая тому зна-



Фиг. 9. Определение расчетного сопротивления сдвигу к анализу $\varphi = 0$

чению эффективных нормальных напряжений, при котором происходила природная консолидация грунта.

Этот метод дает надежные результаты только для периода выемки грунта. Внутри полученного откоса со временем происходит изменение объема и сопротивление сдвигу будет изменяться в зависимости от развивающихся в новых условиях эффективных напряжений. Рассмотрим изменение коэффициента запаса устойчивости, деформации и порового давления, если открытая разработка продолжается до обрушения, т. е. до оползания образованного откоса.



Фиг. 10. Процесс открытой разработки: а) увеличение глубины разработки; б) моменты сил противодействующих и содействующих оползанию; в) коэффициенты запаса устойчивости; г) деформации.

Если сопротивление грунта сдвигу остается неизменным, то при поступательной выемке грунта (фиг. 10), силы, противодействующие оползанию, увеличиваются линейно вместе с глубиной выемки, а при равномерном темпе земляных работ—также увеличиваются линейно со временем, поскольку длина возможной поверхности обрушения, а, следовательно, и оказываемое ею сопротивление сдвигу прямо пропорциональны глубине. С другой стороны момент сил, вызывающих обрушение, т. е. момент веса соскальзывающих земляных масс, пропорционален квадрату глубины. Точка пересечения этой кривой с прямой (фиг. 10) соответствует началу обрушения, $v = 1$.

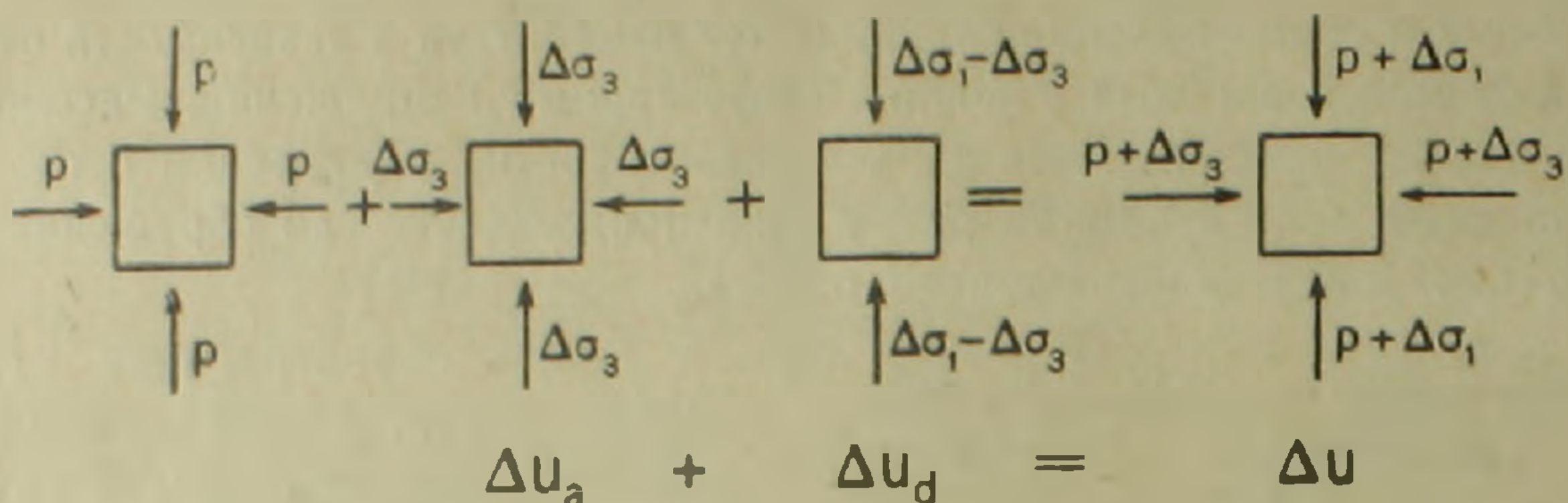
Особый интерес представляет вопрос об изменении порового давления. Величина порового давления в произвольной точке грунта может изменяться по следующим причинам: (а) вследствие изменения гидростатического давления и (б) вследствие изменения касательных напряжений. Основное математическое уравнение для расчета порового

давления было дано Скемптоном (7), согласно которому изменение значения нейтрального напряжения при изменении напряженного состояния (фиг. 11) выражается следующей формулой.

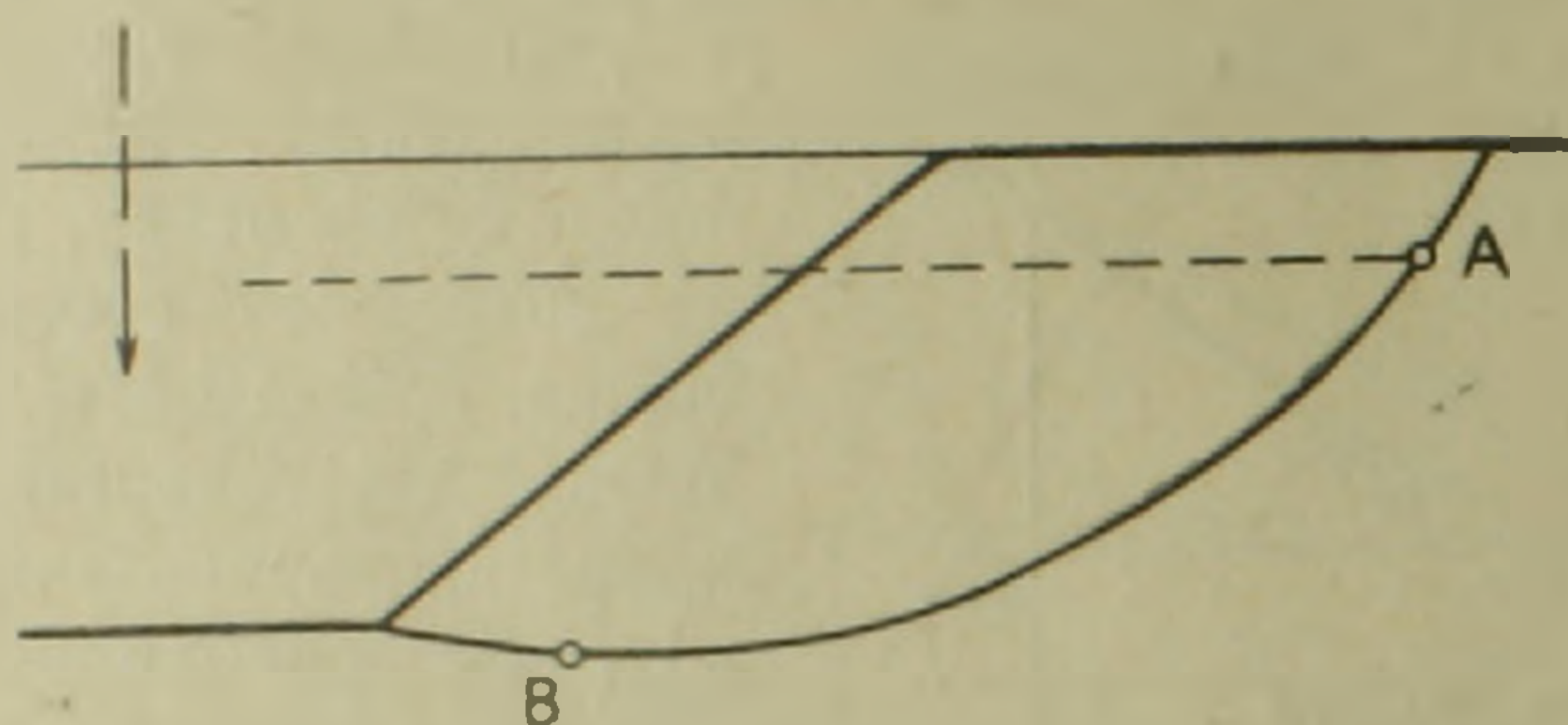
$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (6)$$

Рассмотрим откос, представленный на фиг. 12, замечаем, что гидростатическое давление, действующее в элементарной призме, вырезан-

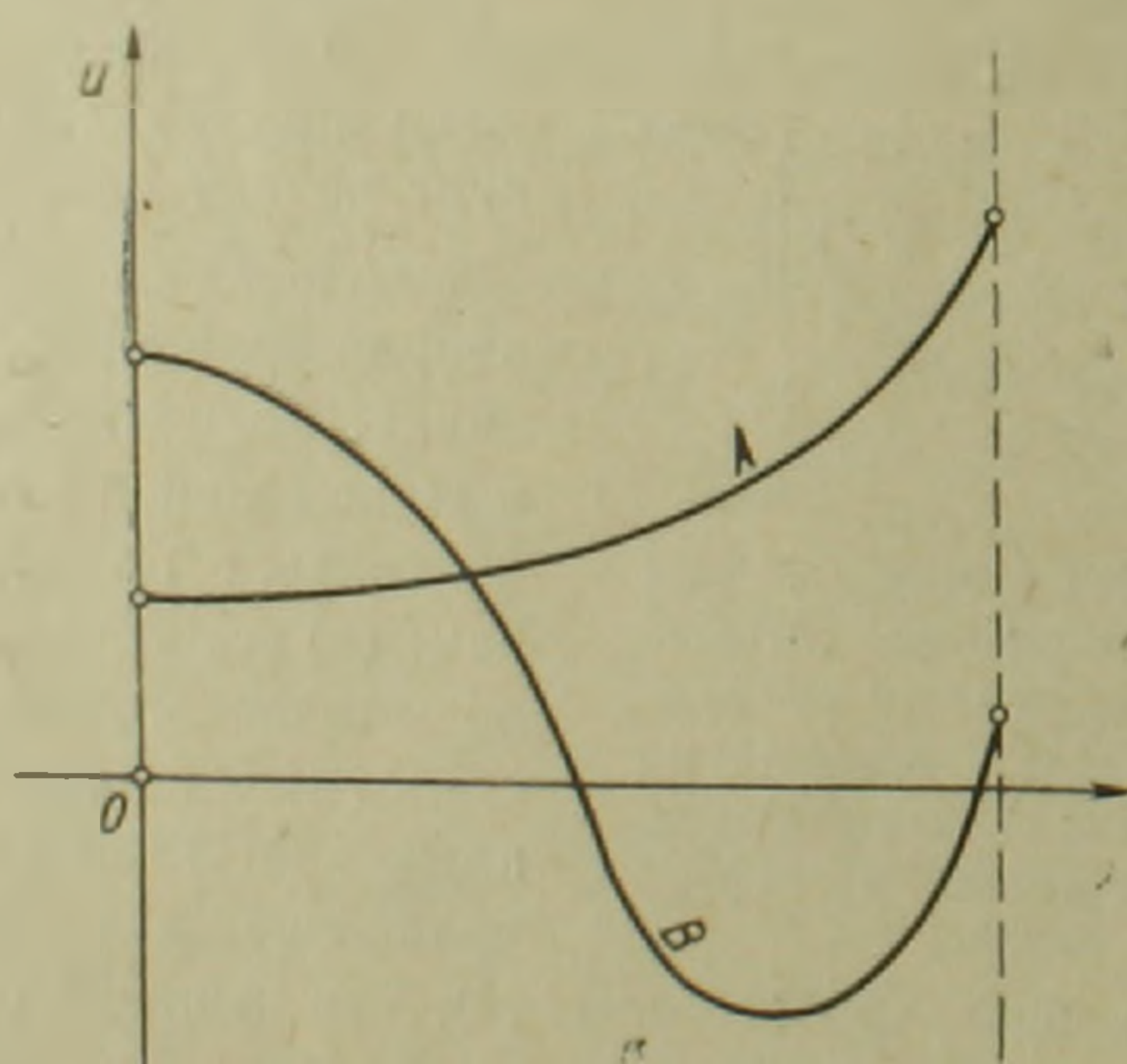
ной в точке А, остается почти неизменным ($\Delta\sigma_3 \approx 0$), вследствие этого изменение порового давления прежде всего зависит от возникающих в этой точке касательных напряжений. При разрушении вследствие сдви-



Фиг. 11. Изменение избыточного порового давления, в зависимости от изменения напряженного состояния.



Фиг. 12. Точки поверхности скольжения для исследования избыточного давления поровой воды.



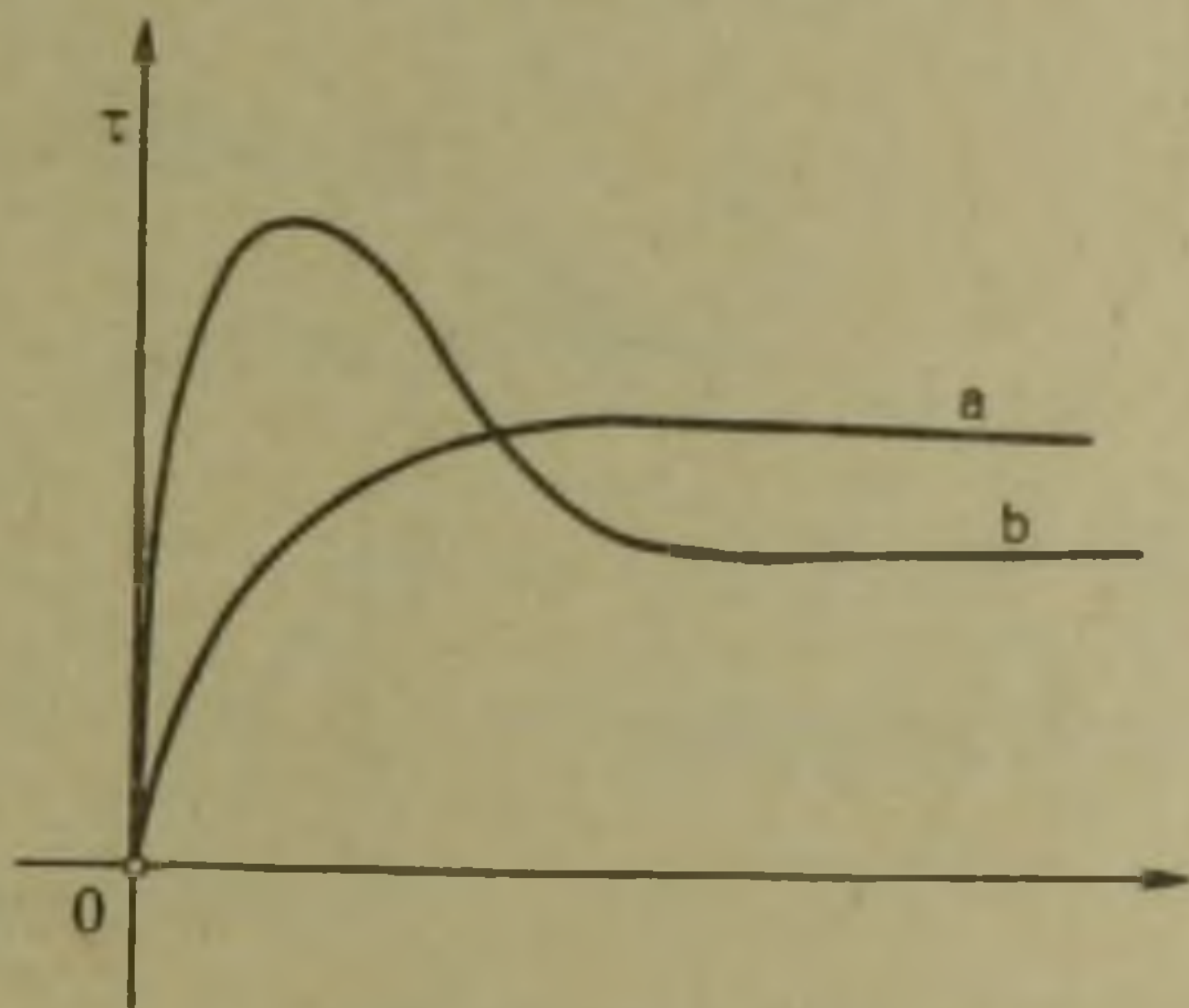
Фиг. 13. Изменение порового давления в двух точках поверхности скольжения откоса.

га в мягкой глине возникает положительное нейтральное напряжение; следовательно в процессе развития оползания поровое давление в точке увеличивается (фиг. 13).

В точке B гидростатическое давление в процессе выемки земли существенно уменьшается ($\Delta\sigma_3 < 0$), вследствие чего поровое давление также уменьшается. Вначале возникают лишь незначительные напряжения ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 \approx 0$). По мере приближения к обрушению увеличивается деформация сдвига, вследствие чего увеличивается и поровое давление ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 > 0$), однако конечная величина его, по-видимому, будет меньше начальной.

Из этого анализа можно заключить, что для выполнения конкретного исследования устойчивости не является необходимым знать величину порового давления, так как сопротивление сдвигу, которым обладает грунт, зависит только от тех эффективных напряжений, которые возникают непосредственно перед срезом.

Характер обрушения зависит от того, как ведет себя грунт после достижения максимального значения сопротивления сдвигу. Если грунт не является очень чувствительным и при больших деформациях сдвигу его прочность существенно не уменьшается (кривая a , фиг. 14), то при



Фиг. 14. Зависимость между касательными напряжениями и деформацией при сдвиге.

обрушении откоса земляные массы медленно смещаются в выемку. Если же грунт чувствителен, (кривая b , фиг. 14), то обрушение происходит быстро, как только значение коэффициента запаса устойчивости достигает единицы.

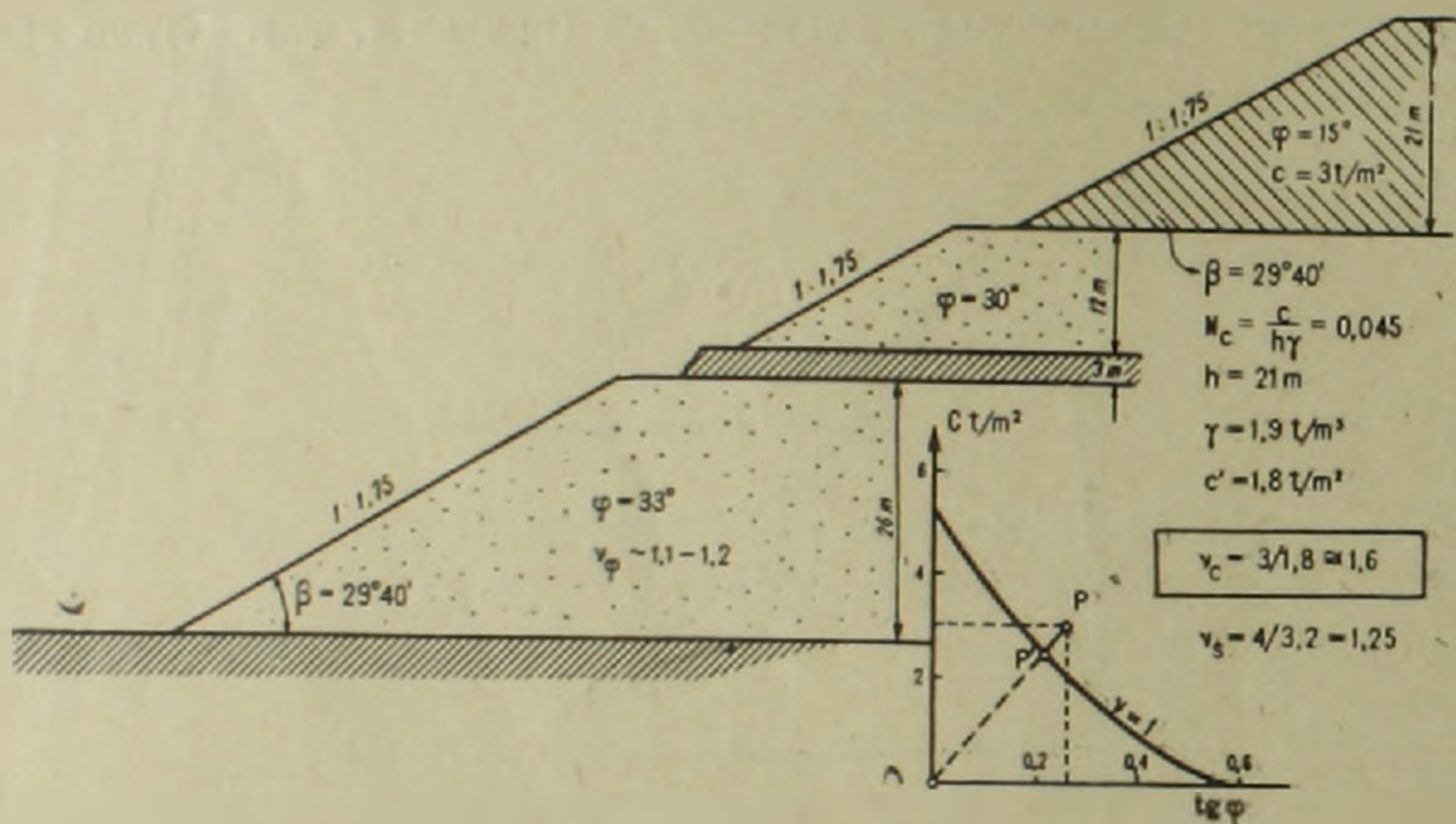
Выше было рассмотрено состояние откоса при выемке грунта; к исследованию длительной устойчивости вернемся в следующей статье.

Откосы в слоистых грунтах

Геологический разрез в угольном месторождении Вишонта представлен чередованием связных, слабосвязных и зернистых пластов грунта (глина, пылеватые грунты, каменная мука, тонкозернистый песок) залегающих относительно тонкими слоями. Это сильно затрудняет про-

изводство теоретического исследования устойчивости. Даже в том случае, когда пробурены многочисленные скважины, необходимо быть готовыми к неожиданностям в ходе разработки: действительные поверхности скольжения могут не соответствовать теоретическим; поровое давление и фильтрационные потоки могут различным образом влиять на устойчивость откосов. Некоторые методы, которые были применены при исследовании устойчивости откосов в подобных слоистых грунтах будут описаны в следующей статье. Ниже приводятся три конкретных примера, которые более или менее схематически и обобщенно характеризуют напластование на этом участке.

Пример 1. В верхней части разреза залегает глина мощностью 21 м. Среднее сопротивление сдвигу может быть охарактеризовано углом внутреннего трения $\varphi = 15^\circ$ и сцеплением 2 т/м^2 . Сопротивление сдвигу выражено через эффективные напряжения. Нижние пласты состоят из песка со значением угла внутреннего трения $\varphi = 30^\circ$ и $\varphi = 33^\circ$. (фиг. 15).



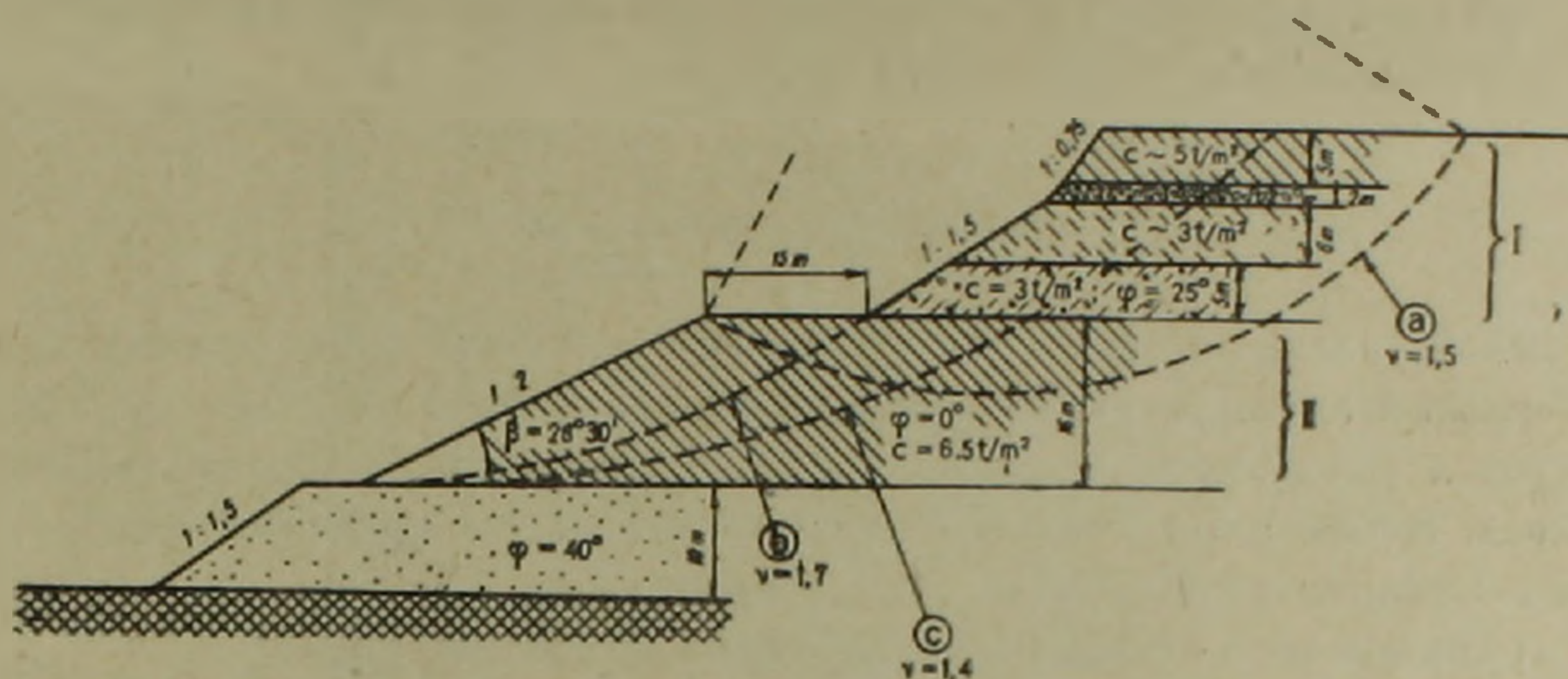
Фиг. 15. К примеру № 1.

Исследование устойчивости верхнего глинистого слоя было проведено описанным выше методом. Принимая угол наклона откоса $\beta = 30^\circ$ (заложение 1 : 1,75), получаем коэффициент запаса устойчивости $\gamma_s = 1,25$. Если откос остается открытым в течение короткого времени, то эти величины обеспечивают устойчивость откоса.

На границе песчаных и глинистых слоев целесообразно оставлять берму шириною в несколько метров. Заложение песчаного откоса также может быть принято равным 1 : 1,75.

Пример 2. 18-метровая толща состоит из чередования различных слоев (фиг. 16). При заложении откоса 1 : 1,5 наиболее опасная поверхность скольжения a перерезает подстилающий пласт глины; коэффициент запаса устойчивости составляет 1,5. Меньшее значение коэффициента запаса устойчивости недопустимо, ввиду наличия чередующихся слоев. Для таких грунтов и лабораторные исследования грунтов являются малонадежными.

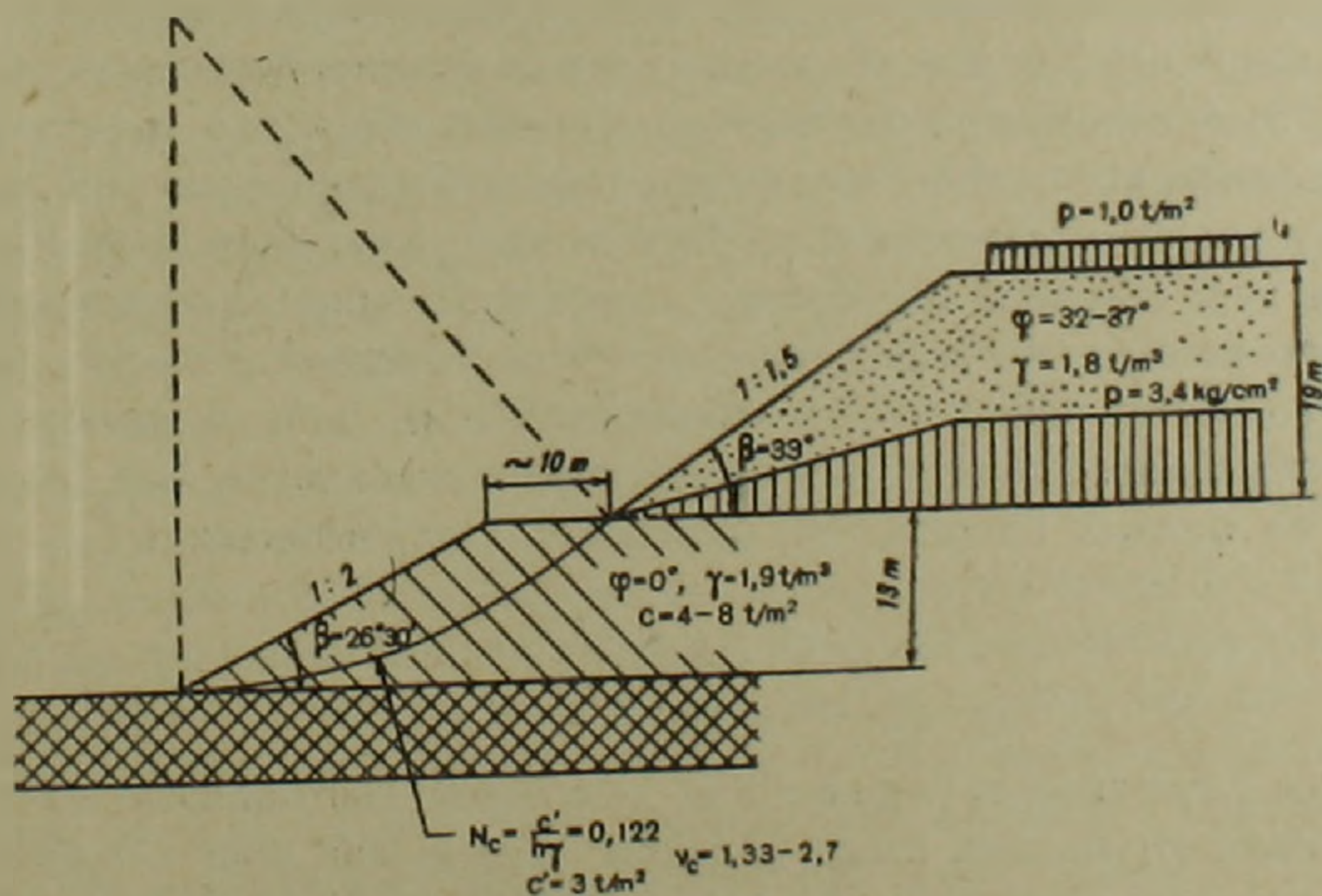
Устойчивость пласта глины II, даже при заложении откоса 1 : 2, может быть обеспечена лишь в том случае, если на его верхней поверхности устраивается берма. Ширина бермы определяется по условию, чтобы точка выхода на поверхность критической поверхности (b) располагалась у внутреннего края бермы. В этих условиях коэффициент запаса устойчивости пласта глины II составляет почти $\gamma = 1,7$. Естественно, что должна быть исследована устойчивость всей толщи (I+II). Коэффициент запаса устойчивости всего сечения составляет $\gamma = 1,4$.



Фиг. 16. К примеру № 2.

Нижний слой песка при дренировании не создает никаких трудностей. Так как значение угла внутреннего трения этого песка $\varphi = 40^\circ$, то откос будет устойчив при заложении откоса 1 : 1,5 ($\gamma_\varphi = 1,25$).

Пример 3. Верхний слой песка (фиг. 17) при заложении откоса 1 : 1,5 является достаточно устойчивым, если отсутствует направленный



Фиг. 17. К примеру № 3.

к поверхности откоса фильтрационный поток ($\gamma_\varphi = 1,1$). Слой глины II является водонасыщенным. При трехосном испытании без дренирования

были получены следующие величины: $\varphi = 0^\circ$, $c = 4-8$ т/м². Следовательно, в этом случае должен применяться метод $\varphi = 0$. Запас устойчивости может быть определен после нахождения положения критической поверхности. Для повышения запаса устойчивости было также рекомендовано устройство бермы шириной 10 м на границе между слоями. При заложении откоса 1 : 2, коэффициент запаса устойчивости составляет 1.33—2.7.

Случаи, когда не могут образовываться теоретические поверхности обрушения, и действует избыточное поровое давление, как указывалось, будут рассмотрены в следующей статье.

Залегание грунтовых вод

Выше указывалось, что необходимым условием, обеспечивающим бесперебойную открытую разработку, является дренирование покровных пластов и уменьшение гидростатического давления в подстилающих пластах. Необходимо прежде всего учесть, что при дренировании должны исполняться следующие три условия:

- а) содержание открытых разработок в сухом состоянии
- б) обеспечение устойчивости откосов
- в) устранение обрушения грунта под поверхностью открытой разработки, т. е. уменьшение давления напорных вод в глубоко расположенных пластах путем снятия напора.

Эти проблемы имеют решающее значение в угольном месторождении Вишонта. Здесь не будут описываться различные методы и возможности дренирования, зависящие от характеристики типов грунтов. Рассмотрим одно из вспомогательных средств, благодаря применению которого может быть получена ясная картина условий залегания грунтовых вод. Этот способ был разработан ст. ассистентом кафедры тоннелестроения, земляных работ и механики грунтов Технического университета строительства и транспорта в Будапеште, инж. Иштваном Лазани.

Речь идет об одной диаграмме, по которой определяются напряжения от собственного веса, т. е. геостатических и гидростатических напряжений: по вертикальной оси отложены глубины, а по горизонтальной оси—напряжения. Пример такого построения показан на фиг. 18.

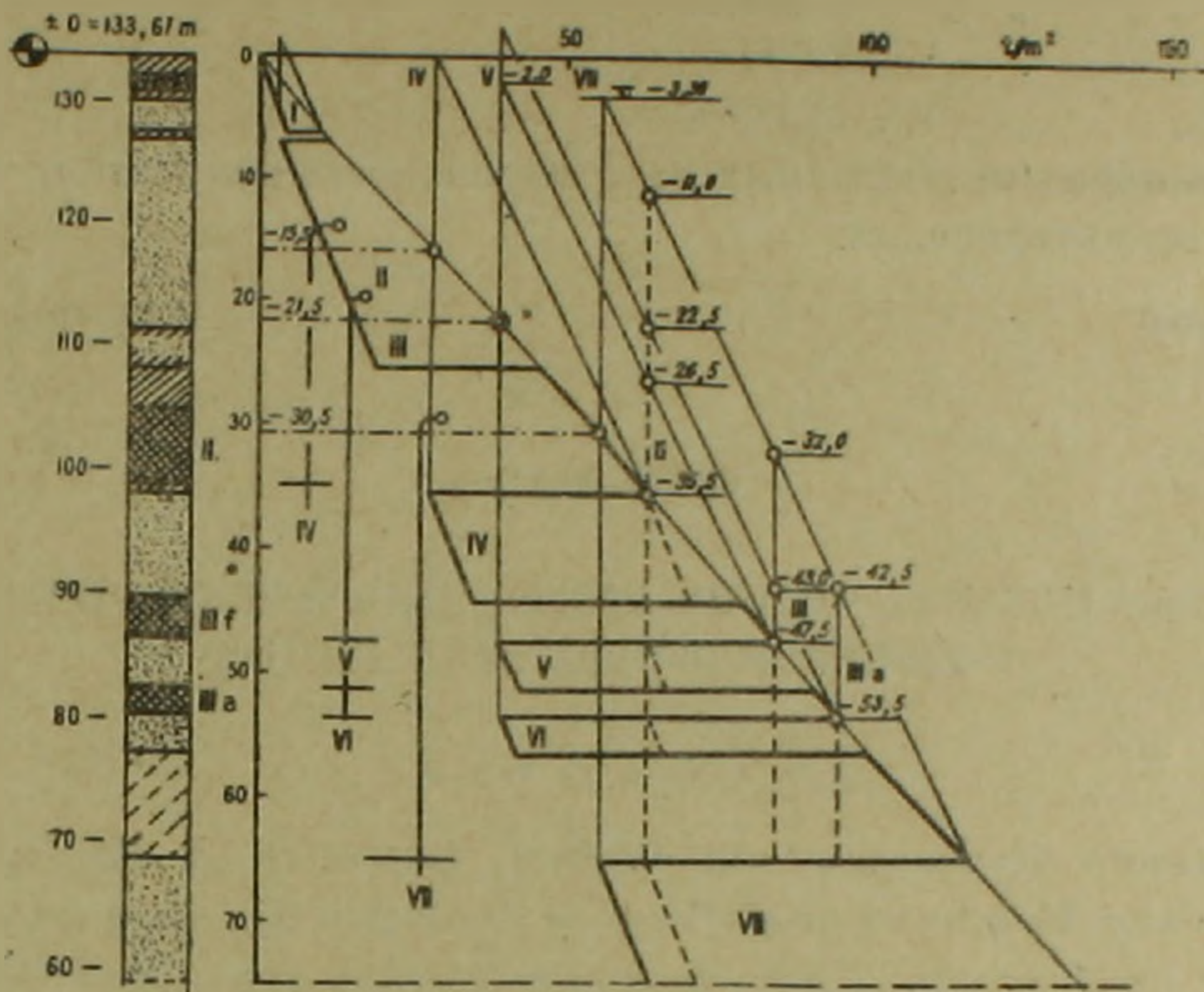
Линия полных напряжений вычисляется из выражения

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (7)$$

Ниже горизонта грунтовых вод действуют нейтральные напряжения u . Разность полных и нейтральных напряжений дает значение эффективных напряжений ($\bar{\sigma}_z = \sigma_z - u$). При свободной поверхности грунтовых вод эпюра нейтральных напряжений имеет треугольную форму ($u = \gamma_w h'$). В случае напорных вод эпюра нейтральных напряжений имеет трапециoidalную форму, так как на той глубине, где бурением

вскрываются напорные воды, нейтральные напряжения определяются пьезометрической высотой, а по глубине нейтральные напряжения возрастают по линейному закону.

Диаграмма напора может быть использована для определения той глубины, до которой можно вести выемку грунта без опасности разрушения грунта. Давлению напорных грунтовых вод противодействует толь-



Фиг. 18. Диаграмма вертикальных геостатических и гидростатических напряжений.

ко вес вышележащих пластов. Поэтому если знать величину гидростатического давления в висячем боку водоносного пласта, т. е. верхнюю ординату трапециoidalной эпюры нейтральных напряжений, и спроектировать это значение вертикально вверх, то полученная точка пересечения с линией полных напряжений определяет глубину, на которой гидростатическое давление находится в равновесии с весом пластов грунта. Следовательно, начиная с этой глубины необходимо бурить разгружающие скважины. На фиг. 18 схематически изображены эти скважины; разгружаемая пластовая вода обозначена римскими цифрами, написанными на линии скважины.

Помощью этого рисунка можно определить высоты депрессионных поверхностей, поддержание которых обеспечивает бесперебойную разработку пласта лигнита. Именно давление напорных вод нижних пластов должно быть уменьшено в такой степени, чтобы оно находилось в равновесии с весом земляного столба, расположенного между висячим боком отдающего воду пласта и лежащим боком пласта лигнита. Другими словами: эпюра избыточного напряжения должна быть видоизменена путем разгрузки таким образом, чтобы вертикальные линии проходили через те точки полных напряжений, которые отвечают уровню

нижней поверхности пласта лигнита. Если спроектировать эту точку вверх, то на отдельных эпюрах избыточного давления может быть отсчитана достигнутая депрессия. В конкретном случае (фиг. 18) с целью разработки пласта II должны быть достигнуты следующие значения депрессии:

пластовая вода	IV	35,50 м
"	V	26,50 м
"	VI	22,50 м
"	VII	11,00 м

Таким образом, диаграмма дает возможность получать ценные данные для проектирования.

Будапешт

Поступила 4.VIII.1964.

ԱՐՊԱԴ ԿԵԶԴԻ

ԱԾՈՒԽԻ ՄՇԱԿՄԱՆ ՊԱՅՄԱՆՆԵՐՈՒՄ ԼԱՆՋԵՐԻ ԿԱՅՈՒՆՈՒԹՅԱՆ ՈՒՍՈՒՄՆԱՍԻՐՈՒԹՅԱՆ ՈՐՈՇ ՀԱՐՑԵՐԸ

Ա մ փ ո փ ու մ

Հողվածում նկարագրված են լանջերի կայունության հաշվարկի ձևեր, որոնք կիրառելի են ածուխի բացահանքերը մշակելիս: Այդ հաշվարկը հիմնված է սահումի մակերևույթի երկու ծայրային կետերի լարումների քննարկման վրա: Գրունտի քայքայման հարթությունների դիրքը այդ կետերում թույլ է տալիս գտնել սահումը մակերևույթի երկու ծայրերում շոշափողի ուղղությունը և ապա, օգտվելով շրջանագծերի երկրաչափական հատկություններից, որոշել այդ մակերևույթի դիրքը: Կառուցելով ($C, tg\varphi$) կոորդինատային սխեմեմում մի կոր, որը համապատասխանում է այն պայմանին, երբ կայունության պաշարի գործակիցը հավասար է մեկ միավորի, հեղինակը գտնում է այդ գործակիցի մեծությունը, որը հարաբերությունն է երկու հատվածների՝ որոնցից մեկը իրական, իսկ մյուսը կայունության պահպանման համար անհրաժեշտ սահքի դիմադրությունն է:

Հողվածում տրվում են հանձնարարականներ՝ մանրահատիկ ավազներում, կավերում և շերտավոր գրունտներում լանջերի նախագծման համար և բերվում են այդ վերջին դեպքի համար լանջի կայունության հաշվարկի երեք օրինակ: Վերջապես ճնշումների դիագրամա է նկարագրվում, որը ջույց է տալիս լարումները սեփական կշռից: Այդ դիագրամը թույլ է տալիս որոշել գրունտի անվտանգ հանման խորությունը և գտնել դեպրեսիոն մակերևույթների բարձրությունները, որոնց պահպանումը ապահովում է ածուխի անխափան մշակումը:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Тейлор Д. Основы механики грунтов. Пер. с англ. Госстройиздат. М., 1960.
2. Терцаги К. Теория механики грунтов. Пер. с нем. Госстройиздат. М., 1961.

3. Jáky J. Talajmechanika, Budapest 1944, Magy. Egyet. Nyomda.
4. Kézdi A'. Megjegyzések rézsűk állékonyságának vizsgálatához. Ép. és Közlekedéstudományi Közlemények. Budapest, 1959. 3/4, 297—319.
5. Kézdi A'. Erddrucktheorien, Spriger-Verlag; Berlin (Göttingen) Heidelberg. 1962.
6. Kézdi A'. Talajmechanika, Budapest, Tankönyvkiadó, 1960, Bd. 1.
7. Skempton A. W. The pore-pressure coefficients A and B. Geotechnique, 1954, v. 4, 143—147.