

191/2
АКАДЕМИЯ НАУК СССР
ДАГЕСТАНСКИЙ ФИЛИАЛ

ТРУДЫ ОТДЕЛА ЭНЕРГЕТИКИ

ГИДРОТЕХНИКА

Том I

Выпуск I

Махачкала 1962

17-1442

АКАДЕМИЯ НАУК СССР
ДАГЕСТАНСКИЙ ФИЛИАЛ

ТРУДЫ ОТДЕЛА ЭНЕРГЕТИКИ

ГИДРОТЕХНИКА

Том I

Выпуск I

Махачкала 1962

Ответственный редактор
инженер ИСАИ В. М.

п 38977
Центральная научная
БИБЛИОТЕКА
Академии наук Киргизской ССР

Ф. М. ШИХИЕВ, В. М. ИСАИ

СЕЙСМИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ ГРУНТА¹

Известны случаи аварии гидротехнических сооружений в ряде зарубежных стран (Япония, некоторые районы Тихого океана, Италия и др.) из-за сильных землетрясений.

Некоторые районы СССР подвержены также сейсмическим явлениям (Дальний Восток, Кавказ, Крым и др.), что следует учитывать при проектировании гидротехнических сооружений.

Оценка сейсмических воздействий актуальна также и для анализа аварий, вызванных землетрясением.

Вместе с тем ПСП 101—51, согласно которому принимается сейсмическое давление, в своих исходных предпосылках содержит ряд положений, нуждающихся в уточнении. Согласно ПСП 101—51 силы инерции, образующиеся при сейсме, определяются по формуле:

$$S = \mu K_c P = K'_c P, \quad (1)$$

где μ — коэффициент, зависящий от формы и высоты сооружения, принимаемый для высоких плотин и подпорных стенок,

$\mu = 2$ у верха и $\mu = 1$ у обреза фундамента,

P — вес сооружения,

K_c — сейсмический коэффициент, принимаемый соответственно

$\frac{1}{40}$, $\frac{1}{20}$ и $\frac{1}{10}$ при сейсмах в 7, 8 и 9 баллов.

В гидротехнических сооружениях массивной конструкции, учитывая сравнительно небольшую высоту, можно принять $\mu = 1$ или $K_c = K'_c$.

Согласно ПСП 101—51 сейсмическое давление грунта на стенку определяется путем уменьшения угла внутреннего трения для районов сейсмичностью 7—8 баллов на 3° , при 9 баллах на 6° .

¹ Теория разработана Ф. М. Шихиевым, практические расчеты выполнены В. М. Исая.



Ниже приводим некоторые теоретические соображения, уточняющие вышеуказанные положения и практический способ определения сейсмического давления.

а) Основные уравнения предельного состояния сыпучей среды при сейсме.

Предварительно установим некоторые зависимости. Сила веса P , выделенного из сыпучей среды объема, складываясь с сейсмической силой S (рис. 1-а), действующей под углом ψ , образует равнодействующую P_1 . Угол ψ в зависимости от направления сейсмических толчков может изменяться в пределах от 0° до 360° .

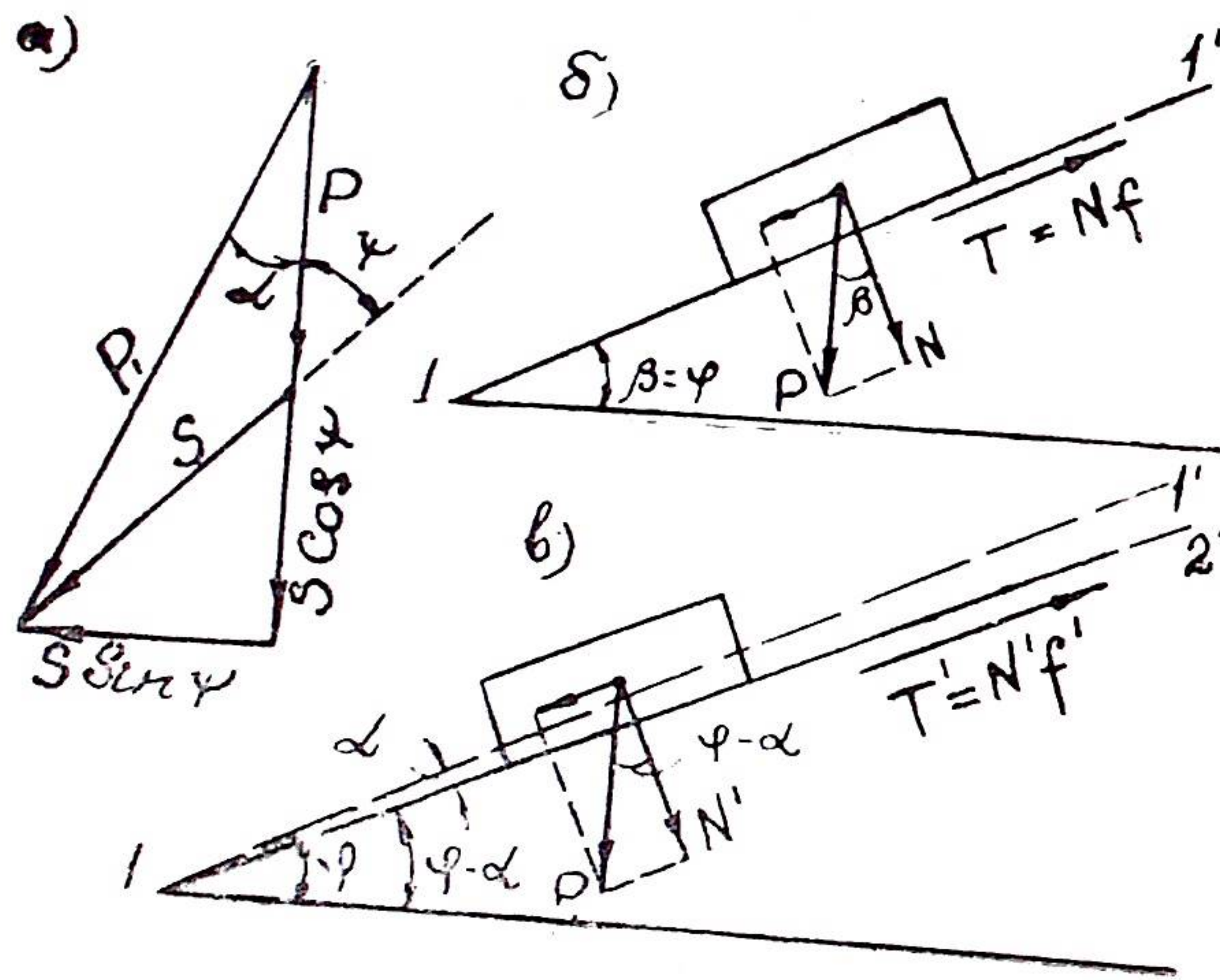


Рис 1

Угол отклонения силы P_1 от вертикали α легко определяется из очевидной зависимости:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{S \sin \psi}{P + S \cos \psi} \quad (2)$$

или, имея в виду (1),

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{K'_c \sin \psi}{1 + K'_c \cos \psi} \quad (2')$$

Легко показать, что α есть не что иное, как угол отклонения маятника от вертикали при сейсме. При значении ψ , равном 0° , 180° и 360° , угол $\alpha = 0$, т. е. маятник не отклоняется. Далее установим влияние сейсма на физические свойства сыпучей среды.

Рассмотрим условия равновесия ограниченного объема грунта весом P по мысленно проведенной сыпучей среде наклонной плоскости 1—1' (рис. 1-б).

Условием достижения предельного равновесия является равенство $Q = T$, т. е.

$$P \sin \beta = P \cos \beta f$$

или

$$f = \operatorname{tg} \beta$$

Имея в виду, что сдвиг происходит в сыпучей среде, очевидно

$$f = \operatorname{tg} \varphi \quad \text{или} \quad \beta = \varphi$$

где φ — угол внутреннего трения грунта.

При действии сейсма сила P отклоняется от вертикали на угол α (рис. 1-в).

Предельное состояние новой системы удовлетворится;

если $T' = N' f' = Q'$ или $f' = \operatorname{tg}(\alpha + \beta')$

т. к. $f' = \operatorname{tg} \varphi'$

имеем $\varphi' = \varphi - \alpha$

При отклонении P_1 от вертикали в обратном направлении,

по аналогии: $\varphi' = \varphi + \alpha$

или в общем случае: $\varphi' = \varphi \mp \alpha \quad (3)$

Иными словами, при сейсме угол внутреннего трения грунта изменяется на величину угла отклонения сейсмического маятника.

Полагая $P = \gamma$, где γ — объемный вес грунта, из рис. 2, для вертикальной составляющей P_1 , получаем

$$\gamma' = \gamma + S' \cos \psi;$$

подставляя $S = \gamma K'_c$, имеем

$$\gamma' = \gamma(1 + K'_c \cos \psi), \quad (4)$$

где γ' — объемный вес грунта при сейсме.

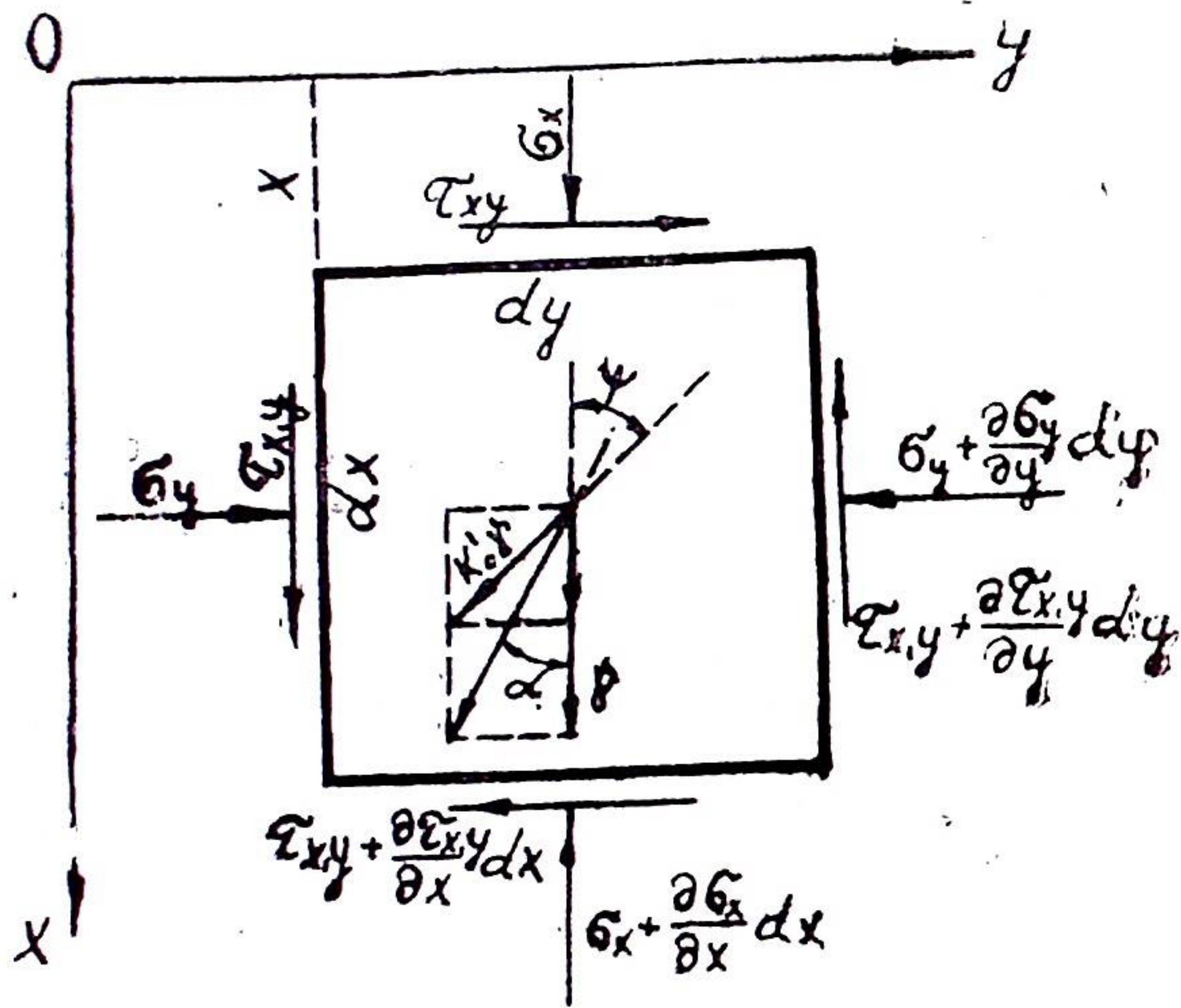


Рис. 2

Очевидно, наибольшее значение γ' достигается при $\psi = 0$ и $\psi = 360^\circ$

$$\gamma'_{\max} = \gamma(1 + K'_c) \quad (4')$$

Наименьшее значение

$$\text{при } \psi = 180^\circ, \gamma'_{\min} = \gamma(1 - K'_c) \quad (4'')$$

Рассмотрим условия равновесия выделенного из сыпучей среды бесконечно малого элемента (рис. 3). Будем считать, что сейсмические толчки действуют в плоскости x_0y , образуя плоскую задачу. Этот случай, очевидно, является наиболее неблагоприятным. Кроме напряжений σ_x , σ_y , τ_{xy} , действующих по граням элемента и объемного веса γ , в центре его приложена также удельная сейсмическая нагрузка $S = K'_c \gamma$ образующая с вертикалью угол ψ .

Из условий равновесия элемента, получаем:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \gamma(1 + K'_c \cos \psi) = \gamma' \quad (5)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = -K'_c \gamma \sin \psi \quad (6)$$

Учитывая, что под влиянием сейсмического толчка стенка смещаясь образует новое предельное состояние, записываем известное условие пластичности;

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 = \sin^2 \varphi' (\sigma_x + \sigma_y + 2c \operatorname{ctg} \varphi')^2, \quad (6')$$

где согласно (3)

$$\varphi' = \varphi - \alpha$$

c — удельная сила сцепления.

Уравнения (5), (6) и (6') идентичны известным уравнениям теории предельного равновесия, использованным В. В. Соколовским. Отличие заключается лишь в замене на γ' и на φ' . Свободный член в (6) является малой величиной и существенного значения не имеет. Так как в состоянии предельного равновесия для вертикальных подпорных стенок активное давление по классической и точной теориям практически совпадают, то и сейсмическое давление, выраженное (5) и (6) с достаточной точностью, можно определить по приближенной классической теории, дающей простейшее решение.

б) Определение сейсмического давления методом классической теории.

Образующаяся при сейсмических толчках плоскость сползания ВД определяется углом θ (рис. 3-а). Вес клина АВД и расположенной на нем полезной нагрузки образует «статический» вес G , который, складываясь с сейсмической силой P_c , образует равнодействующую G' . Сила G' , активное давление E' и реактивная сила R образуют замкнутый треугольник 1—2—3 (рис. 3-б). На основании полученных выше выводов сила R в сейсмическом предельном состоянии отклоняется от нормали на угол $\varphi' = \varphi - \alpha$. Из треугольника 1—2—3 имеем:

$$E'_a = G' \frac{\sin(\nu - \varphi + 2\alpha)}{\sin \theta}$$

Тогда, опуская промежуточные выкладки, получаем:

$$\operatorname{tg}\theta = -A \mp \sqrt{A^2 + B} \quad (9)$$

где

$$A = \frac{\operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha) + \operatorname{tg}\varepsilon \operatorname{tg}(\varphi + \delta - \alpha - \varepsilon) \operatorname{tg}\beta}{-1 + \operatorname{tg}\varepsilon [\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha) - \operatorname{ctg}(\varphi + \delta - \alpha - \varepsilon)]} \quad (9')$$

$$B = \frac{\operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha) \{ \operatorname{ctg}(\varphi + \delta - \alpha - \varepsilon) - \operatorname{tg}\beta [1 + \operatorname{tg}\varepsilon \operatorname{tg}(\varphi + \delta - \alpha - \varepsilon)] \} -}{-1 + \operatorname{tg}\varepsilon [\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha) - \operatorname{ctg}(\varphi + \delta - \alpha - \varepsilon)] -} \\ \frac{-\operatorname{tg}\beta \operatorname{ctg}(\varphi + \delta - \alpha - \varepsilon)}{-\operatorname{ctg}(\varphi + \delta - \alpha - \varepsilon)} \quad (9'')$$

Следовательно, E_a' определяется из (8') подстановкой значения $\operatorname{tg}\theta$ из формулы (9).

В причальных гидротехнических сооружениях наиболее часто встречается случай $\varepsilon=0$, $\beta=0$. Тогда (8) переписывается в виде:

$$E_a' = \frac{\gamma h^2}{2} \frac{(1 - K'_c \operatorname{Cos}\psi) \operatorname{Cos}(\varphi - 2\alpha)}{\operatorname{Cos}\alpha \operatorname{Cos}(\varphi + \delta - \alpha)} \left(1 + \frac{2h_0}{h}\right) \times \\ \times \frac{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha)}{\operatorname{tg}\theta [1 + \operatorname{tg}\theta \operatorname{tg}(\varphi + \delta - \alpha)]} \quad (10)$$

и соответственно

$$A = -\operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha) \quad (10')$$

$$B = -\frac{\operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha)}{\operatorname{tg}(\varphi + \delta - \alpha)} \quad (10'')$$

или

$$\operatorname{tg}\theta = \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha) [1 + \sqrt{1 + \operatorname{ctg}(\varphi - 2\alpha) \operatorname{ctg}(\varphi - \alpha + \varepsilon)}] \quad (10''')$$

Для гладкой стенки $\delta'=0$, при отсутствии сейсма, ($\alpha=0$) получаем

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{1 \mp \operatorname{Sin}\varphi}{\operatorname{Cos}\varphi}$$

т. е. известные величины:

$$\theta_1 = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad \text{— для случая распора}$$

$$\theta_2 = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \quad \text{— для случая отпора}$$

Соответственно из (10) получаем:

$$E_a' = \frac{1}{2} \gamma h^2 \left(1 + \frac{2h_0}{h}\right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Полученные при сейсмическом давлении формулы заметно упрощаются, если стенку, изображенную на рис. 4, заметить «эквивалентной». Если сейсмический вес G' на рис. 4

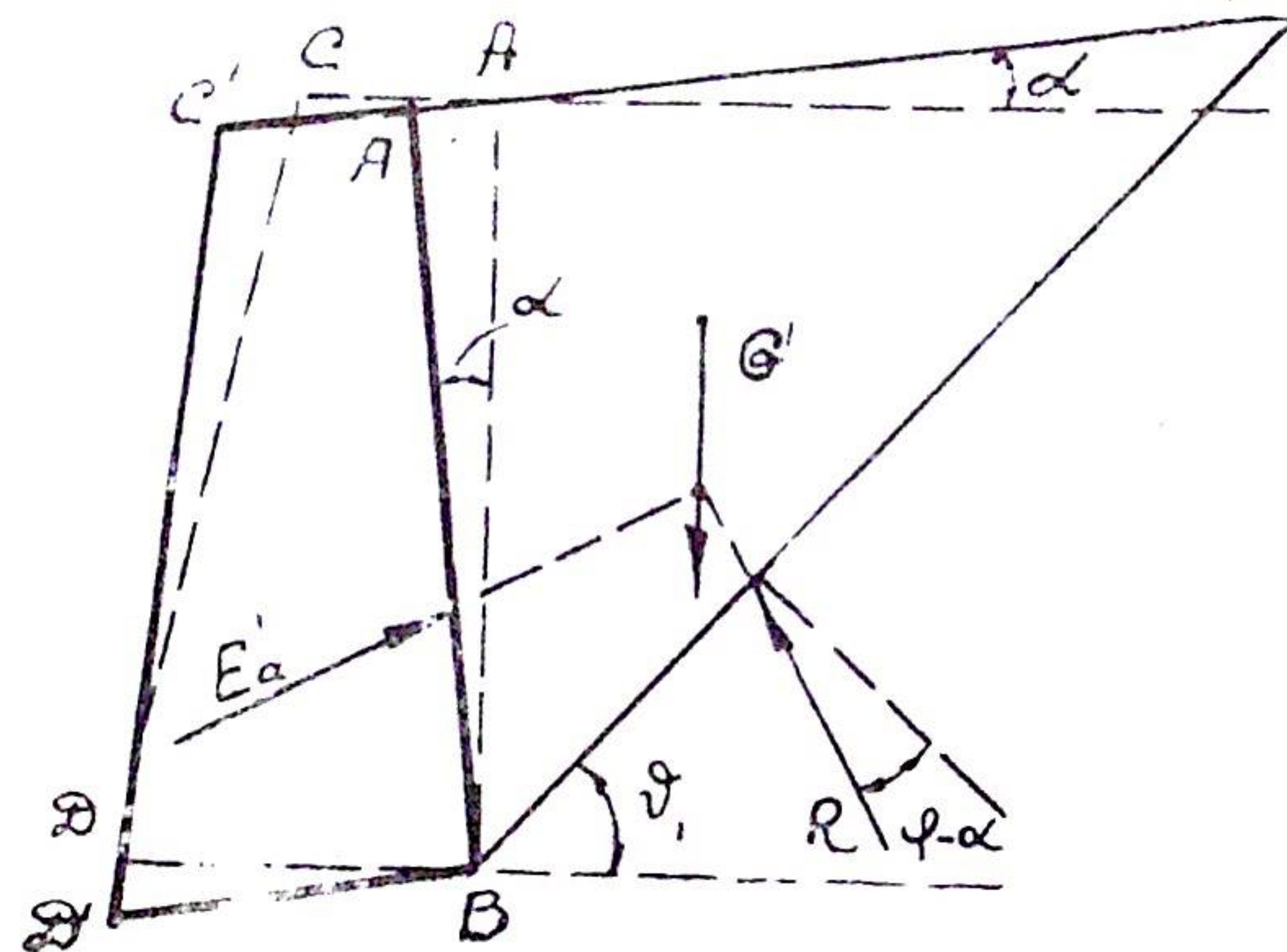


Рис. 4.

направить вертикально, то условия равновесия полностью сохраняются, если при этом стенку и призму обрушения повернуть также на угол α . Очевидно, что активное давление на такую мнимую стенку будет такое же, что и по (10).

Коэффициент распора для гладкой стенки согласно рис. 1, как известно, равен:

$$\lambda'_a = \frac{\operatorname{Cos}^2(\varphi - 2\alpha)}{\operatorname{Cos}^2\alpha [1 + \sqrt{\operatorname{Sin}(\varphi - 2\alpha) \operatorname{Sin}(\varphi - \alpha)}]} \quad (11)$$

Из (10) принимая $\varepsilon=0$ и $\varphi=90^\circ$, получаем:

$$\lambda'_a = \frac{\operatorname{Cos}(\varphi - 2\alpha)}{\operatorname{Cos}\alpha \operatorname{Cos}(\varphi - \alpha)} \times \frac{\operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha)}{\operatorname{tg}\theta [1 + \operatorname{tg}\theta \operatorname{tg}(\varphi - \alpha)]} \quad (11')$$

где согласно (10''')

$$\operatorname{tg} \theta = \operatorname{tg}(\varphi - 2\alpha) [1 + \sqrt{1 + \operatorname{ctg}(\varphi - 2\alpha) \operatorname{ctg}(\varphi - \alpha)}] \quad (11'')$$

Формулы (11) и (11') идентичны, в чем можно убедиться путем тригонометрических преобразований. Здесь из-за громоздкости эти преобразования опускаем.

Сопоставляя наши выводы с положениями ПСП 101—51, можно заключить, что последние, рекомендуемые ограничиться уменьшением угла внутреннего трения грунта, нуждаются в уточнении. В действительности, кроме указанной поправки угла φ , следует одновременно повернуть как стенку, так и свободную поверхность засыпки на угол отклонения сейсмического маятника α .

Ниже в таблице 1 сопоставлены значения λ_a' и θ для гладкой стенки согласно (11) и по рекомендации ПСП 101-51.

Таблица 1

ψ	K_c'	α	λ_a'			λ_a ($\alpha=0$) 2)	θ			
			Форм-а 11	ПСП 101-51 1)	В%		В%	Форм-а (11'')	ПСП 105-51 3)	При $\alpha=0$ 4)
30°	0,10	5°12'	0,47	0,42	119	0,33	152	44°30'	57°	60°
45°	0,10	5°12'	0,28	0,236	119	0,17	165	60°40'	64°30'	67°30'

Примечание: 1) По ф-ле

1) По формуле $\lambda_a' = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)$, где $\varphi' = \varphi - 6^\circ$

2) $\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$; 3) $\theta_1 = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$; 4) $\theta_2 = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$

Из таблицы заключаем:

1. Сейсмическое давление согласно ПСП 101—51 примерно на 20% преуменьшено по сравнению с более обоснованным расчетом.

2. Сейсмическое давление грунта при 9 баллах, по сравнению с покоем, примерно в 1,5—1,6 раза больше.

3. Угол, образуемый плоскостью обрушения с горизонтом, несколько круче, чем при покое. Это обстоятельство следует учитывать при оценке влияния эксплуатационных нагрузок во время сейсма.

Ф. М. ШИХИЕВ, В. Ю. МАЗУР

О НАГРУЗКАХ, ОБРАЗУЮЩИХСЯ ПРИ ПОДХОДЕ СУДОВ К ШВАРТОВЫМ ПАЛАМ ШЛЮЗОВ

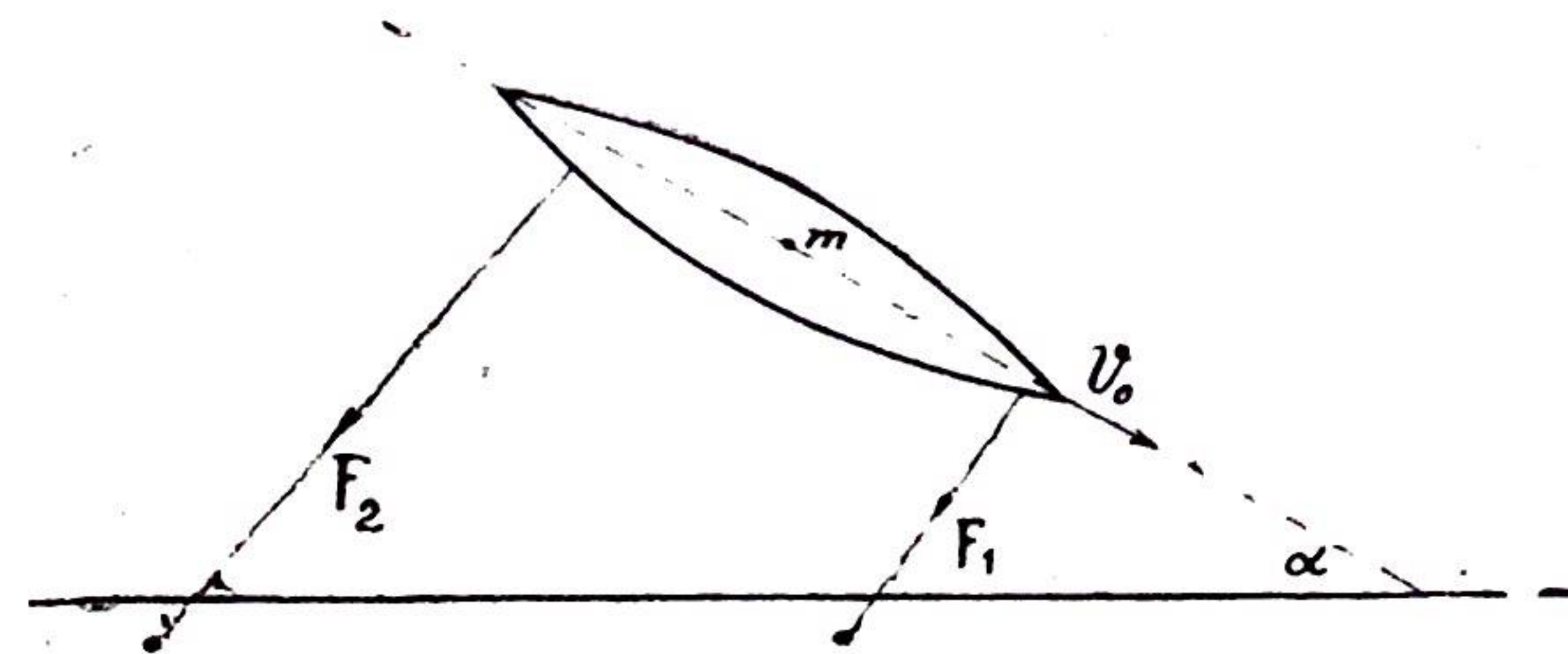
Недостатки существующих способов оценки швартовых нагрузок по ГОСТ 3154—46 общеизвестны. Исследования П. А. Кузнецова (1), положенные в основу упомянутого ГОСТ, носят эмпирический характер и теоретически не обоснованы.

Как известно, швартовые усилия по ГОСТ 3154—46 разделяются на три группы: нагрузки от натяжения швартовых при подходе, от навала и во время стоянки судна у причала.

В данной работе предлагается теоретический способ определения швартовых усилий при подходе судна к причалу.

В данной работе предлагается теоретический способ определения швартовых усилий при подходе судна к причалу.

При подходе судна с массой m с непогашенной скоростью V_0 на берег забрасывают сначала носовой конец, а затем и кормовой (рис. 1). С их помощью судно останавливается, а затем притягивается к берегу.



Рассмотрим наиболее вероятный и в то же время наиболее опасный случай, когда образующиеся при швартовке усилия возникают не одновременно. При действии сначала носового троса, под влиянием силы F_1 , судно изменит свое первоначальное направление, начав вращение вокруг вертикальной оси.

Совершенно очевидно, что время нарастания силы F_1 весьма незначительно, а поэтому изменением угла подхода α за этот малый промежуток времени можно пренебречь, полагая, что в этот момент судно сохраняет начальное направление движения.

Если пренебречь сопротивлением воды, что является упрощающим допущением, подлежащим уточнению, движение судна определится, как траектория материальной точки M с массой m под действием центральной силы. Легко представить, что вращение судна, не учитываемое при этом, несколько уменьшит силу F , что образует запас, который также будет уточнен впоследствии теоретически и экспериментально.

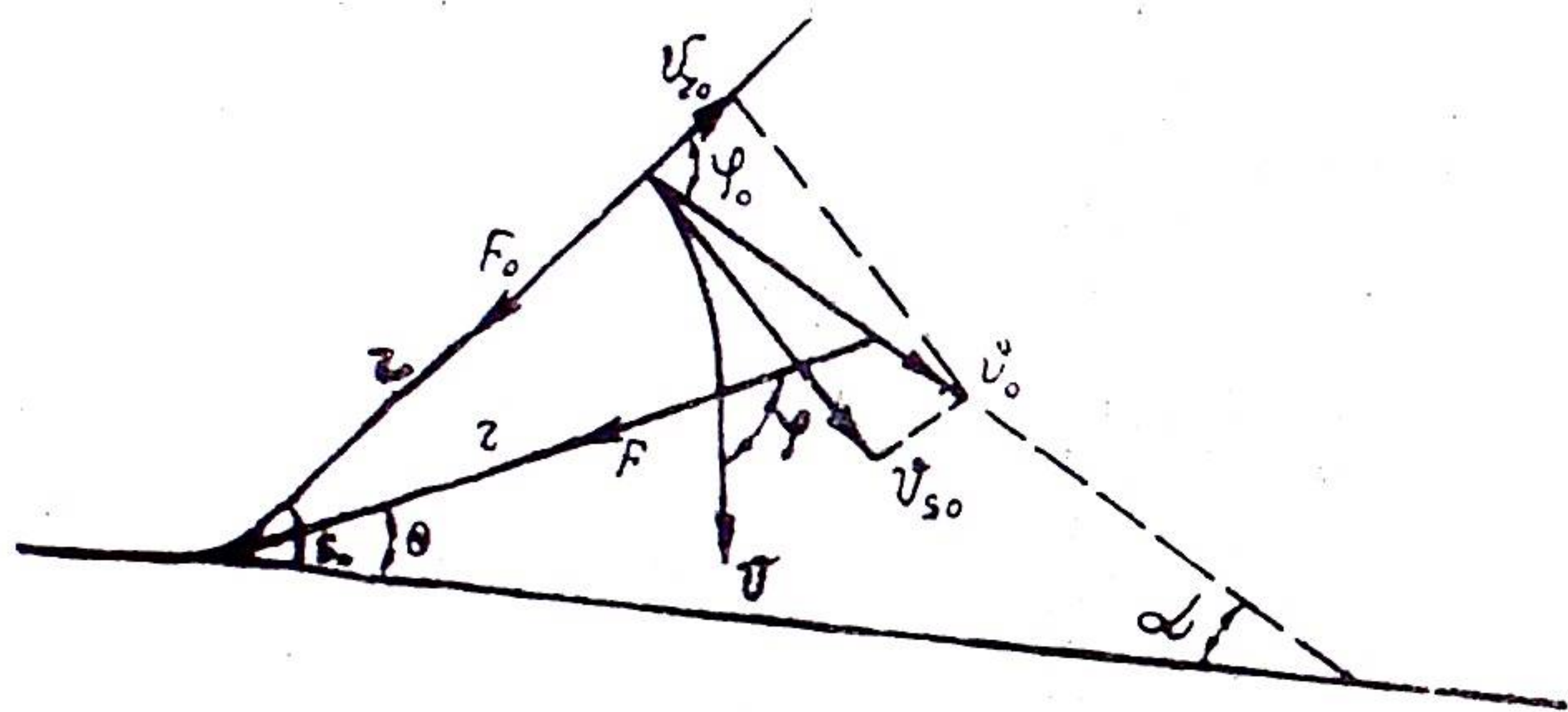


Рис. 2

При принятых исходных положениях дифференциальные уравнения движения точки M в полярных координатах (рис. 2) определяются так:

$$m(r^{11} - r\theta^{12}) = -F \quad (1)$$

$$\frac{m}{r} \frac{d}{dt} (r^2 \theta^{11}) = 0 \quad (2)$$

Из уравнения (2) получаем:

$$r^2 \theta' = C$$

и имея в виду, что в момент возникновения усилия, т. е. при $t=0$

$$r=r_0; \quad v_{s0}=r_0 \theta'_0 = v_0 \sin \varphi_0; \quad v_{r0}=r'_0 = v_0 \cos \varphi_0;$$

находим постоянную

$$C = r_0 v_0 \sin \varphi_0,$$

а, следовательно,

$$\theta' = v_0 \frac{r_0}{r^2} \sin \varphi_0. \quad (3)$$

Наконец, имея в виду (3), из формулы (1) находим:

$$\frac{d^2 r}{dt^2} = \frac{1}{r^3} v_0^2 r_0^2 \sin^2 \varphi_0 - \frac{F}{m} \quad (4)$$

Используя известные зависимости:

$$\frac{d^2 r}{dt^2} = \frac{dv_r}{dt} = v_r \frac{dv_r}{dr}$$

Из (4) находим:

$$v_r \frac{dv_r}{dr} = \frac{1}{r^3} v_0^2 r_0^2 \sin^2 \varphi_0 - \frac{F}{m},$$

Или после интегрирования в пределах от r_0 до r ;

$$v_r^2 = v_0^2 \left(1 - \sin^2 \varphi_0 \frac{r_0^2}{r^2} \right) - \frac{2}{m r_0} \int_{r_0}^r F dr. \quad (5)$$

Очевидно, что максимальное усилие в тросе возникает при наибольшем упругом удлинении его, т. е. $r = r_{\max}$ и $v_r = 0$.

При этом имеем;

$$\frac{2}{m r_0} \int_{r_0}^{r_{\max}} F dr = v_0^2 \left(1 - \sin^2 \varphi_0 \frac{r_0^2}{r^2} \right) \quad (6)$$

С другой стороны, для невесомого троса натяжение в любой момент времени можно определить по известной формуле

$$F = E \omega \frac{r - r_0}{r_0} \quad (7)$$

где ω — площадь поперечного сечения троса,
 E — модуль упругости.

Используя (7), из (6) получаем:

$$v_0^2 \left(1 - \sin^2 \varphi_0 \frac{r_0^2}{r_{\max}^2} \right) = \frac{E \omega (r_{\max} - r_0)^2}{m r_0} \quad (8)$$

В этой формуле учитывается только упругое удлинение троса, что обычно не превосходит 1% от начальной длины. Поэтому можно принять

$$\frac{r_0^2}{r_{\text{макс}}^2} = 1$$

Тогда

$$F_{\text{макс}} = v \cos \varphi_0 \sqrt{\frac{mE\omega}{r_0}} \quad (9)$$

Из формулы (9) следует, что при $\varphi_0 = 90^\circ$, $F_{\text{макс}} = 0$. В действительности, в силу допущенного выше приближения небольшое натяжение все же имеет место. При углах $\varphi_0 < 70-75^\circ$ погрешность становится весьма малой величиной. Отсюда ясно, что для резкого снижения натяжения при подходе желательно стремиться крепить швартовый конец при углах близких к прямым.

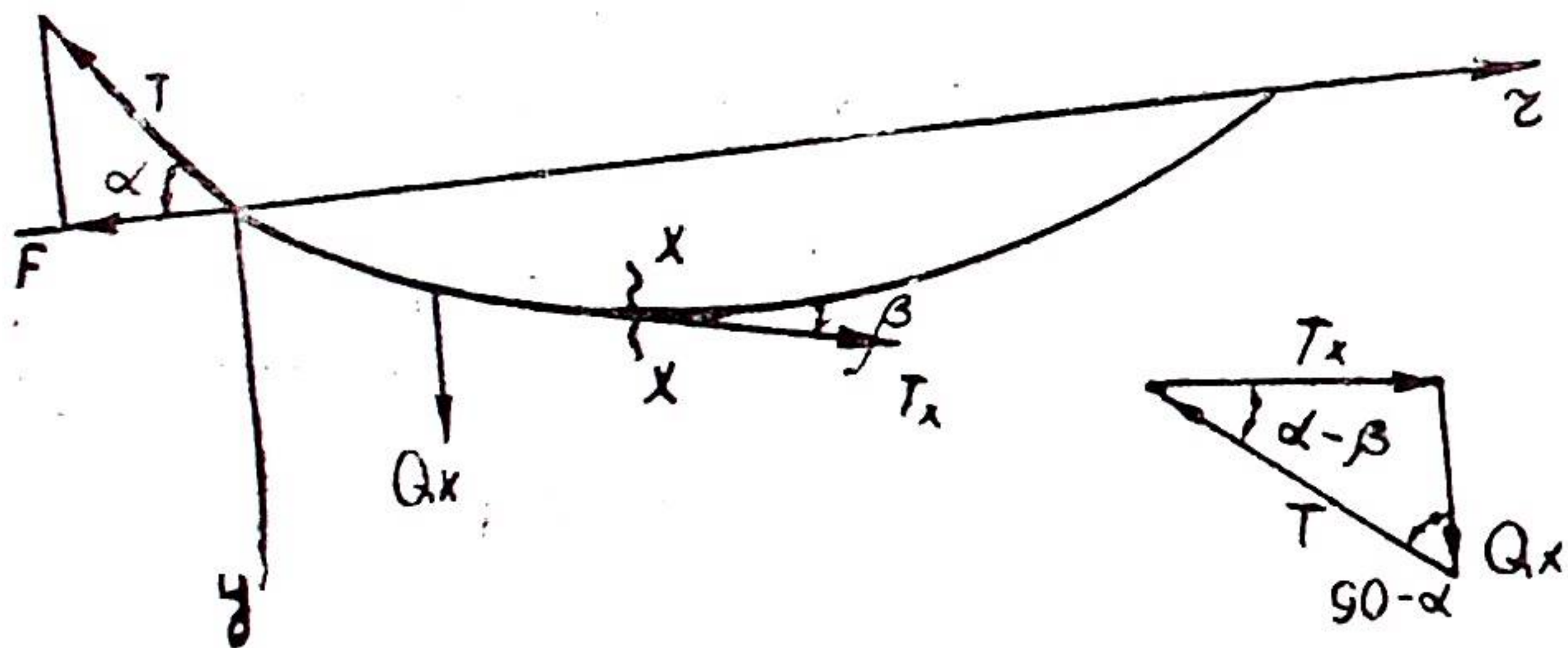


Рис. 3.

Учтем теперь влияние веса троса. В начальный момент (при $t=0$) уравнение провисающей нити (рис. 3) записывается в виде:

$$y = \frac{F_0}{q} \left[\operatorname{ch} \frac{qr_0}{2F_0} - \operatorname{ch} \frac{q(r - \frac{r_0}{2})}{F_0} \right] \quad (10)$$

где q — вес погонного метра троса,
 F_0 — горизонтальная проекция от натяжения троса под собственным весом в точке закрепления.

Длина троса L_0 определяется по формуле

$$L_0 = \int_0^{r_0} \sqrt{1 + y'^2} dr = \frac{2F_0}{q} \operatorname{Sh} \frac{qr_0}{2F_0} \quad (10')$$

Приращение длины троса при изменении силы от F_0 до F .

$$\delta L = L - L_0 = \frac{2F}{q} \operatorname{Sh} \frac{qr}{2F} - \frac{2F_0}{q} \operatorname{Sh} \frac{qr_0}{2F_0} \quad (11)$$

где F — горизонтальная проекция усилия в тросе, возникающего при швартовке.

Дополнительное уравнение для приращения δL может быть получено с учетом упругих деформаций провисающей нити.

Выделим сечением $x-x$ часть троса весом Q_x (рис. 3). При этом, из условия равновесия, выраженного замкнутым треугольником, имеем

$$T_x = T \frac{\cos \alpha}{\cos \beta} = \frac{F}{\cos \beta}$$

Принимая во внимание, что

$$\cos \beta = \frac{1}{\sqrt{1 + y'^2}},$$

получим:

$$T_x = \sqrt{1 + y'^2} F; \quad T_{x_0} = \sqrt{1 + y'^2} F_0; \quad (12)$$

тогда δL определится по очевидной формуле

$$\delta L = \int_0^{r_0} \frac{T_x \sqrt{1 + y'^2}}{E\omega} dr - \int_0^{r_0} \frac{T_{x_0} \sqrt{1 + y'^2}}{E\omega} dr \quad (13)$$

Используя (12), из формулы (13) после интегрирования находим

$$\delta L = \frac{F^2}{2E\omega q} \left(\operatorname{Sh} \frac{qr_0}{F} + \frac{qr_0}{F} \right) - \frac{F_0^2}{2E\omega q} \left(\operatorname{Sh} \frac{qr_0}{F_0} + \frac{qr_0}{F_0} \right) \quad (14)$$

Учитывая, что возникающая от веса троса сила F_0 , по сравнению с швартовым усилием F , является малой величиной, вторым слагаемым (14) можно пренебречь, т. е.

$$\delta L = \frac{F^2}{2E\omega q} \left(\operatorname{Sh} \frac{qr_0}{F} + \frac{qr_0}{F} \right) \quad (15)$$

Имея ввиду, что второе слагаемое в (11)

$$\frac{2F_0}{q} \operatorname{Sh} \frac{qr_0}{2F_0} = L_0$$

из (15) и (11) получаем:

$$2F \operatorname{Sh} \frac{qr}{2F} - \frac{F^2}{2E\omega} \left(\operatorname{Sh} \frac{qr_0}{F} + \frac{qr_0}{F} \right) = qL_0 \quad (16)$$

Установив функциональную зависимость (16) $F = f(r)$, по формулам (6) и (7) можно определить наибольшее натяжение F_{\max} .

Пример 1. Найти F_{\max} при следующих исходных данных: Водоизмещение судна $D=10000$ т, $r_0=30$ м, $v_0=0,3$ м/сек, при диаметре носового шпринга $d=42$ мм и весе одного погонного метра $q=5,4$ кг/м; $E=10^6$ кг/см²; $E\omega=12,06 \cdot 10^6$ кг; $F_0=75$ кг.

Начальная длина троса $L_0 = \frac{2F_0}{q} \operatorname{sh} \frac{qr_0}{2F_0} = 36,18$ м

Обозначив величину $\frac{qr}{F} = u$, из (16) имеем:

$$F^2 = 4F \frac{\operatorname{Sh} \frac{u}{2}}{\operatorname{Sh} u + u} E\omega + \frac{2qL_0}{\operatorname{Sh} u + u} E\omega = 0,$$

откуда

$$F = \frac{2\operatorname{Sh} \frac{u}{2}}{\operatorname{Sh} u + u} E\omega \left(1 - \sqrt{1 - \alpha} \right), \quad (17)$$

где

$$\alpha = \frac{qL_0(\operatorname{Sh} u + u)}{2\operatorname{Sh} \frac{u}{2} E\omega}$$

так как величина α всегда существенно меньше единицы, разлагая $\sqrt{1 - \alpha}$ в биномиальный ряд и ограничившись первыми тремя членами из (16) получаем:

$$F = \frac{qL_0}{2\operatorname{Sh} \frac{u}{2}} \left[1 + \frac{1}{8} \frac{qL_0 \left(\operatorname{Sh} \frac{u}{2} + u \right)}{\operatorname{Sh}^2 \frac{u}{2} E\omega} \right] \quad (18)$$

Задаемся различными значениями u и определяем величины F

и $r = \frac{Fu}{q}$ (таблица 1)

Таблица 1

u	F_m	r_m	u	F_m	r_m
0,001	198,6	36,78	0,048	4,070	36,19
0,002	98,49	36,48	0,10	1,95	36,186
0,003	65,47	36,37	0,20	0,98	36,11
0,006	32,65	36,28	0,40	0,49	35,95
0,012	16,30	36,23	0,80	0,24	35,23
0,024	8,15	36,20	1,60	0,11	32,59
			2,10	0,75	30

Данные, приведенные в таблице 1, позволяют по известным значениям r определить соответствующие значения F при весо-мом тросе.

В данном случае отыскиваем максимальное натяжение F_{\max} , используя (6). Расчеты легче всего производить графическим

методом, для чего вычислим $\frac{2}{m r_0} \int_0^r F dr$ для различных зна-

чений F и после построения графика 1 этой функции в точках пересечения его с кривыми 1, 2, 3 и 4

$$v_0^2 \left(1 - \operatorname{Sin}^2 \varphi_0 \frac{r_0^2}{r^2} \right) \quad (18')$$

получаем искомые величины F_{\max} для различных углов φ_0 (рис. 4). Для сопоставления пунктирными линиями 1, 2, 3 и 4 изображены соответствующие кривые без учета весо-мости. Следует отметить, что кривые — (18) практически горизонтальны, что полностью подтверждает допустимость приближения при выводе (9).

Сопоставления показывают, что провисание троса под действием веса при малых углах φ приводит к некоторому уменьшению наибольшего натяжения, а при больших углах — к увеличению. Последний вывод, кажущийся несколько неожиданным, легко объясняется, однако, тем, что, как это видно из таблицы 1, ликвидация провисания происходит при малых усилиях (около 2 т) с заметным увеличением при этом радиуса вектора r . Вследствие этого уменьшается угол φ , что увеличивает F_{\max} . Далее, из рис. 4 видно, что в ряде случаев максимальное натяжение достигает пределов, достаточных для разрыва троса. Усилия резко снижаются только при углах φ , близких 90° в начальный момент натяжения троса.

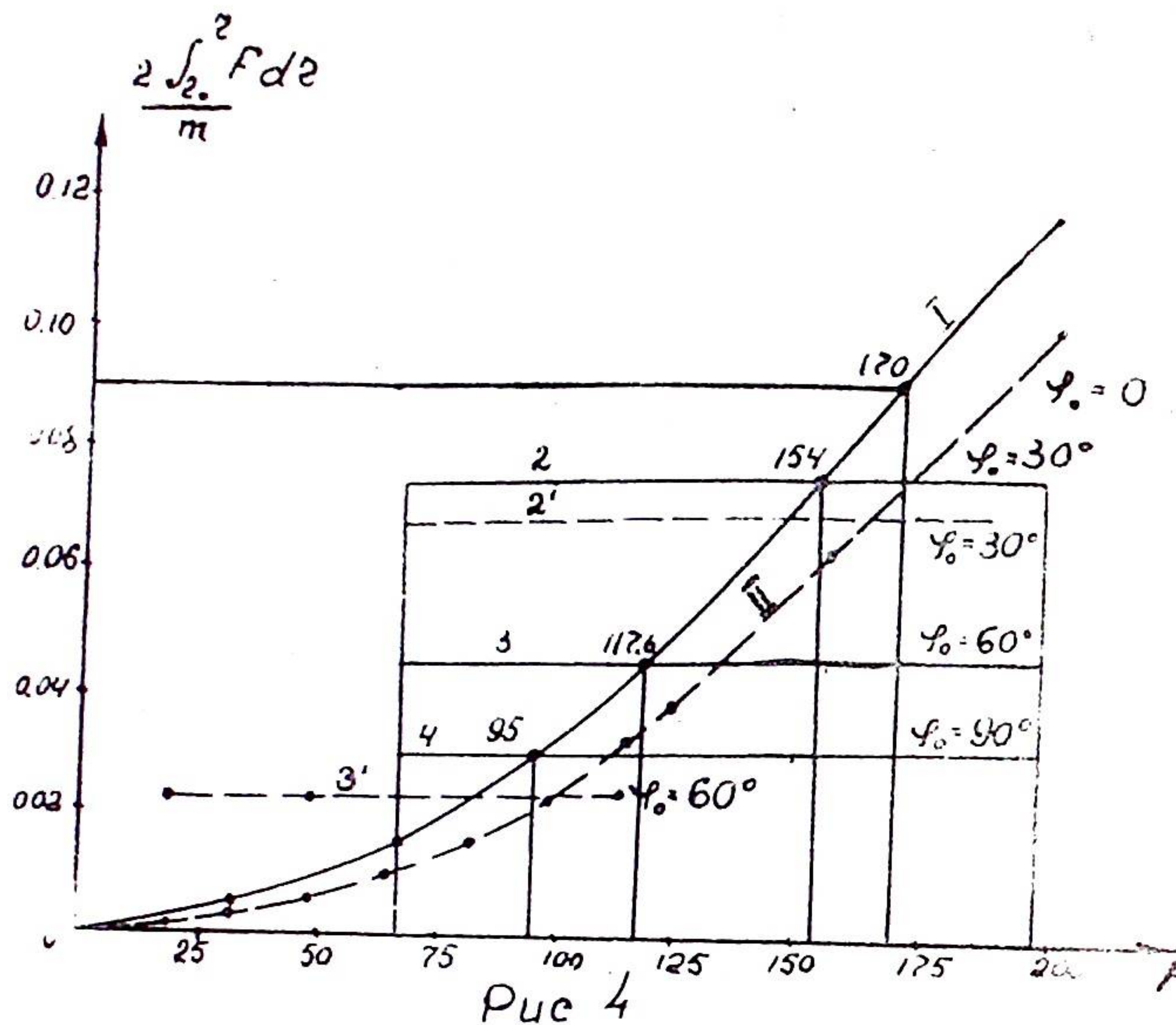


Рис 4

В полученных выводах мы полагали, что швартовый конец за кнехты судна закрепляется мгновенно, что приводит к значительному преувеличению натяжения. В действительности на практике прибегают в процессе швартовки к вытравливанию троса при помощи петель и восьмерок, образующих силы трения между кнехтом и петлями. Покажем, что даже при сравнительно небольшом вытравливании усилия резко снижаются, а если к этому же учесть, что полное торможение рационально производить при углах φ , близких 90° , можно наметить методы подхода судна к причалу с минимальными швартовыми усилиями.

Исследуем влияние вытравливания на усилия в швартовых. Для этой цели перепишем (6) в виде.

$$\int_{r_0}^{r_{\max}} F dr = \frac{mv_0^2}{2} \left(1 - \sin^2 \varphi_0 \frac{r_0^2}{r_{\max}^2} \right) \quad (19)$$

Уравнение (19) выражает работу силы натяжения при отсутствии вытравливания. Учитывая упругие свойства троса на рис. 5, эта работа изображена площадью треугольника $r_0 a r_{\max}$.

В процессе швартовки силы натяжения в зависимости от режима вытравливания от r_0 до r , изобразятся в общем случае кривыми 1 и 2, достигая в некоторый момент времени максимальных значений. При этом работа этих сил по аналогии с (19) равна:

$$\int_{r_0}^{r_1} F dr = \frac{mv_0^2}{2} \left(1 - \sin^2 \varphi_0 \frac{r_0^2}{r_1^2} \right) \quad (20)$$

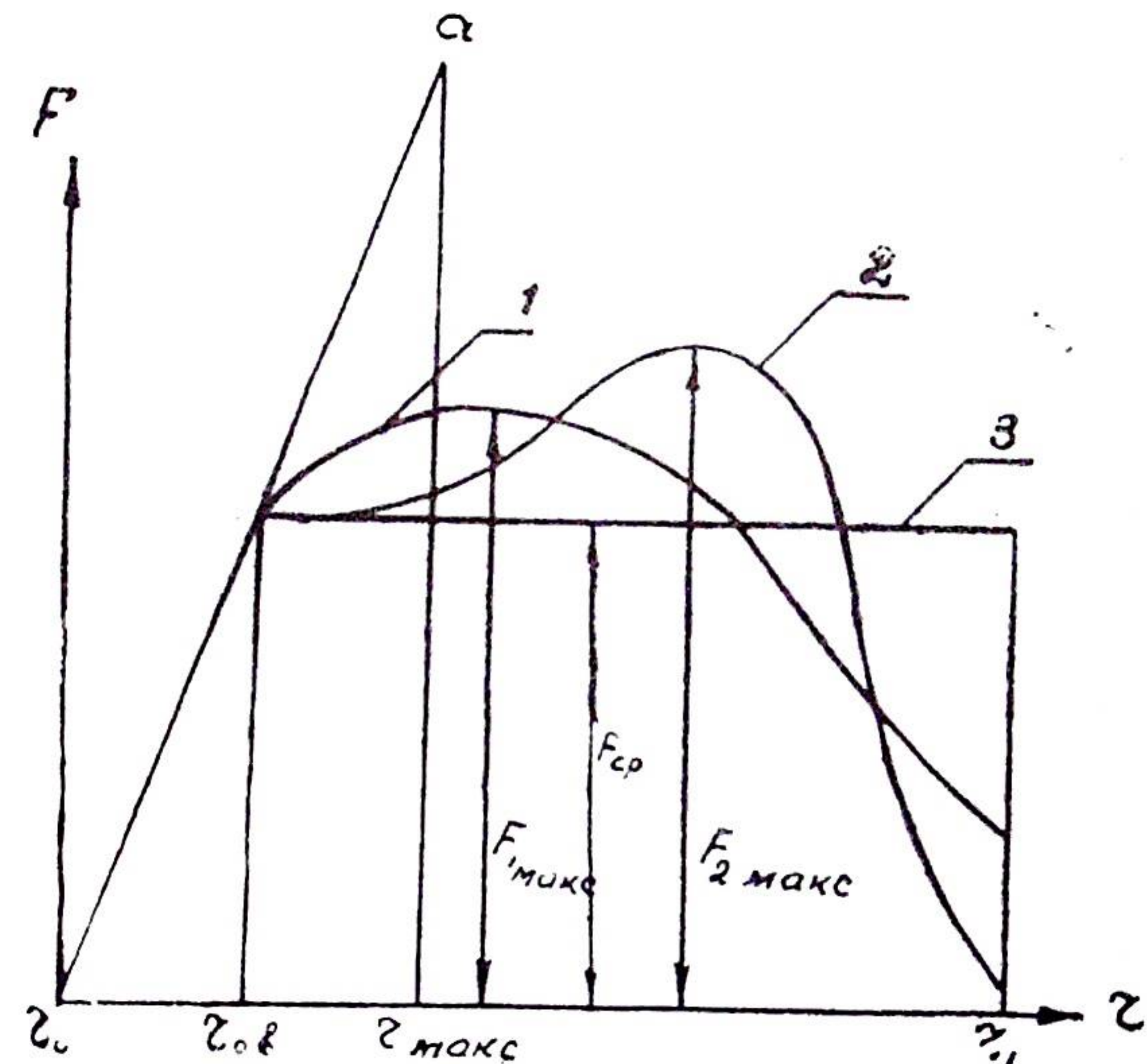


Рис 5

Следует отметить, что в общем случае указанную работу следовало бы определить, используя формулу (5). Однако, целесообразно выбрать такой режим вытравливания, чтобы при $t=t_1$ радиальная скорость $V_2=0$. Лишь в этом случае, как это следует из рис. 2, угол $\varphi=90^\circ$, а, следовательно, согласно (9) натяжение при торможении троса будет незначительным.

Совершенно очевидно, что если выбрать такой режим вытравливания, чтобы сила натяжения оставалась постоянной и равной, то последняя будет меньше:

$$F_{1 \text{ макс}}, F_{2 \text{ макс}}, \dots, F_{i \text{ макс}} \quad (\text{рис. 5})$$

Это следует из (20), где правая часть, выражающая приращение кинетической энергии, не зависит от закона изменения сил, производящих работу. Геометрически это означает постоянство площади, ограниченной кривыми 1, 2 и 3. Вытравливание при постоянной силе натяжения ближе всего отвечает практикуемому при швартовке приемам, когда вытравливание зажатых петель на кнехте происходит при преодолении сил трения силами натяжения.

Полагая силу натяжения постоянной, из (20) получаем:

$$\int_{r_0}^{r_1} F dr = F_{\text{ср.}}(r_1 - r_0) - \frac{F_{\text{ср.}}^2 r_0}{2E\omega} = \frac{mv_0^2}{2} \left(1 - \text{Sin}^2 \varphi_0 \frac{r_0^2}{r_1^2} \right),$$

откуда

$$F_{\text{ср.}} = \frac{E\omega}{r_0} (r_1 - r_0) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{mv_0^2}{(r_1 - r_0)^2} \left(1 - \text{Sin}^2 \varphi_0 \frac{r_0^2}{r_1^2} \right) \frac{r_0}{E\omega}} \right] \quad (21)$$

Можно показать, что второе слагаемое под корнем существенно меньше единицы, а поэтому, разлагая в биномиальный ряд с погрешностью, не превышающей 1—2%, можно ограничиться первыми двумя членами. При этом, окончательно имеем:

$$F_{\text{ср.}} = \frac{mv_0^2}{2(r_1 - r_0)} \left(1 - \frac{r_0^2}{r_1^2} \text{Sin}^2 \varphi_0 \right) \quad (22)$$

Закон вытравливания, обеспечивающий постоянное натяжение, можно установить из формулы (5). Полагая $F = \text{Const}$ и имея ввиду (22), находим:

$$v_r = \frac{dr}{dt} = v_0 \sqrt{\left(1 - \text{Sin}^2 \varphi_0 \frac{r_0^2}{r^2} \right) - \left(1 - \frac{r_0^2}{r_1^2} \text{Sin}^2 \varphi_0 \right) \frac{r - r_0}{r_1 - r_0}} \quad (23)$$

откуда

$$t = \frac{2\sqrt{r_1 - r_0}}{v_0} \int_{r_0}^{r_1} \frac{dr}{\sqrt{(r_1 - r)(1 - A \text{Sin}^2 \varphi_0)}}; \quad (24)$$

где

$$A = \frac{r_0^2(r_1^2 + r_1 r + r^2 - r_0 r_1 - r_0 r)}{r_1^2 r^2}$$

Можно показать, что практически величина A близка единице. Так, при $r=r_0$; $A_0=1$. Даже при значительном вытравливании с увеличением длины троса на 10% $A_{r_1} = 0,97$. приняв приближенно $A=1$, из (24) получаем

$$t = \frac{2\sqrt{r_1 - r_0}}{v_0 \text{Cos} \varphi_0} \left(\sqrt{r_1 - r_0} - \sqrt{r_1 - r} \right) \quad (25)$$

или

$$r = r_1 - \frac{1}{2(r_1 - r_0)} \left[r_1 - r_0 - \frac{1}{2} t v_0 \text{Cos} \varphi_0 \right]^2 \quad (26)$$

Наиболее целесообразная швартовка при постоянном натяжении легко может быть осуществлена на практике. Для этой цели можно оборудовать суда простейшими приспособлениями (фрикционы, пружинные храповики и т. п.), поддерживающими швартовые усилия постоянными. При превышении заранее назначенной нагрузки эти приспособления автоматически вытравливают трос.

Покажем на конкретном примере величины швартовых усилий, образующих при различных режимах вытравливания.

Основные исходные данные берем по примеру 1, при $\varphi_0 = 30^\circ$

Усилия в швартовых

Таблица 2

% вытравливания P	$r_1 = r_0 \left(1 + \frac{P}{100} \right)$ м	$1 - \frac{r_0^2}{r_1^2} \text{Sin}^2 \varphi_0$	$F_{\text{ср}}$ в т. (форм. 22)	Время вытравливания (сек. (ф.25))
5	31,5	0,773	23,64	11,6
10	33,0	0,793	12,05	23,2
20	36,0	0,826	6,27	46,4

Швартовое усилие при отсутствии вытравливания и без учета провисания определяем по (9)

$$F_{\text{макс}} = v_0 \text{Cos} \varphi_0 \sqrt{\frac{mE\omega}{r_0}} = 165 \text{ т.}$$

то же с учетом провисания (рис. 4).

$$F_{\text{макс}2} = 154 \text{ т.}$$

Полученные данные показывают на возможность весьма существенного снижения швартовых нагрузок вытравливанием с помощью простейших устройств, осуществляющие постоянное натяжение. Время швартовки при этом удлиняется незначительно. Снижение швартовых нагрузок устраняет излишние перегрузки причальных сооружений и способствует сохранению дорогостоящего такелажа.

В наших выводах принималось мгновенное вступление в действие швартовых связей. В действительности, при их закреплении требуется известное время, сглаживающее усилия.

Кроме того, предполагалось закрепление связей в центре тяжести судна, тогда как в реальных условиях кнехты смещены в обеих плоскостях. Ввиду этого образуется поворот судна в горизонтальной плоскости и крен, что заметно снижает швартовые усилия. Поэтому полученные усилия $F_{\text{макс}1}$, $F_{\text{макс}2}$ несколько завышены. При уточненном решении подлежит учету также сопротивление воды и присоединенная масса.

Литература: 1. П. А. Кузнецов «Эксплуатационные и швартовые нагрузки на портовых причалах»—1948 г.

2. Ф. М. Шихиев, В. Ю. Мазур. «О некоторых нагрузках, действующих на гидротехнические сооружения». Доклады АН СХ Аз. ССР № 1, 1960 г.

3. Ф. М. Шихиев, В. Ю. Мазур. «К теории расчета некоторых нагрузок, образующихся в гидротехнических сооружениях». Доклады АН СХ Аз. ССР № 3—4, 1960 г.

В. М. ИСАИ

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПО СВАЙНЫМ КОНСТРУКЦИЯМ, ПОДВЕРЖЕННЫМ ДЕЙСТВИЮ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ

1. Современное состояние вопроса.

Исследование деформации гидротехнических сооружений во многом способствует уточнению статических расчетов, а также максимальному их приближению к условиям действительной работы. Большая заслуга в разработке теоретических и расчетных основ для инженерных конструкций на свайных основаниях принадлежит отечественной науке. Положенное Н. М. Герсевановым начало в разработке научно обоснованного решения ряда задач, связанных с расчетом свайных конструкций, было развито и продолжено Г. С. Шпиро, Б. М. Лозовским, Ф. М. Диментбергом, Б. Ф. Горюновым, Б. С. Христофоровым, Н. А. Смородинским, И. В. Урбан, В. Н. Голубковым, Н. Н. Зарембо-Владычанским, а также Х. Неккентведом и Г. Вюншем за границей и многими другими исследователями. Вместе с тем, проблема теории и расчета свайных конструкций до настоящего времени не нашла своего исчерпывающего решения. Это объясняется прежде всего исключительно сложной природой процессов взаимодействия свай с грунтами основания.

Свайные ростверки по конструктивному назначению делятся на набережные — стенки, эстакады, пирсы, оторочки и палы.

Не менее важным этапом при классификации является отнесение тех или иных ростверков, исходя из их упругой характеристики, к жестким, нежестким и гибким.

Когда деформации верхнего строения под действием приложенных нагрузок незначительны, высокий свайный ростверк принято считать жестким. В обратном случае — нежестким.

Способ расчета Н. М. Герсеванова¹ основан на решении системы трех уравнений с тремя неизвестными (a и v_0 — горизонтальное и вертикальное смещение, α — угол поворота):

$$aX_{aa} + B_0 X_{ab} + cX_{ac} = H$$

$$aX_{ab} + B_0 X_{bb} + cX_{bc} = V$$

$$aX_{ac} + B_0 X_{bc} + cX_{cc} = M_0$$

где H — горизонтальная составляющая,

V — вертикальная составляющая,

M_0 — момент внешних сил.

К недостаткам указанного метода относится малая наглядность и ограниченная возможность рационально использовать наклон и расположение свай в стадии проектирования. Ряд авторов (Ф. М. Диментберг, Б. М. Лозовский, Б. С. Христофоров, Н. Н. Зарембо-Владычанский и др.) введением упругого центра значительно упростили аналитическое решение Н. М. Герсевича.

Расчет свайных ростверков с гибким ригелем в общем случае приводит к еще более сложным вычислениям. В этом отношении новый метод, предложенный Н. Н. Зарембо-Владычанским², отличается изяществом решений и сравнительной простотой.

Расчет пространственных задач, предложенный Г. С. Шпиро⁴ основан на следующих предположениях:

1. Жесткость ригеля ростверка бесконечно велика.
2. Сваи представляют собой упругие стержни, деформации которых прямо пропорциональны величинам действующих на них нагрузок.
3. Закрепление свай в грунте является упругим. Реакции этих защемлений прямо пропорциональны их перемещениям и удовлетворяют принципу взаимности.
4. Поперечные сечения свай, а также упругие свойства закреплений их концов полярно симметричны относительно продольной оси свай, поэтому любые оси поперечных сечений свай являются главными.

5. Перемещения свай малы по сравнению с поперечными их размерами.

Как отмечает автор, «расчет высокого свайного ростверка, как плоской конструкции в отдельных случаях, например, при длинной свайной эстакаде, достаточно близко отвечает действительности».

В большинстве же случаев он является условным и даже замена пространственной конструкции двумя плоскими системами не всегда хорошо отражает действительную работу конструкции, что убедительно подтверждается результатами экспериментальных и натурных исследований.

В. С. Скуратовым и Н. И. Шапошниковым⁵ предложен графический расчет, учитывающий деформации в ригелях и сваях, как рамной системы с жесткой заделкой свай по концам (рис. 1).

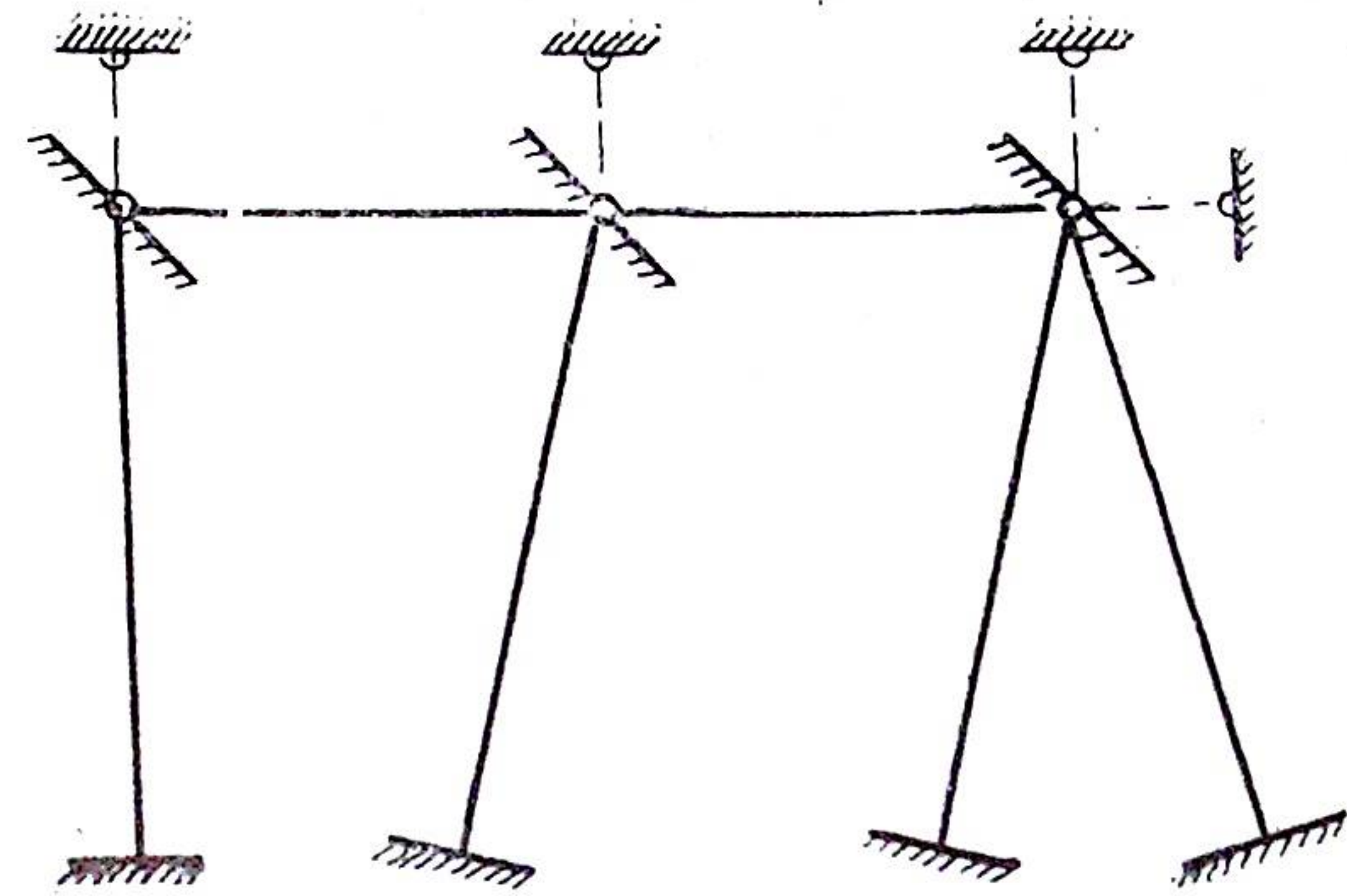


Рис. 1

Для упрощения отличающегося сложностью расчета этими же авторами рекомендуется приближенный расчет, в котором за основу принимается схема с заменой жесткой заделки свай шарнирами (рис. 2).

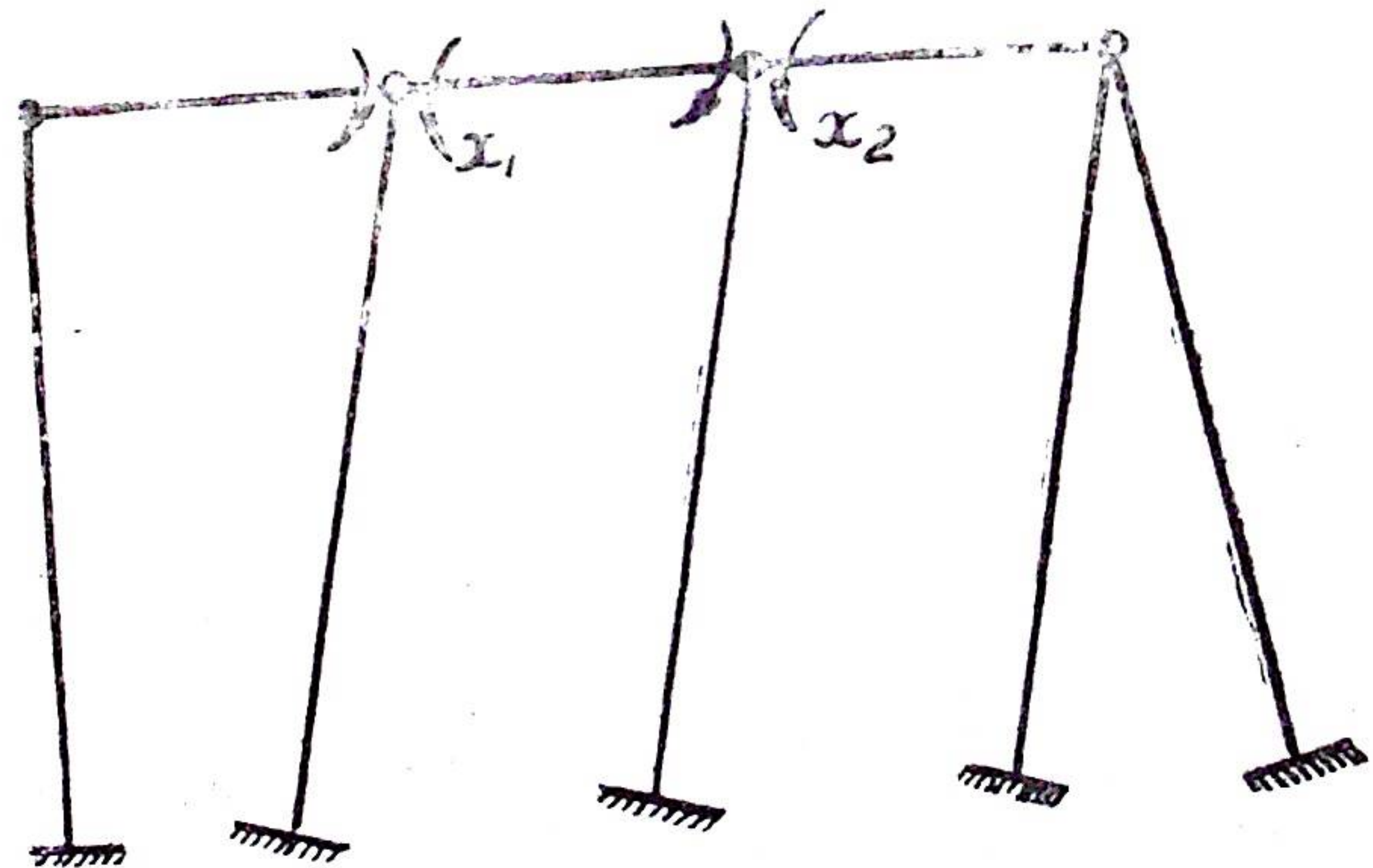


Рис. 2

Характерной особенностью этого расчета является применение метода сил с принятием опорных моментов за лишние неизвестные. Изгибающие моменты определяются по величине перемещений и углам поворота узловых точек. Однако для случаев двух и более козел вводятся дополнительные неизвестные, в результате чего расчет очень усложняется:

Расчетная схема С. П. Антонова и В. П. Мейерсона⁶ отличается попыткой решения на сравнительно новой основе (рис. 3).

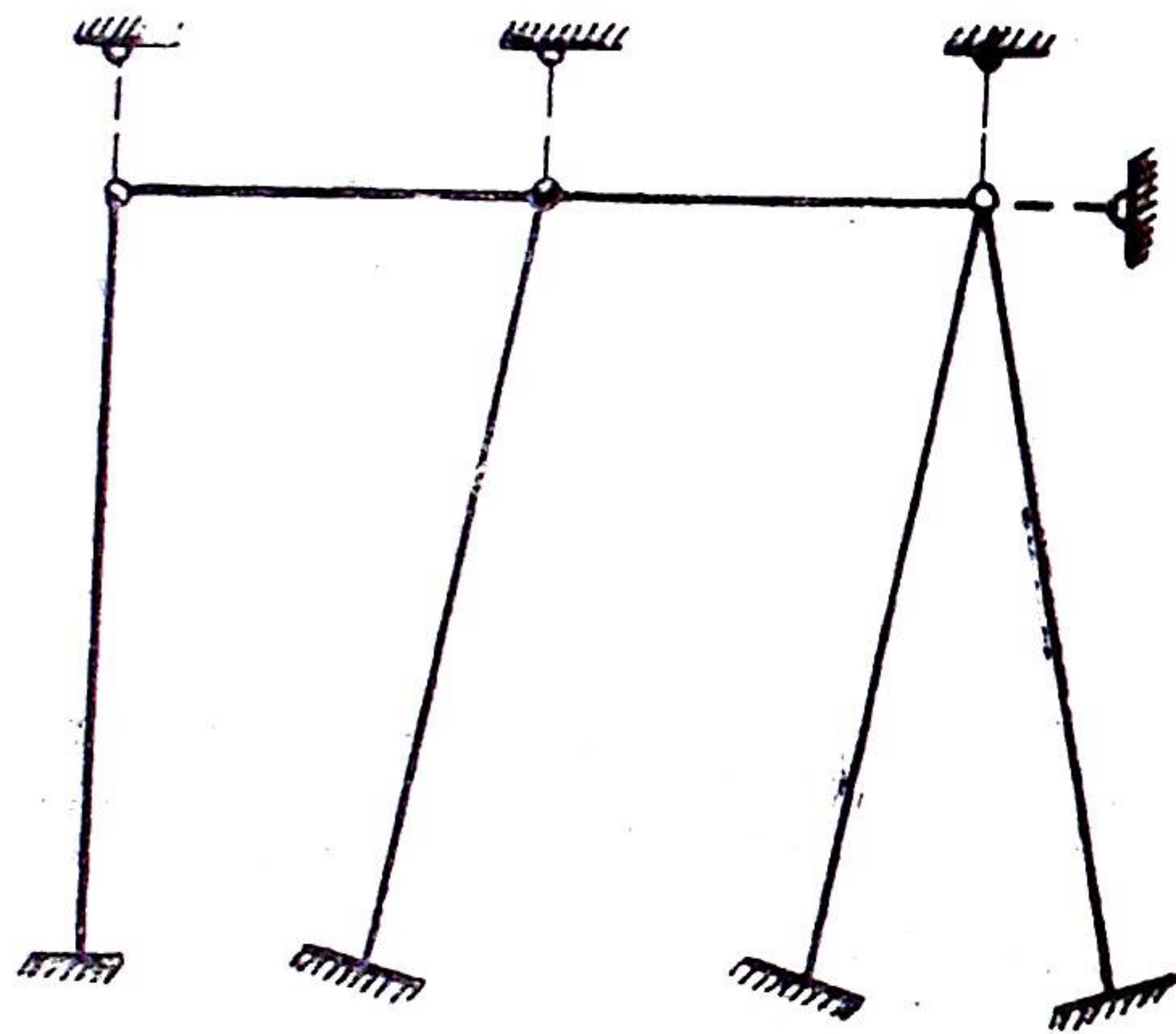


Рис 3

Изгибающие моменты определяются методом последовательных приближений, а линейные смещения — решением канонических уравнений. Тогда количество неизвестных становится меньше, чем для способа деформации.

Представляют интерес рекомендации Б. Ф. Горюнова⁷, в основу которых положен расчет рам методом последовательных приближений с учетом гибкости ригеля.

Отмечая такие положительные стороны расчета, как учет продольных деформаций и заделки свай в ригеле и основании, а также сравнительную несложность вычислений, следует одновременно отметить, что применение расчета ограничено рядом произвольных допущений, и в частности таких, как неучет наклона свай при вертикальных смещениях и приравнивание горизонтальных смещений статически неопределимой системы

к горизонтальным смещениям основной статически определенной системы. Как следствие большой жесткости ригеля ряд последовательных приближений расходится. Автор считает, что расходимость ряда служит критерием в оценке жесткости ригеля. Однако это вызывает необходимость исходить первоначально из предположения о жесткости ригеля с последующей корректировкой на гибкость. Последнее обстоятельство по существу усложняет расчет и увеличивает объем вычислительных операций.

Расчет ростверков в общем виде должен исходить из схемы гибкого ростверка, из которого, в частности, могут быть получены решения и для жесткого.

Такой общий метод предложил Н. А. Смородинский⁸. Достоинства обобщенного метода состоят в том, что он исходит из предположения о шарнирной схеме работы свай, без изгибающих моментов в концах, а также помимо упругой податливости свай попытался учесть и остаточные деформации грунта. К сожалению, и этот метод не лишен недостатков, к которым прежде всего относится условность в определении расчетной длины свай и неопределенность податливости грунта. Кроме того, при совместном учете влияния горизонтальных и вертикальных сил расчеты становятся весьма сложными и громоздкими. Произведенные В. Н. Голубковым⁹ экспериментальные исследования низких свайных ростверков заключаются прежде всего в том, что им внесена определенная ясность в отношении оптимальной глубины забивки свай, подверженных горизонтальным нагрузкам. Однако в своих выводах автор недостаточно использовал обширный материал о результатах натуральных наблюдений, которым он располагал. Ограничившись измерениями прогибов голов свай и определением критической нагрузки, автор рекомендует при расчете пользоваться формулой:

$$Q = \frac{3UEI}{\alpha l^3} \quad (1')$$

для свай со свободной головой и

$$Q = \frac{12UEI}{\alpha l^3} \quad (1'')$$

для свай, заделанных в жесткий железобетонный ростверк.

С введением α — безразмерного коэффициента, зависящего от таких важных факторов, как материал свай, устойчивость грунта, расстояние между сваями, формула становится эмпирической, и по ряду указанных причин носит приближенный характер.

Отдавая должное В. Н. Голубкову, систематизировавшему значительного объема фактический материал, который успешно может быть использован проектировщиками, следует отметить, что вопросы деформаций в грунтах, а также распределение реакций грунта по высоте свай не нашли в его работе должного освещения.

Выводы.

1. Все рассмотренные способы расчета при наличии положительных сторон одновременно обладают существенными недостатками. Они основаны на ряде допущений в отношении расчетной длины свай, оценки податливости грунта, учета заделки свай и т. д.

2. Проблема теории расчета гибких систем в сложно деформированном состоянии не нашла удовлетворительного решения.

3. При наличии небольшой жесткости верхнего строения упрощение может быть достигнуто за счет расчета по аналогии с разрезными балочными системами.

II. Некоторые методы расчета свай на горизонтальные нагрузки.

1. Метод Хаяси.

В основу исследований Хаяси¹⁰ положена теория упругости, по которой свая рассматривается как балка на упругом основании, упругая ось которой описывается известным дифференциальным уравнением:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = k(x+z)y \quad (1)$$

где EI — жесткость свай,

x — абсцисса точки,

y — горизонтальное смещение точки,

k — коэффициент упругой податливости на глубине 1 м,

z — глубина зоны неупругих деформаций.

Эпюра распределения напряжений имеет вид (рис. 4).

Основные допущения сводятся к следующему:

а) коэффициент податливости $k = \text{const}$,

б) $K = k(x+z)$ возрастает пропорционально глубине.

К недостаткам этого метода относится, помимо произвольной схематизации, сложность вычисления, с учетом деформаций по всей длине свай и трудности в определении коэффициента упругой податливости. Кроме того, как это выяснилось позднейшими исследованиями, пренебрежение зоной грунта, где

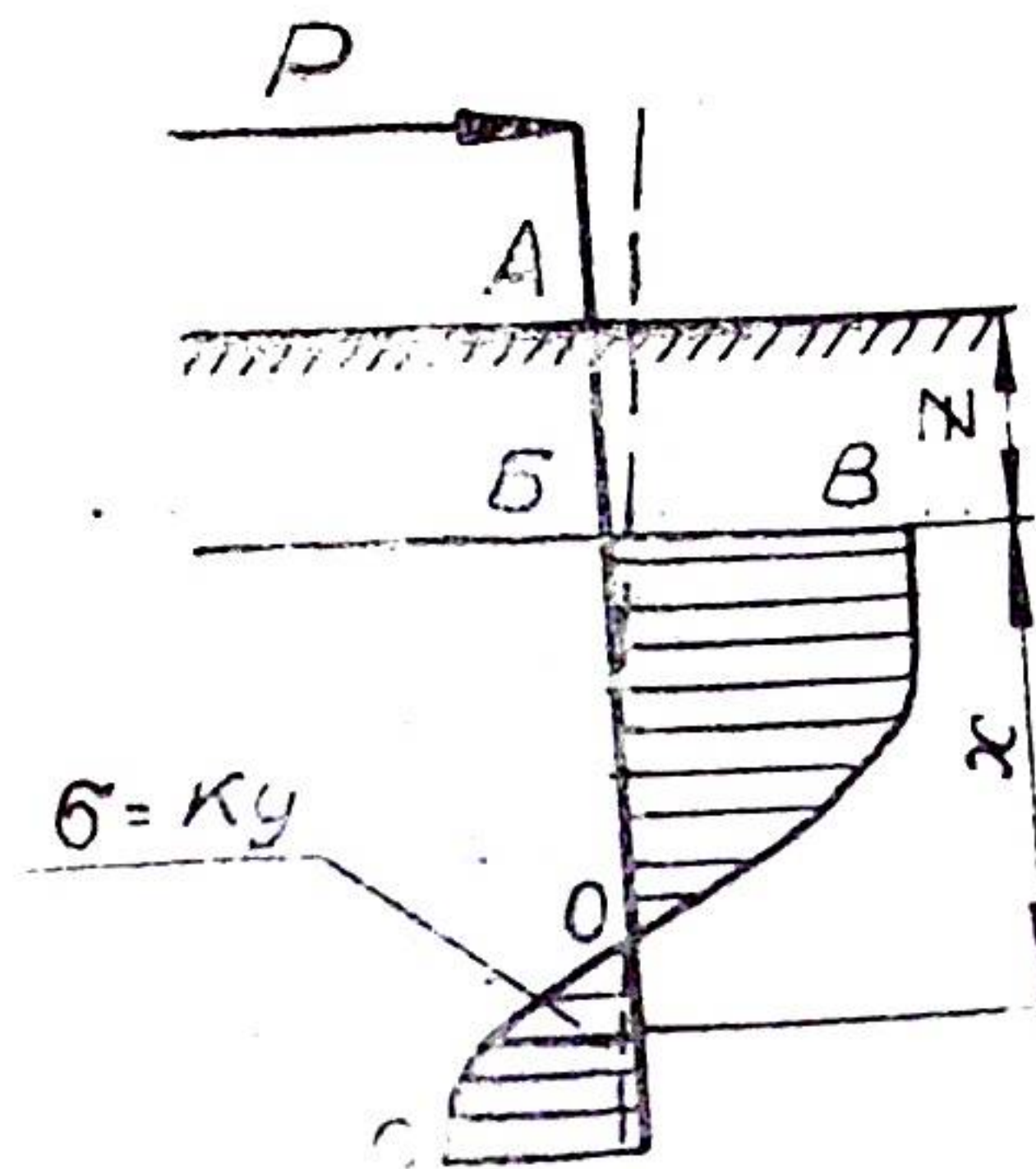


Рис 4

последний находится в пластическом состоянии, приводит к существенным погрешностям.

2. Метод Добровольского.

В отличие от метода Хаяси, Добровольский¹¹ исходит из треугольной эпюры (рис. 5), предполагая, что при большой жесткости свай точки В и С при перемещении находятся на равных расстояниях от оси вращения и им соответствуют равные деформации грунта.

$$\sigma_E = \sigma_B = m \cdot h \quad (2)$$

$$\tau = \frac{y}{h} \quad (3)$$

Величину $P_{\text{макс}}$ Добровольский определяет из формулы:

$$P_{\text{макс}} = \frac{m \cdot b \cdot h^2}{2} \tau \quad (4)$$

Недоучет упругой податливости свай привел к искусственному занижению величины $P_{\text{макс}}$. Достаточно сказать, что при сопоставлении результатов расчета одного и того же примера различными методами имеют место значительные расхождения.

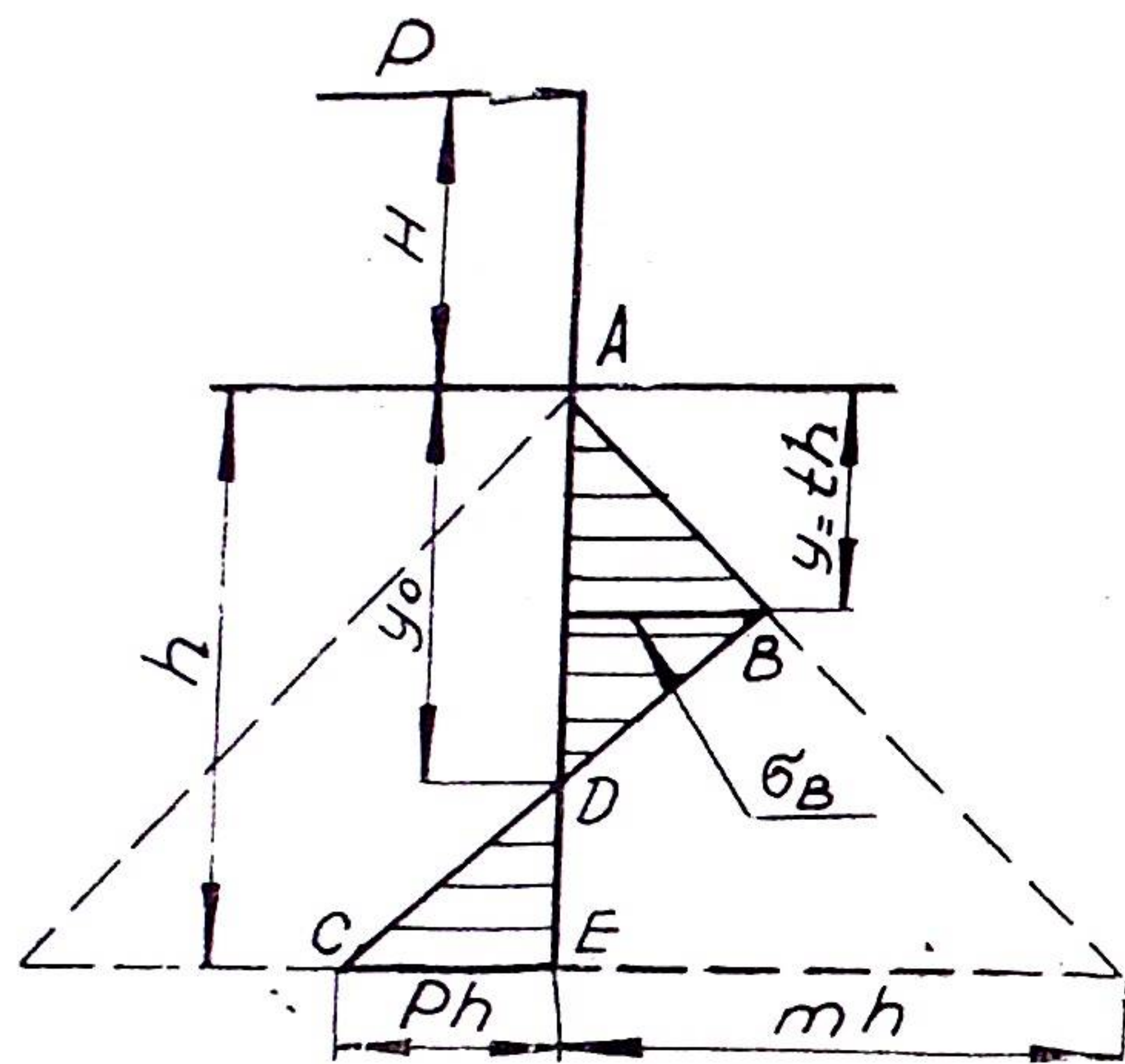


Рис 5

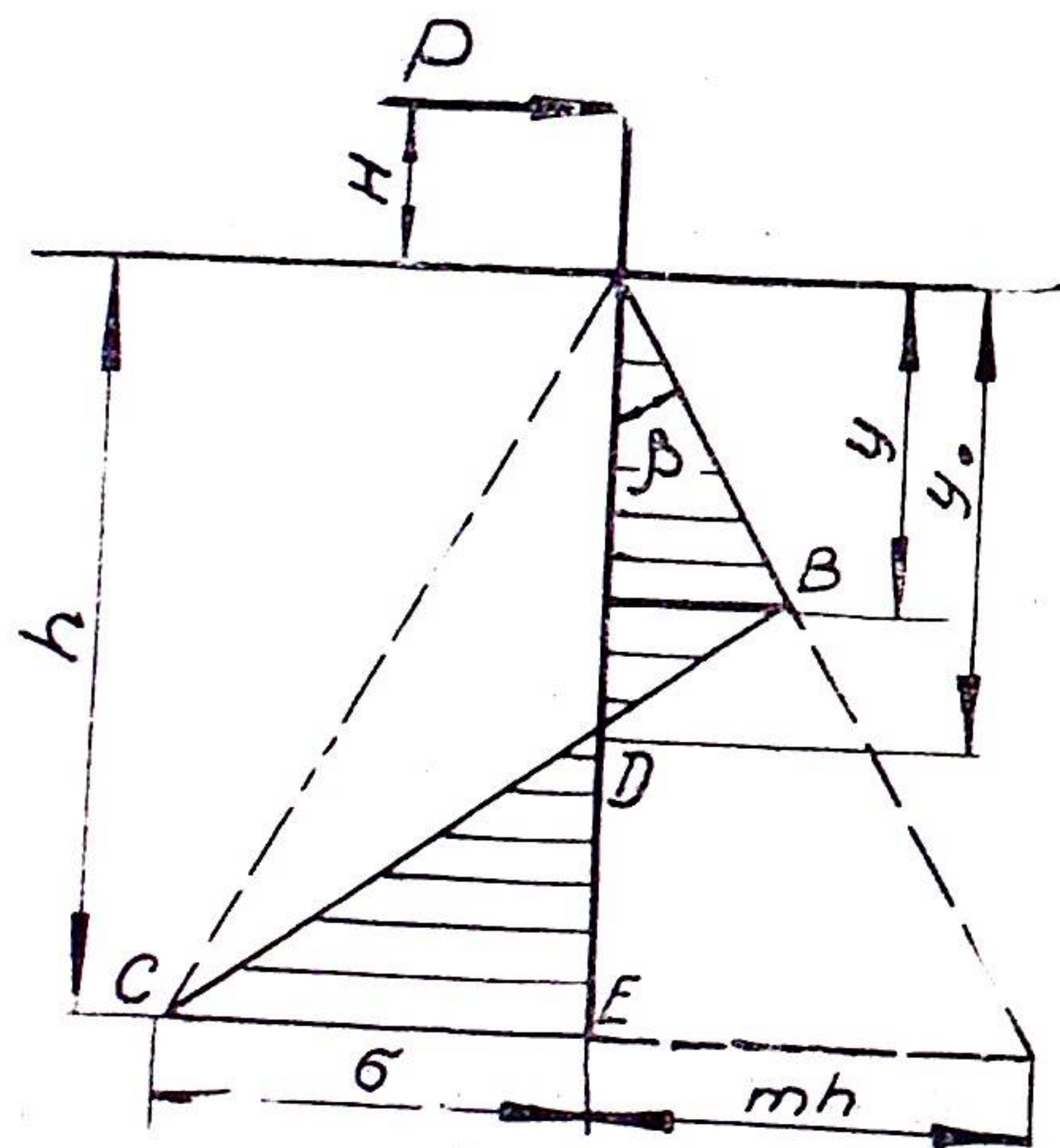


Рис 6

По указанным причинам и своей условности способ Добровольского не нашел себе практического применения.

3. Метод Крея.

Эпюра распределения напряжений, принятая Креем¹², также имеет треугольную форму (рис. 6).

В этом случае принято считать $\text{tg}^2 \beta = m$

$$m = \gamma \left[\text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (5)$$

Максимальное напряжение принимается в точке С и определяется из условия $\Sigma x = 0$; $\Sigma y = 0$, при котором:

$$\sigma = \frac{mbh^2 - 2P}{v[mbh^3 - 6P(H-h)]} - mh \quad (6)$$

Основной предпосылкой для метода Крея служит определение $P_{\text{макс}}$ при заданной величине σ из уравнения:

$$P_{\text{макс}} = \frac{mbh}{2} \left[\sqrt{9H^2 + 2Hh + 5h} - 3(H-h) \right] \quad (7)$$

Нулевая точка эпюры Д определяется также из уравнения равновесия путем исключения из него Р и в и обозначения.

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

В результате соответствующих вычислений нулевая точка по Крею перемещается в пределах $\frac{2}{3} - \frac{3}{4}$ глубины забивки.

Несмотря на несоответствие принятой за основу треугольной эпюры, которая имеет параболическую форму, Крей приблизил свои результаты к действительным условиям и добился по сравнению с методами Хаяси и Добровольского более простого и практически удобного решения.

4. Метод Мора.

Энгельсом¹³ были проведены опыты по выворачиванию свай на моделях в лабораторных условиях. Используя материалы проведенных экспериментов, Мор высказал предположение о действительной эпюре распределения напряжений, которая по его мнению должна иметь вид (рис. 7).

Параболическая форма эпюры представлена им уравнением:

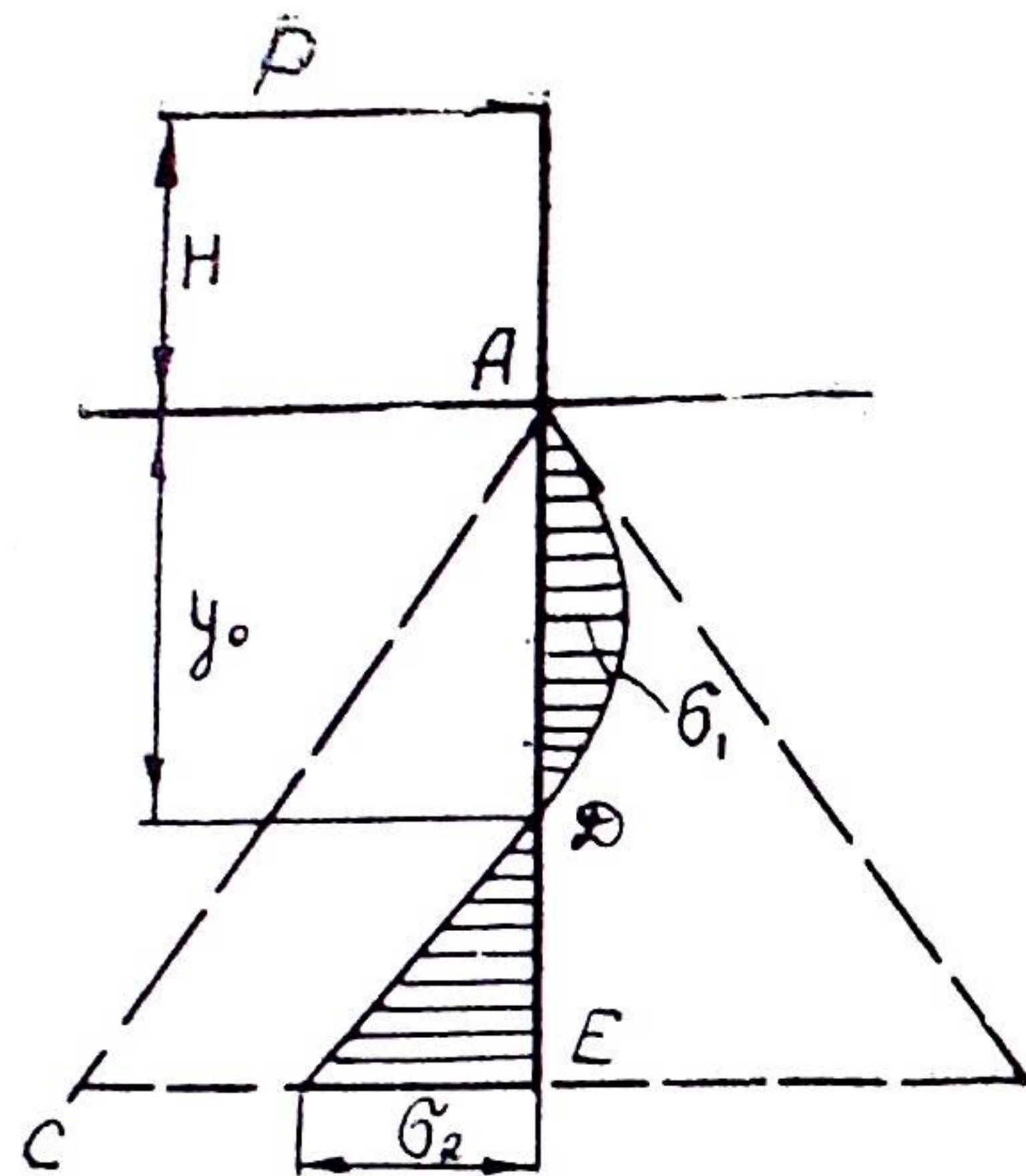


Рис 7

$$\sigma = 4S \frac{(h-y)y}{h^2} - \frac{y}{h} \sigma_2 \quad (8)$$

где

$$S = \frac{P}{vh} (6H + 9h) \quad (9)$$

Координаты точки поворота (нулевой точки) находятся из уравнения:

$$y = h \frac{4n+3}{6n+4} \quad (10)$$

где

$$n = \frac{H}{h} \quad (11)$$

Беря отношения напряжений к глубине, Мор приходит к неравенству:

$$\frac{\bar{\sigma}_1}{\frac{y_0}{2}} > \frac{\bar{\sigma}_2}{h} \quad (12)$$

Последнее говорит за то, что по своей концентрации напряжения больше в точке В, чем в нижней Е.

В отношении опытов Энгельса следует отметить их примитивность, а также ошибочность в отношении Р — величины начального перемещения нижнего конца сваи.

Сами же выводы Мора в отношении эпюры напряжений отражают действительное положение.

5. Метод Лалетина.

В основу метода Н. В. Лалетина¹⁴ положен материал натуральных и лабораторных исследований. Для всех случаев эпюра распределения напряжений в грунте имела параболический вид (рис. 8).

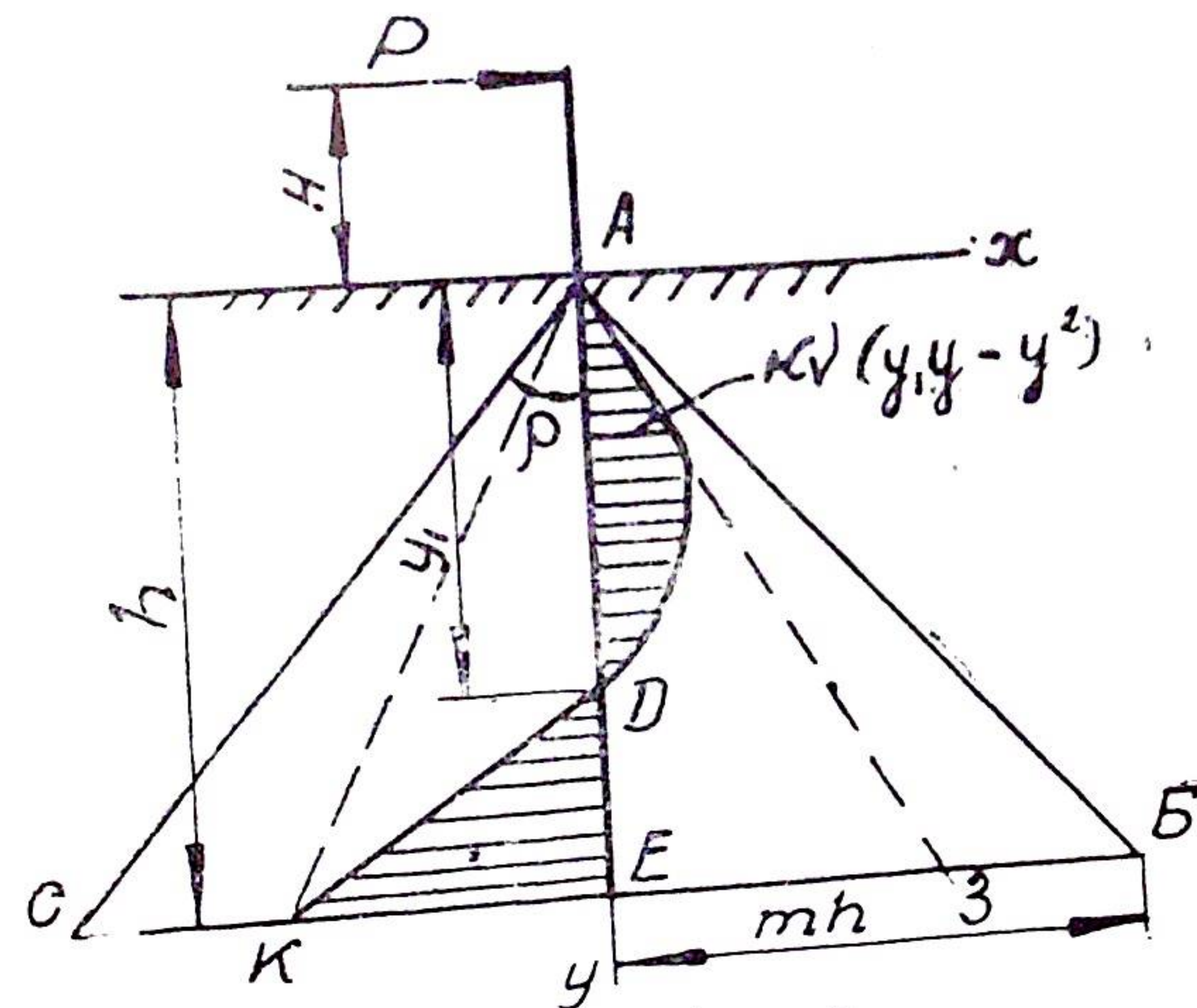


Рис 8

Свои теоретические выводы Н. В. Лалетин обосновал, исходя из предположения о наличии деформаций грунта, которые сопровождают поворот сваи вокруг некоторой (нулевой) точки, сопровождаются коэффициентом пропорционально глубине: $\sigma_y = k_0 y$

k_0 — коэффициент упругой податливости на глубине 1,0 м.
Подставив k_0 в формулу σ , имеем:

$$\sigma = k_0 y x \quad (13)$$

$$x = A(y_0 - y) \quad (14)$$

$$A = \operatorname{tg} \alpha \quad (\alpha — \text{угол наклона свай}), \quad (15)$$

тогда

$$\sigma = A k_0 (y_0 y - y^2) \quad (16)$$

Последнее уравнение параболы и определение опасной точки подтверждается аналогичными выводами Мора.

Из уравнений равновесия суммы горизонтальных сил и суммы моментов всех сил относительно нулевой точки находится координата:

$$y = \frac{h}{2} \frac{4n+3}{6n+4} \quad (17)$$

При определении допускаемой нагрузки P предполагается, что безопасная ее величина лежит в пределах эпюры допускаемых напряжений:

$$P_{\max} = \frac{m b h^3}{6(4H + 3h)} \quad (18)$$

В этом случае величина P_{\max} — низший предел с полным отсутствием неупругих деформаций по всей длине свай:

$$m = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (19)$$

6. Метод Рифата

Рифат¹⁵ на основе экспериментальных данных пришел к тем же выводам, что были сделаны Мором и Лалетиним. Эпюра распределения напряжений в грунте у Рифата оказалась близкой к параболической при $K = K_1 y$. По этой причине уравнение эпюры и координаты нулевой точки были получены по аналогии с указанными выше способами.

Результаты, полученные Рифатом, еще раз подтвердили правильность сделанных ранее выводов в отношении эпюры распределения напряжений в грунте.

Однако Рифат внес несколько отличное от предыдущих мнение о коэффициенте постели. Он пришел к выводу, что коэффициент постели изменяется с глубиной не по линейной зависимости, как это принято было считать раньше, а по показательной, т. е.

$$K = K_{\max} (1 - e^{-\varepsilon h}), \quad (20)$$

где $\varepsilon = 0.02$ (по данным опытов),

K_{\max} — предел, к которому стремится K на большой глубине.

Согласившись с Рифатом в том, что для коротких свай и шпунтов нет необходимости учитывать упругость свай, так как она очень мала по сравнению с упругостью грунта, следует отметить, что последний вывод должен быть оговорен вполне определенными пределами, так как короткие стенки для различных к тому же грунтов — понятие крайне условное.

Кроме того, И. П. Прокофьев¹⁶ в результате своих исследований пришел к заключению, что отдельно стоящие сваи обладают большей устойчивостью, чем шпунты при выворачивании за счет трения по боковым плоскостям призмы выпирания.

Исходя из этого, автор предлагает эпюру отпора увеличить в μ раз, принимая коэффициент μ равным:

$$\mu = 1 + \frac{2}{3} \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)} \frac{h}{b}, \quad (21)$$

где b — ширина свай,

ν — коэффициент распора грунта,

$$\nu = \frac{1}{1 + 2 \operatorname{tg} \varphi}, \quad \varphi — \text{угол внутреннего трения грунта.}$$

Коэффициент ν в данном случае принимается равным 0,7—1,0, что не соответствует величине того же $\nu = 0,4—0,7$, полученной для грунтов по данным Терцаги, также подтвержденным другими исследователями.

Нельзя согласиться с выводами И. П. Прокофьева и в той части, где им необоснованно увеличивается эпюра отпора q за счет трения, т. к. многочисленными экспериментальными работами доказано, что в пределах допускаемых напряжений выпирание не наблюдается, а подобные явления имеют место лишь при достижении предельных напряжений у нижнего конца свай.

Проф. Н. И. Безухов¹⁷, исходя из параболической эпюры, предлагает принять за основу следующие допущения:

а) Исходить из предположения, что касательная не должна превышать допускаемой величины углового коэффициента $m = \operatorname{tg} \beta$; тогда:

$$P_{\max} = \frac{mvh^2}{6(4H + 3h)} \quad (22)$$

Предполагается отсутствие остаточных деформаций по всей высоте эпюры и за опасную точку принимается верхняя.

б) Из предположения о наличии максимального напряжения у нижнего конца сваи P_{\max} определяется, когда верхний конец находится за пределом допускаемого напряжения. Кроме того, при расчете на жесткость рекомендуется исходить из величины прогиба $f_{\text{доп}}$ в верхнем конце, равного:

$$f_{\text{доп}} = \frac{P}{K_0} \left[H + h \frac{4H + 3h}{6H + 4h} \right] \frac{12(12H^2 + 17Hh + 6h^2)}{vh^4(4H + 3h)}, \quad (23)$$

где K_0 — коэффициент постели.

в) Коэффициент запаса определяется из отношения:

$$\eta = \frac{P_{\text{кр}}}{P} \quad (24)$$

$P_{\text{кр}}$ — критическая нагрузка, которая сопровождается выворачиванием.

Последний способ находит справедливое решение лишь для коротких свай и шпунтовых стенок, так как возрастание коэффициента постели K с глубиной до максимума на уровне нижнего конца сваи не подтверждается экспериментальными данными.

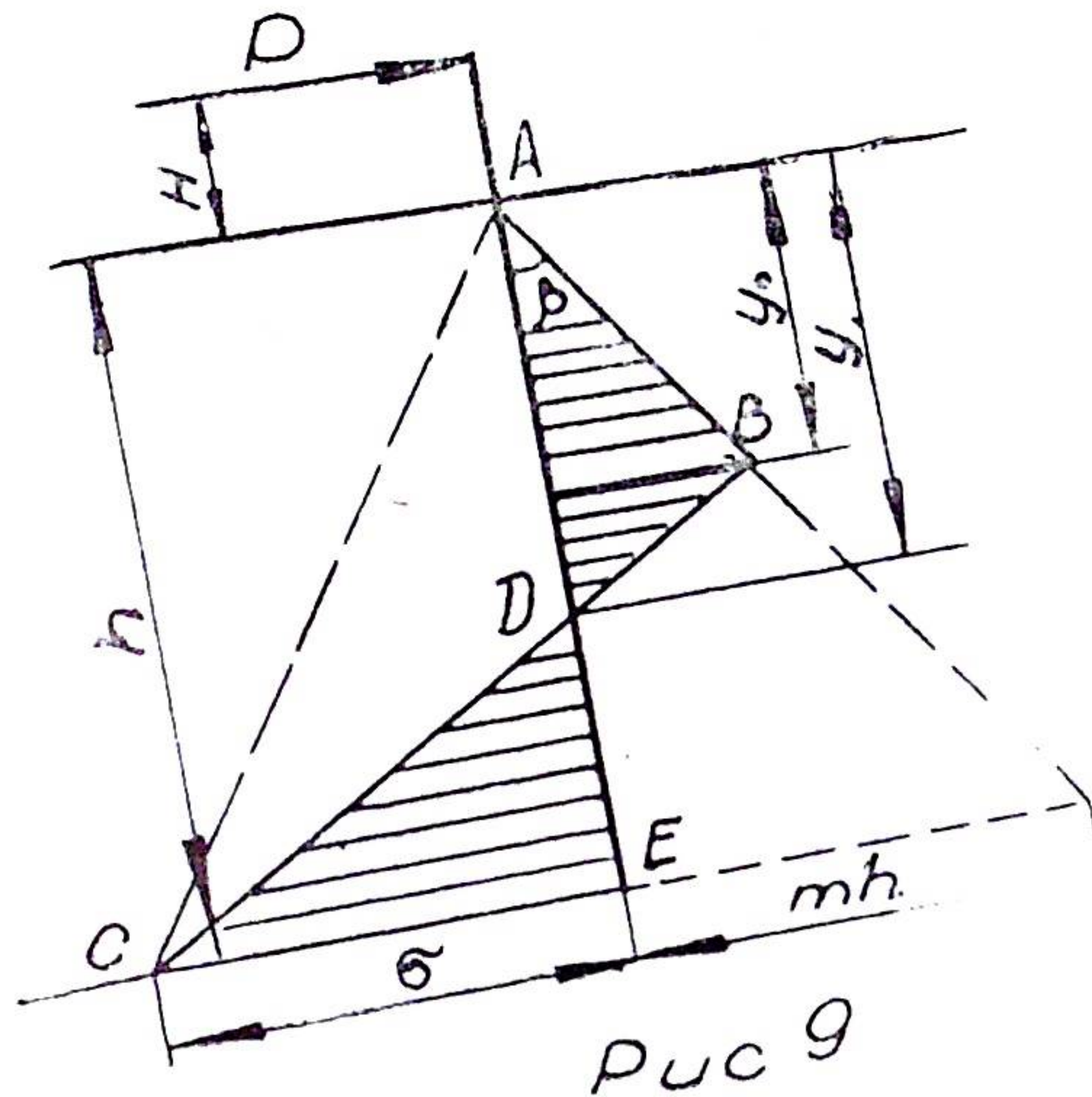
И. В. Урбан¹⁸ предлагает выражать уравнение эпюры распределения напряжений формулой:

$$x = m(y - y_2) - a(y - y_2)^2 \quad (25)$$

Параметры y_2 и a находятся по его рекомендации из уравнений равновесия всех сил на горизонтальную ось и моментов относительно нулевой точки.

В своей другой работе И. В. Урбан¹⁹ анализирует допущение об учете гибкости сваи при определении расчетной глубины забивки. Автор приходит к выводу, что при расчете без учета гибкости (учет которой существенно искажает эпюру напряжений), исходя из максимального напряжения, возникающего у нижнего конца сваи, полностью отпадает необходимость в определении глубины забивки.

В этом отношении можно согласиться с И. В. Урбан, так как расчет глубины забивки находится в прямой зависимости от активной длины сваи. В то же время способ Якоби-Крея несколько упрощает задачу, как видно из эпюры: (рис. 9).



$$P - \frac{1}{2}mvh^2 + \frac{1}{2}v(mh + P_h)(h - y_2) = 0;$$

$$P(H + h) - \frac{1}{6}mvh + \frac{1}{6}(mh + P_h)(h - y_2)^2 = 0 \quad (26)$$

Решая эти уравнения относительно y_2 и P_h , получим:

$$y_2 = \frac{2P(3H + 2h)}{mvh^2 - 2P}; \quad (27)$$

$$P_h = \frac{(mvh^2 - 2P)^2}{[mvh^3 - 6P(H + h)]v} - mh; \quad (28)$$

$$m = \gamma \left[\operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (29)$$

Исходя из тех же уравнений при равенстве приложенной нагрузки предельному сопротивлению грунта $P_n = mh$, найдем предельное значение:

$$P_{\max} = \frac{mbh}{2} \left[\sqrt{9H^2 + 12Hh + 5h^2} - (3H + 2h) \right] \quad (30)$$

Э. Ломейер²⁰ достиг упрощения вычислений, приняв эпюру такой, в которой левая часть ординаты заменяется сосредоточенной силой (рис. 10).

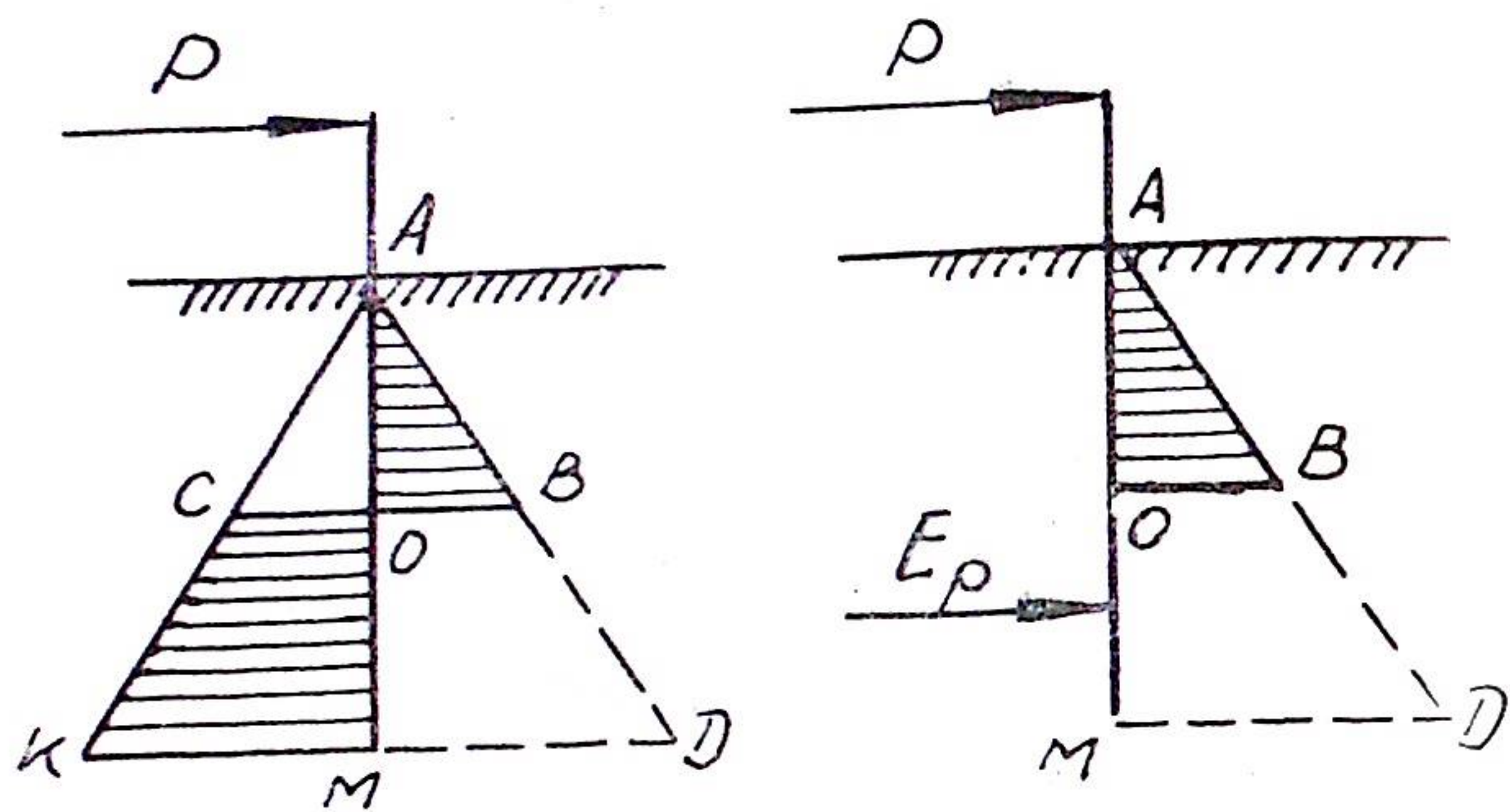


Рис 10

В этом случае:

$$P_{\max} = \frac{mbv^2}{6(H+y')} ; \quad (31)$$

$$y' = \frac{h}{1,25} ;$$

$$P_{г \max} = \frac{mbh^3}{9,4(1,25H+h)} \quad (32)$$

В. Г. Березанцев²¹ в своей работе приводит результаты исследований, направленные на развитие расчета кустов свай на горизонтальные нагрузки с учетом упругой податливости свай и сопротивления грунта.

В. Г. Березанцев приходит к выводу, что если в случае шпунтовой стенки решение плоской задачи приемлемо, то при

расчете одиночных свай или кустов необходимо решение пространственной задачи.

Кроме того, при определении предельного сопротивления грунтов, как разности пассивного и активного давлений, умножение на μ считается неверным по той причине, что величина активного давления в этом случае даже и без того значительно меньше.

Предлагаемый способ за исходные данные принимает следующие положения.

1. Предельное сопротивление грунта определяется с учетом сопротивления боковых зон.

2. У поверхности грунта выделяется слой, в котором возникают остаточные деформации и его сопротивление очень мало.

3. Коэффициент упругой податливости грунта возрастает, подчиняясь линейному закону.

4. Критической нагрузкой считается наименьшая из двух. Первая при достижении на конце свай предельного сопротивления грунта, вторая — при возникновении в материале свай предельных напряжений.

В отношении коэффициента упругой податливости некоторые выводы требуют проверки и дальнейших теоретических исследований. Так, перенос внимания в основном на геометрические размеры конструкций, с учетом качественных характеристик материала и недоучет прямой зависимости от качества грунтов является для указанного метода серьезным упущением. Уплотнение грунтов при забивке свай, хотя и имеет место, однако его влияние настолько незначительно, что его можно не учитывать. Ссылка на формулу Терцаги для определения длины свай, с учетом изгиба, в данном случае относительно приемлема.

К. Терцаги²² рекомендует пользоваться формулой активной длины свай, работающей на изгиб:

$$z = \sqrt[5]{\frac{216EI}{vk}}$$

Сравнивая результаты, полученные различными путями, можно себе представить их пестроту. Для одного и того же примера отношение максимальной нагрузки, полученной по формуле к P_{\max} по Лалетину, составляет 2:1, по Крею и Добровольскому — 3:1, по Крею (с поправкой Прокофьева) к Безузову — 7:1, их же к Добровольскому — 10:1.

Д. В. Ангельский²³, исследуя низкие ростверки, приходит к выводу, «что реакция грунта очень быстро возрастает при удалении от поверхности земли и уже на небольшой глубине приобретает значительную интенсивность, а ниже убывает в соответствии с уменьшением горизонтального смещения оси

свай. Так как сваю мы считаем длинной, то естественно предположить, что изгиб свай происходит по волнообразной кривой» (рис. 11).

В отношении коэффициента постели автор принимает совмещенную гипотезу, считая, что K (рис. 12) возрастает пропорционально глубине до определенной точки O нулевого прогиба упругой линии свай (Безухов), а дальше остается постоянным (Хаяси, Калинович.)

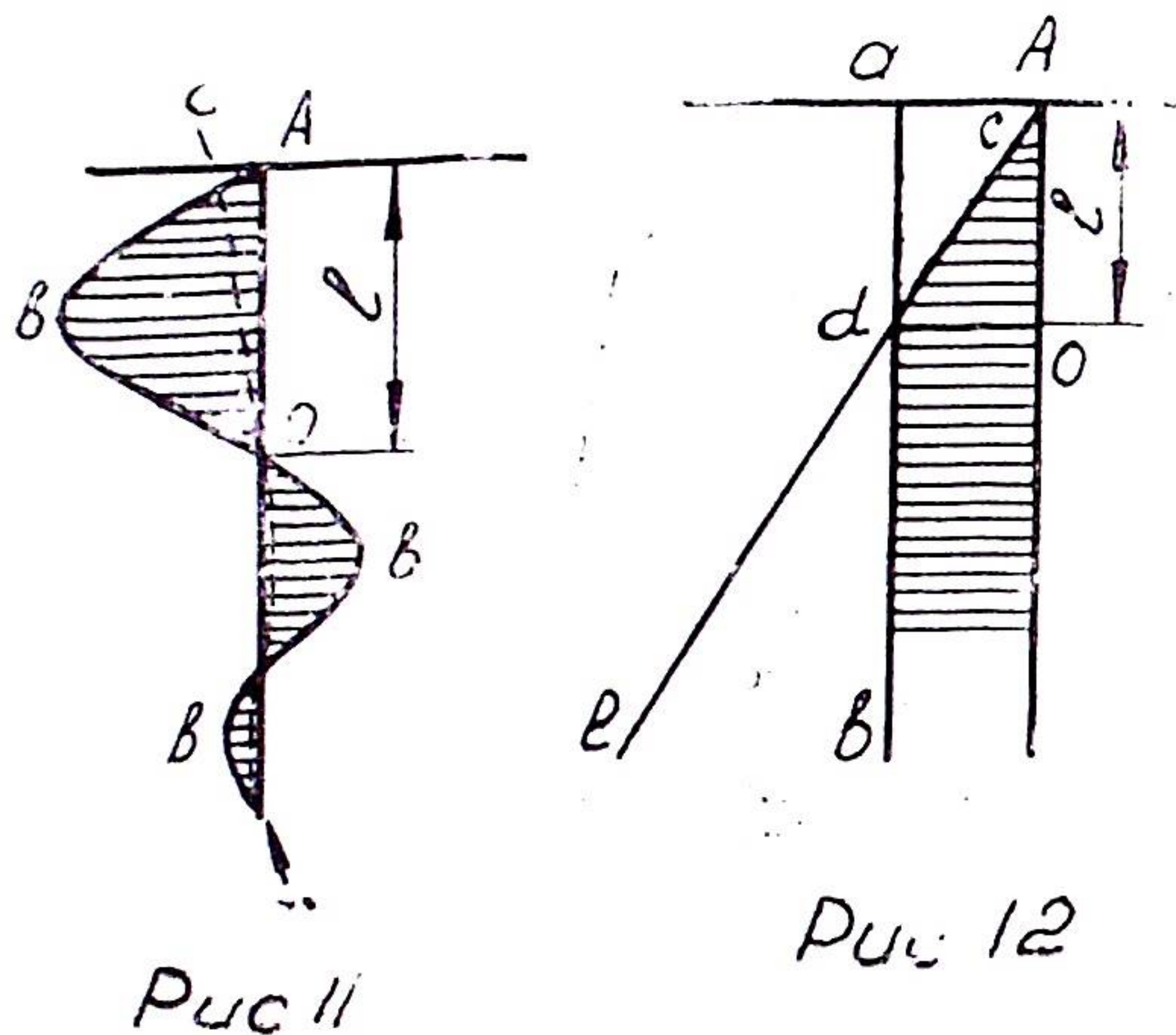


Рис 11

Рис 12

Таким образом эпюра коэффициента упругости имеет вид трапеции.

При выводе расчетных формул Д. В. Ангельский исходит из формулы теории упругости для балки на упругом основании. Причем сначала рассматривается нижняя часть, вниз от точки O , а затем верхняя.

Основные формулы, принятые для расчета, имеют вид:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -ky;$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{bk}{4EI}}$$

Характеризуя состояние расчета, автор приходит к выводу, что расчет свай на горизонтальную нагрузку настолько не обоснован вообще, что поневоле приходится поступиться строгостью критического подхода.

Б. Ю. Калинович²⁶ предложил рассчитывать сваю как балку, заделанную одним концом в грунт, а другим в ростверк. Для определения максимального изгибающего момента в грунте автор рекомендует пользоваться формулой

$$M_{\max} = 0,333 P l$$

где P — горизонтальная нагрузка.

В то же время момент заделки в ростверк

$$M_0 = 0,51 P \sqrt{\frac{P}{md}},$$

где m — разность напряжений от пассивного и активного давлений в грунте,

d — диаметр свай.

Перемещение верхнего конца свай находится по формуле

$$U = \frac{Pl^3}{3EI} - \frac{M_0 l^2}{2EI} - \frac{ml^3}{30EI}.$$

К недостаткам метода расчета Б. Ю. Калиновича относится принятие за основу положений теории сыпучих тел, в результате чего имеет место аналогичное для подобного рода расчетных приемов расхождение между расчетной схемой и экспериментальными данными.

Ограничившись вышележащим анализом, приходим к заключению о необходимости дальнейшего изучения и совершенствования методов расчета путем более правильной оценки действительных условий и режима работы свай, находящихся под действием горизонтальных нагрузок, а также о необходимости разработки научно обоснованной теории и основ расчета свайных конструкций, воспринимающих горизонтальные нагрузки.

ЛИТЕРАТУРА

1. Герсеванов Н. М. Постройка железобетонных опор для углерегрузжателей в Петроградском порту. Журн. «Цемент», 1914.
2. Зарембо-Владычанский Н. Н. Расчет жестких свайных ростверков методом упругого центра. Труды Одесского гидротехнического института, 1954.
3. Лозовский Б. М. Графическое изложение метода Некентведа для расчета свайных оснований и приложение его к подбору схемы расположения свай. Труды ЛИИВТ, вып. VII.
4. Шпиро Г. С. Статический расчет высоких свайных ростверков. Труды ВНИИЖТ, вып. XXVI, 1948.

5. Скуратов В. С., Шапошников Н. И. Расчет железобетонных свайных конструкций. Гострансиздат, 1934.
6. Антонов С. П., Мейерсон В. П. Расчет сооружений с высоким свайным ростверком. Издат. «Морской транспорт», 1957.
7. Горюнов Б. Ф. Расчет свайных набережных с учетом гибкости ригеля. Изд-во «Морской транспорт», 1948.
8. Смородинский Н. А. Высокий свайный ростверк. Изд-во «Морской транспорт», 1949.
9. Голубков В. Н. Несущая способность свайных оснований. Машстройиздат, 1950.
10. Хаяси К. Теория расчета балки на упругом основании в применении к фундаментостроению, ГТИ, 1930.
11. Добровольский К. И. Расчет свайных оснований, 1929.
12. Krey H. Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes 1932.
13. Engels H. Zur Berechnung der Bohlwerke «Zentralblatt der Bauverwaltung» № 44, 1903.
14. Лалетин Н. В. Расчет жестких безанкерных шпунтовых стенок. Изд. ВИА РККА им. Куйбышева, 1940.
15. Rifaat. Die Spundwand als Erddruck problem 1935.
16. Прокофьев И. П. Теория сооружений. Том. I. Госэнергоиздат, 1932.
17. Безухов Н. И. Труды Московского Автодорожного института. Том II, 1935.
18. Урбан И. В. К вопросу о расчете свай на горизонтальную нагрузку. Бюллетень Союзтранспроекта, 1939.
19. Урбан И. В. Расчет тонких стенок с учетом упругих свойств грунта и стенки. Труды МИИТ, вып. 59, 1939.
20. Бреннеке Л., Ломейер Э. Основания и фундаменты, Госстройиздат, 1933.
21. Березанцев В. Г. Расчет свай и свайных кустов на действие горизонтальных сил. 1946.
22. Terzaghi K. Theoretical soil mechanics 1943.
23. Ангельский Д. В. К расчету свайных оснований на горизонтальную нагрузку. Труды МАДИ, сборник № 7, 1937.
24. Диментберг Ф. Новый практический способ расчета свайных набережных. Госмориздат, 1940.
25. Неккентвед Х. Расчет свайных оснований, 1932.
26. Калинович Б. Ю. Судходный шлюз и его расчет. Стройиздат, 1932.

В. М. ИСАЯ

К ВОПРОСУ ИССЛЕДОВАНИЯ УПРУГИХ ПАЛОВ

Проблема рационального проектирования свайных конструкций, в частности палов, неразрывно связана с применением методики расчета наиболее близко отвечающей действительной работе конструкций. Однако до сих пор вопросы взаимодействия свайного основания с грунтами остаются далеко не ясными, что служит серьезным препятствием к уточнению существующей методики расчета. Применительно к жестким палам с пространственным расположением свай, основные трудности заключаются в определении расчетной длины свай и в учете упругих и остаточных деформаций в грунтах.

В гибких палах, работающих главным образом на изгиб, сваи работают в условиях пространственной задачи с образованием двух зон в основании. В верхней зоне грунта из-за сдвигов образуются пластические деформации, в нижней зоне — упругие.

В настоящее время в проектной практике прибегают к той или иной схематизации расчетов с использованием основных положений классической теории давления грунтов, согласно которой предполагается наличие предельного состояния по всей толще грунтов, независимо от таких важных факторов, как глубина забивки и деформации.

Применение методов теории упругости с приписыванием грунтам гипотез линейной деформируемости или коэффициента постели носят также условный характер и далеко не всегда отвечают физической стороне задачи. Экспериментальные исследования во многих случаях указывают на недостаточную обоснованность этих гипотез.

В пространственных задачах возникают дополнительные трудности, связанные с неясностью физики явлений и математическими затруднениями в решении задач напряженного состояния в трехмерном пространстве.

Усложняющим фактором является также образование в упругой среде пластических зон с дополнительными трудностями, связанными с решением смешанных задач.

Не лучше обстоит дело также с экспериментальными исследованиями вопроса. Попытки отдельных авторов изучить в лабораторных условиях куст отдельно стоящих свай наталкивались на трудности, связанные с неопределенностью законов моделирования.

Проводились также натурные исследования низких свайных ростверков, среди которых следует отметить исследования В. Н. Голубкова. Однако этот автор ограничился лишь измерениями прогиба голов свай и критической нагрузки, вызывающей излом.

В то же время такие основные вопросы, как распределение реакции грунта по всей высоте свай, деформации в грунте и ряд других вопросов остались невыясненными.

По высоким свайным кустам в виде параллельных, вертикальных свай натурных исследований вообще не проводилось.

В настоящей статье выдвигаются вопросы дальнейшего исследования одного из видов свайных конструкций типа гибких палов, нашедших в настоящее время применение в портостроении.

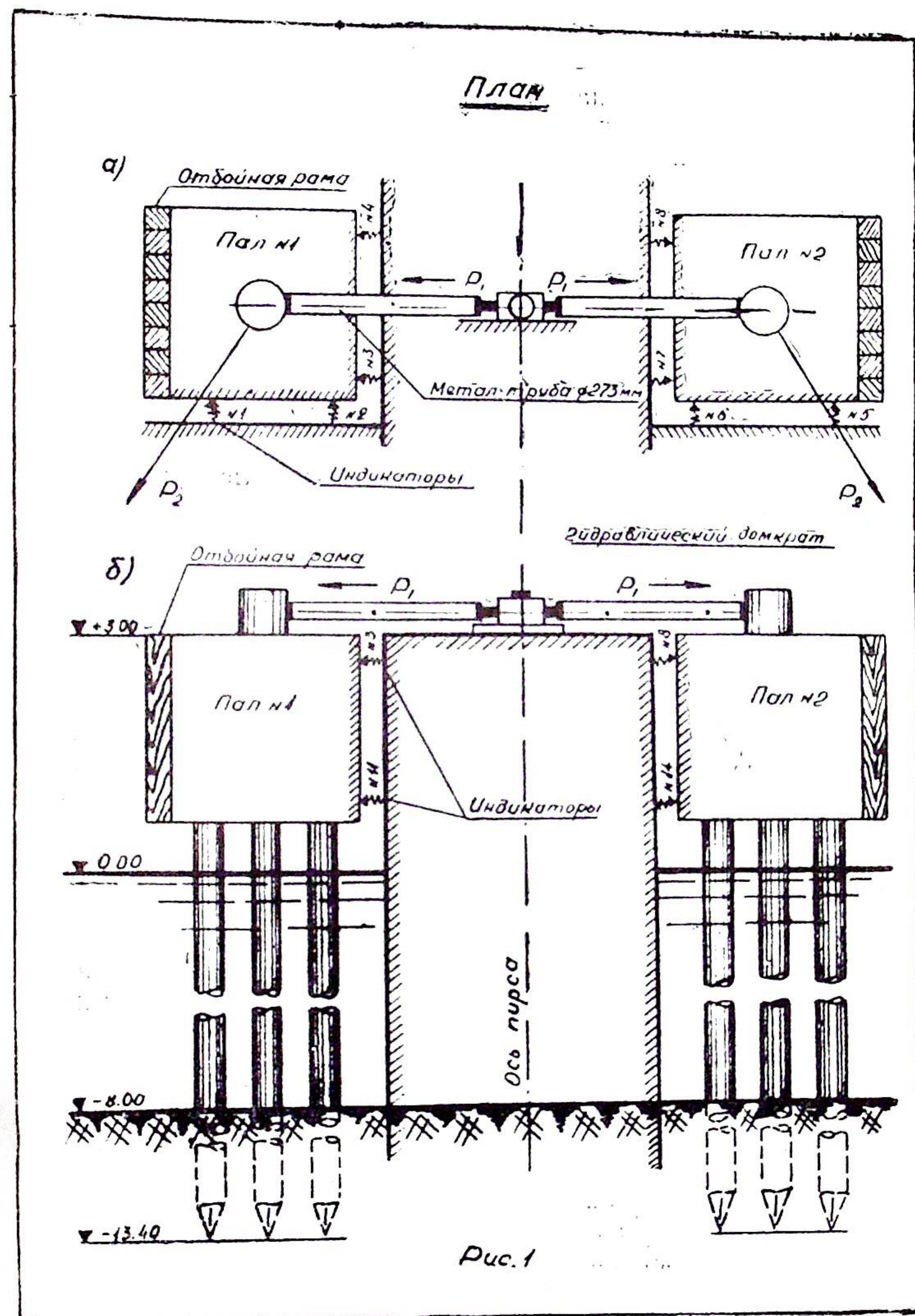
Гибкие палы обладают несомненными эксплуатационными преимуществами из-за хорошей амортизации при ударах, которые погашаются упругими деформациями. Достоинством их является также простота возведения.

Получившие за последнее время распространение железобетонные сборные причалы, с вертикальным свайным основанием, по характеру работы близки к упругим палам. Вследствие этого изучение последних представляет интерес также и для создания рациональных сборных конструкций. Основным препятствием к внедрению рациональной конструкции палов является в настоящее время их малая изученность и связанное с этим несовершенство методов расчета, что установлено в результате изучения работы гибких палов в процессе эксплуатации и строительства в портах Каспия.

Для создания достаточно обоснованной и приемлемой теории расчета этих конструкций прежде всего необходимо провести исследования в лабораторных и натурных условиях. Особое внимание заслуживают натурные исследования, позволяющие избежать трудности, связанные с моделированием. В то же время для проверки необходимых рабочих гипотез, а также качественной оценки явлений, лабораторные исследования являются также актуальными.

1. Методика натурных исследований.

Основными вопросами натурных исследований является изучение деформаций и прогибов при воздействии швартовых нагрузок, а также напряженного состояния в стволе сваи и в грунте.



Для этой цели намечается предварительная тарировка палов согласно рис. 1 (а—б).

Горизонтальные нагрузки в направлении, перпендикулярном кордонной линии, придаются при помощи гидравлического домкрата, упирающегося с одной стороны непосредственно в пал, а с другой — в стальную трубу. Для надежности измерений усилия контролируются, как по показаниям манометра домкрата, так и тензодатчиками, наклеенными на ствол трубы.

Усилия параллельные кордону придаются при помощи лебедки с системой кантас-блоков, закрепленных обоими концами к тумбам двух смежных палов.

При изучении деформаций, кроме прогибов, существенный интерес представляют углы поворота надстройки пала в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Для этой цели измеряются прогибы двух граней надстройки в восьми точках.

Очевидно, что при этом, помимо прогибов, легко вычисляются также углы поворота в разных плоскостях. Напряжения в стволах свай намечается измерять только в надводной части тензометрическим методом. При проведении опытов предполагается, путем кратных испытаний, четко выделить упругие и остаточные деформации системы конструкция — грунт.

2. Лабораторные исследования.

Несмотря на трудности, связанные с моделированием, лабораторные исследования, как известно, облегчают изучение тех вопросов, которые в натуральных условиях вызывают затруднения.

В частности, становится практически невозможно изучение напряженного состояния в грунте в условиях эксплуатации.

При лабораторных исследованиях намечается изучить следующие факторы:

- а) влияние гибкости свай на взаимодействие грунтов основания с кустом,
- б) влияние глубины забивки,
- в) зависимость деформаций и прогибов от нагрузки,
- г) оптимальное расположение свай в плане и некоторые другие вопросы.

Для выяснения масштабного фактора исследования намечаются на моделях различной длины и гибкости при разных глубинах забивки. Для этого измерения напряжений в разных сечениях, включая зону забивки, предполагается использовать проволочные датчики омического сопротивления с применением нулевого метода измерений.

Предварительные исследования вопроса указывают, что основными факторами, определяющими работу пала, являются деформации и прогибы, в связи с чем при моделировании

следует придерживаться закона упруго-пластического подобия, которое для свай выражается формулой¹.

$$m = \sqrt[4]{\frac{E_n I_n}{E_m I_m}}$$

где m — масштаб модели,

$E_n I_n$ — жесткость натуре,

$E_m I_m$ — жесткость модели.

Заключение.

Автор в настоящей статье вкратце излагает основные положения методики лабораторных и натуральных наблюдений, рассчитывая при этом на критические указания и советы читателей.

Намеченные исследования осуществляются в одном из портов Каспия, где палы нашли широкое применения и оправдали себя, однако для их правильного проектирования существенное значение имеют такие основные вопросы, как выяснение действительных швартовых нагрузок, испытываемых ими в зависимости от упругих и остаточных деформаций, вопросы прочности, устойчивости и т. д.

¹ Ф. М. Шихнев. «Исследования портовых сооружений тонкостенных конструкций». Одесса, Изд-во Водный транспорт, 1954.

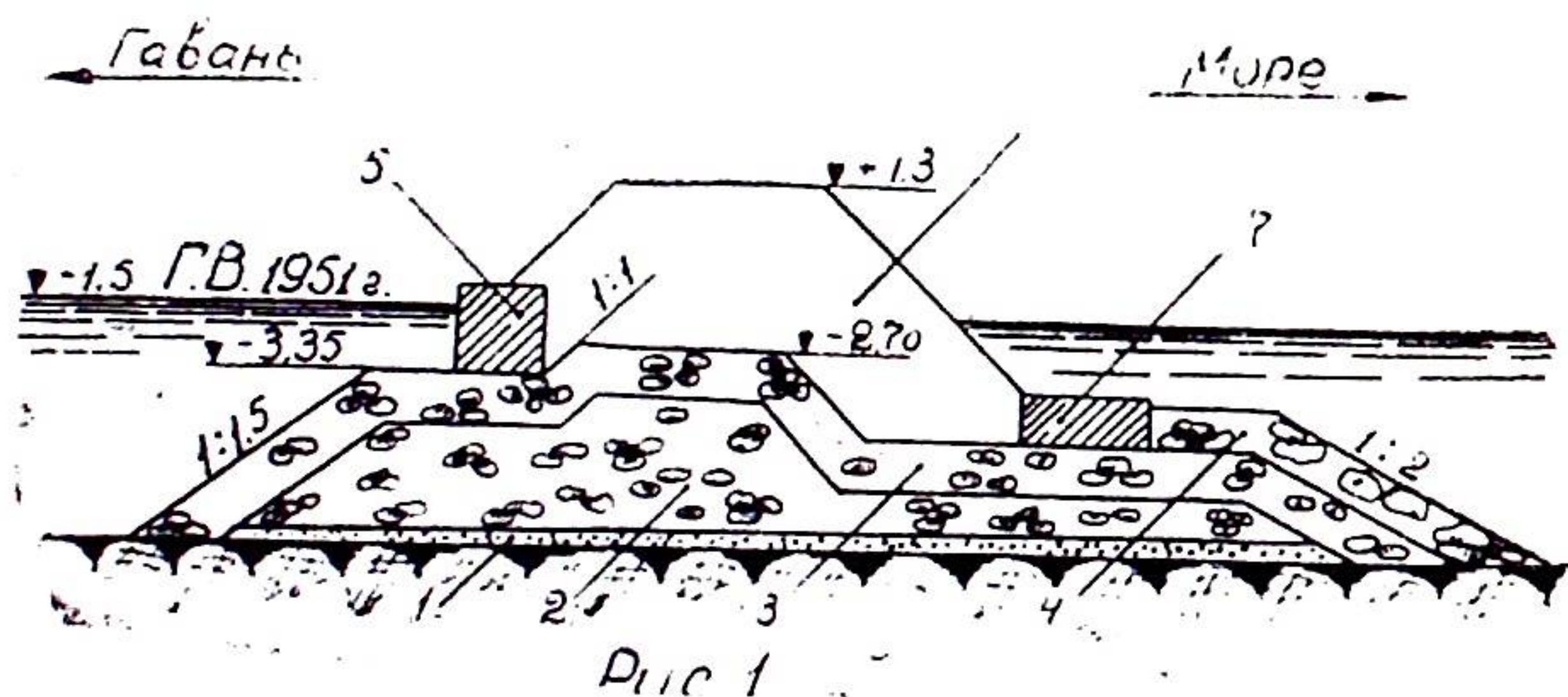
В. М. ИСАИ, А. А. ПОГОРЕЛОВ

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА ПОДВОДНО-ТЕХНИЧЕСКИХ РАБОТ

Многочисленные примеры строительства оградительных сооружений из наброски массивов (Алжир, Порт-Саид, Александрия, Одесса, Махачкала) подтверждают целесообразность подобного рода конструкций. Они оправдали себя при наличии в основании слабых грунтов, при неравномерной осадке, а также в большинстве случаев при ликвидации последствий аварий.

Ценным качеством указанной конструкции волнолома является также рациональная форма гашения энергии волн за счет значительной шероховатости откосов.

На рис. 1 изображен профиль волнолома, построенного в одном из портов на Каспийском море.



1.— карьерная мелочь; 2— камень весом 20 кг; 3— камень весом 100 кг; 4— камень весом 500 кг; 5— бордюрные массивы; 6— наброска из бетонных массивов; 7— берменные массивы.

По проекту предусматривалась следующая последовательность производства работ:

- отсыпка постели из карьерной мелочи по всей площади основания слоем 0,5 м,
- грубое равнение карьерной мелочи,

- отсыпка ядра волнолома из камня весом 20 кг,
- отсыпка камня весом 100 кг,
- подводное разравнивание откосов и тщательное равнение берм,
- установка на бермы и заброска в ядро бетонных массивов весом 30 т,
- защитное покрытие внешнего (морского) откоса валунами весом 500 кг и более.

Как известно, по своему назначению подводное равнение каменной постели должно придать отсыпаемым слоям большую равномерность и обеспечить равнение поверхности берм, на которые устанавливаются массивы.

На первом же этапе у строителей возникли трудности, связанные с производством работ. Руководствуясь известными из литературы методами отсыпки камня под воду, не представлялось возможным обеспечить необходимый фронт работ и выдержать проектный профиль. Это объяснялось устаревшими сведениями о производстве подобного рода работ, низкой производительностью немеханизированного труда водолазов, а также непроизводительными затратами времени непосредственно связанными с отсыпкой камня из барж. Баржа емкостью 250 м³ с открывающимся днищем отбуксировывалась к месту отсыпки на расстояние 1,5 км, устанавливалась, по указанию водолазов, на двух якорях, после чего производилась отсыпка карьерной мелочи (так называемым «комом»).

В результате образовывался неравномерной толщины пикообразный слой, разравнивание которого водолазами не вписывалось ни в какие нормы. Делались попытки организовать равнение с помощью гидромонитора, к сожалению, из-за отсутствия необходимого оборудования последнее мероприятие не было опробовано.

Новый метод отсыпки карьерной мелочи определился после тщательного анализа процесса производства работ и заключался в том, что отсыпку стали производить без остановки барж. Несмотря на кажущуюся простоту принятого решения, целесообразность его подтвердилась только после приобретения определенного навыка в работе.

Полученные результаты превзошли все ожидания. Наряду с увеличением оборачиваемости барж, за счет сокращения времени одного цикла на 50%, удалось получить более равномерный по толщине и лучшего качества подстилающий слой.

Последнее обстоятельство послужило основанием для пересмотра объема работ по грубому подводному равнению. По действующим нормам (1) для грубого равнения допускаются отклонения от проектных отметок ± 20 см, а фактически имели место от -20 до $+50$ см.

Очевидно, что достижение более четко выраженной границы между слоем карьерной мелочи и камнем весом 20 кг едва

ли могло быть оправдано. В то же время экономический эффект от сокращения объема работ по грубому выравниванию карьерной мелочи составил 1440 тыс. руб. только на 380-метровом участке удлинения волнолома.

Другим, не менее важным участком, оказались работы по устройству ядра и оформлению берм и откосов каменной постели. Стотонный пловучий кран первоначально использовался только для установки и заброски бетонных массивов, в то время как весь камень в ядро и на бермы до отметки $-1,2$ м (считая $\pm 0,00$ уровень моря) отсыпался вручную при помощи 45-тонных барж с осадкой 1,6 м. Эта работа не только отличалась трудоемкостью, но и постоянно сопровождалась недопустимых размеров пересыпами, которые с большим трудом ликвидировались водолазами.

Здесь усовершенствование выразилось в применении новых приспособлений (2) контейнеров, изготовленных из 10 мм листовой стали размерами $3840 \times 2580 \times 698$ мм и $6190 \times 4400 \times 880$ мм, емкостью 5—15 м³.

Контейнеры позволяют отсыпать камень всех фракций и открывают широкие возможности участия плавкрана в производстве работ.

Теперь стало возможным производить досыпку камня в самых небольших количествах, а также ликвидировать пересып погрузкой лишнего камня в опущенный под воду контейнер. До этого лишний камень переносился водолазами на расстояние до 4-х метров и сбрасывался на откос.

Значение мероприятий по совершенствованию методов производства работ возрастает, если учесть трудности, связанные с условиями работы при возведении подводных частей гидротехнических сооружений. Так, например, на 100-метровом участке удлинения 25% календарного времени составили простои, вызванные метеорологическими условиями. Нельзя не считаться также с потерями времени на восстановительные работы после штормов.

Решение задач, связанных с производством работ по отсыпке камня под воду, сокращение объема работ по грубому выравниванию, позволило завершить организацию поточного метода строительства волнолома (3), так как все остальные виды работ: транспортировка, погрузка и разгрузка камня, изготовление, транспорт и установка массивов — были в достаточной степени механизированы.

Оформление профиля волнолома массивами при наличии мощной современной техники не вызывает особых трудностей. Однако термин «заброска» массивов, по-видимому, нуждается в уточнении. Дело в том, что установка в ряд берменных и бордюрных массивов на тщательно выравненную поверхность сопровождается гораздо меньшими трудностями, чем заброска строповых. Как показала практика, обеспечить наличие пустот

в наброске порядка 45—50% и выдержать проектный расход массивов можно только при условии тщательного расположения так называемых «заброшенных» массивов.

Не меньший интерес представляют решения, принятые в отношении грубого выравнивания подводного откоса при строительстве причала типа деревянной свайной оторочки.

Рабочими чертежами (рис. 2) предусматривалось укрепление откоса камнем с последующим грубым его выравниванием по всей площади. При осуществлении проекта возникли следующие трудности, не предусмотренные проектом.

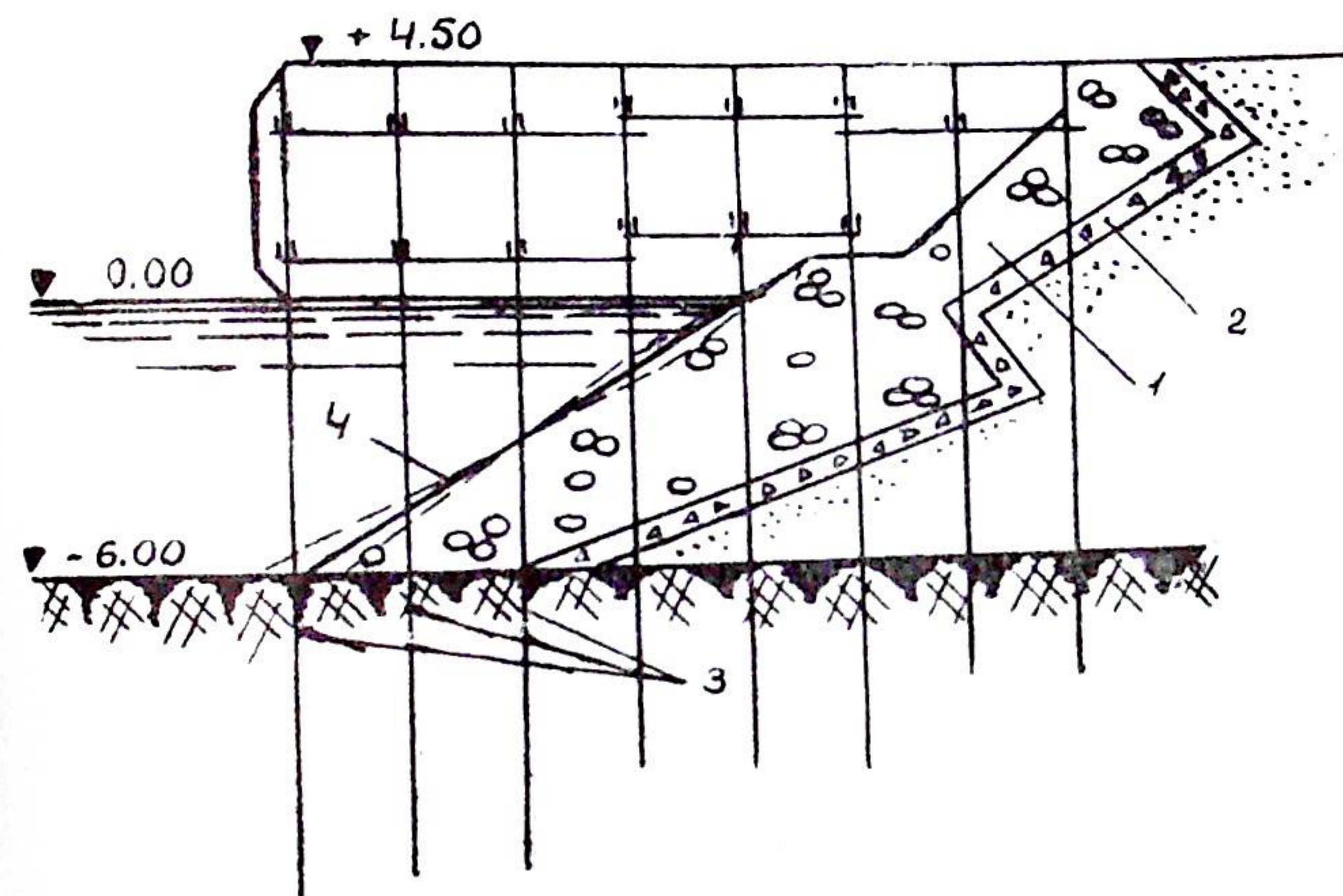


Рис 2

Во-первых, по причине отсутствия до забивки свай территории причала и самого откоса, т. к. камень отсыпался после забивки свай при наличии свайного основания, состоящего из 8-ми рядов свай с шагом 2 м.

Во-вторых, имели место значительная загрязненность и замазученность воды. Если второе обстоятельство только несколько усложняло работу водолазов, то первое создавало непреодолимые трудности.

В данном случае предоставилась возможность, отказавшись от грубого выравнивания, выдержать проектные профили отсыпкой камня с временного настила эстакады пионерным способом.

Обеспечив контроль за промерами, удалось получить откло-

нение в пределах 10—25 см без ущерба устойчивости откоса, предотвратив в то же время возможность повреждения схваток нижнего яруса при интенсивной отсыпке камня.

Аналогичные решения по сокращению объема работ по грубому равнению были приняты и на других объектах, в частности, на участке усиления существующего волнолома и строительстве подводной дамбы.

Эксплуатация указанных сооружений не вызывает никаких сомнений в правильности принятых решений в отношении методов производства работ.

В заключение следует отметить что обмен опытом в преодолении трудностей, связанных с производством подводно-технических работ, представляет интерес не только для строителей, но и для проектировщиков, которым приходится назначать объемы работ и определять общую стоимость строительства.

ЛИТЕРАТУРА.

1. Сборник ведомственных норм выработки на подводно-технические (водолазные) работы, Военное издательство Министерства вооруженных сил Союза СССР, 1948.

2. Д. И. Садовский. Применение контейнеров при отсыпке камня в постель волнолома, «Морской флот», 1954, № 8, стр. 27.

3. Показательное строительство волнолома из бетонных массивов, Оргтрансстрой, 1957.

СОДЕРЖАНИЕ

Ф. М. Шихиев, В. М. Исай. Сейсмическое давление грунта	3
Ф. М. Шихиев, В. Ю. Мазур. О нагрузках, образующихся при подходе судов к швартовым палам шлюзов	13
В. М. Исай. Теоретические и экспериментальные исследования по свайным конструкциям подверженным действию горизонтальных сил	25
В. М. Исай. К вопросу исследования упругих палов	45
В. М. Исай, А. А. Погорелов. Некоторые особенности производства подводно-технических работ	50

Ответственный редактор
инженер В. М. Исай

СО8898. Сдано в набор—4/XI-1961 г. Подписано в печать—3/III-1962 г.
Формат 60×92/16. Объем—3,5 п. л., тираж—600. Заказ № 1444.

Типография Дагестанского филиала АН СССР,
г. Махачкала, 5-й жилгородок, корпус 10.

Опечатка

На стр. 24 строка 5-я снизу напечатано гидромеханические
следует читать гидротехнические.