

Н. П. СОКОЛОВ  
ИНЖЕНЕР ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ

ВНЕШНЯЯ

# ПОРТОВЫЕ НАБЕРЕЖНЫЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

0017636

С 80 ЧЕРТЕЖАМИ

ДОПУЩЕНО НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЙ  
СЕКЦИЕЙ ГУС'а

Принято 1927г.

~~ФУНДАМЕНТАЛЬНАЯ  
БИБЛИОТЕКА  
Всесоюзная Академия наук  
Зайчикова~~  
БИБЛИОТЕКА  
Новосибирского института  
инженеров водного транспорта  
8292

МОСКОВСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ ТРАНСПОРТА  
МОСКВА — 1927

Отпечатано в Тверской  
Гостипографии имени  
Карла Маркса.  
Мосгублит № 15406.  
Тираж 2.000 экз.

А. С. ...  
1922

---

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Ожидаемое развитие крупных работ по постройке набережных в портах и отсутствие систематизированного пособия для проектирования и расчета таковых побудило собрать воедино имеющийся по этому вопросу материал, который должен послужить пособием как студентам при составлении ими учебных проектов, так и инженерам-портовикам, которым приходится разрабатывать проекты набережных и затем осуществлять их на деле.

Существовавшие до последнего времени статические методы расчета набережных, как показал опыт многочисленных разрушений, оказываются иногда далеко недостаточными, и поэтому теперь при проектировании новых сооружений необходимо, помимо статических методов, еще прибегнуть к условным методам расчета, предложенным проф. Н. М. Герсевановым в его труде—«Расчеты фундаментов гидротехнических сооружений на основании учета деформаций построенных сооружений».

## I. РАСЧЕТ НАБЕРЕЖНОЙ СТЕНКИ ИЗ МАССИВОВОЙ КЛАДКИ

По существовавшим до последнего времени методам расчета, после определения распора на стенку и определения величины опрокидывающего момента, определялся момент устойчивости стенки и отсюда определялся коэффициент безопасности на опрокидывание; затем, когда стенка ставилась на постель из каменной наброски, в большинстве случаев раньше определялся только коэффициент безопасности на сдвиг стенки по каменной наброске и только в самое последнее время начали определять коэффициент безопасности на сдвиг стенки с наброской по грунту. Наконец, определялись величины напряжений под ребром опрокидывания стенки.

Далее, при детальном расчете набережной стенки определялись коэффициенты безопасности на сдвиг и на опрокидывание в различных швах по высоте стенки, а также величины напряжений.

Как это указывает проф. Н. М. Герсевич в своем труде «Расчеты фундаментов»,—известно, что набережные никогда не разрушались от раздробления материала стенки, никогда не опрокидывались, вращаясь вокруг внешнего ребра основания, редко разрушались от скольжения стенки по постели из каменной наброски и в большинстве разрушались вследствие деформации грунта в основании набережной.

Таким образом, поверочные расчеты, какие в прежнее время производились, не определяют собой прочности стенки, ибо, как выше сказано, в большинстве случаев разрушение происходит от деформации грунта в основании набережной, каковых проверок как раз и не производилось.

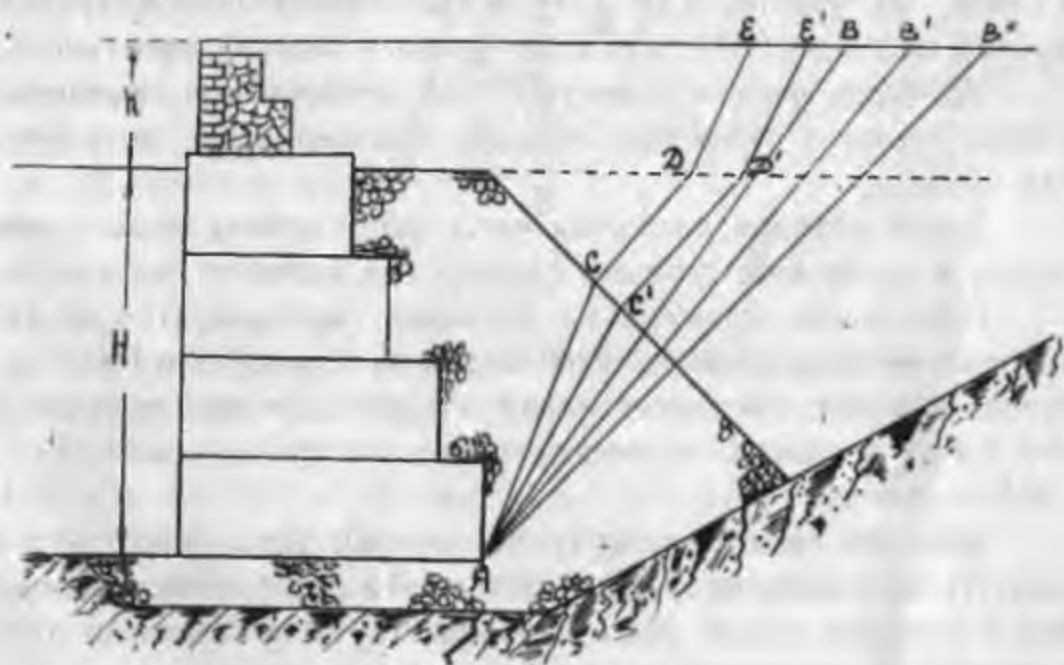
Но отсюда еще не следует, что все старые методы расчета нужно отбросить. По-прежнему необходимо определить как величину опрокидывающего, так и удерживающего моментов и определить расположение равнодействующей всех сил, действующих на стенку.

Можно не определять коэффициента безопасности на опрокидывание и на скольжение по наброске, но необходимо поверить устойчивость на скольжение стенки с наброской по грунту и обязательно—поверить на деформацию грунта под основанием стенки, в особенности если грунт по своим свойствам слабее плотной глины.

## Г Л А В А I

### Определение величины распора и опрокидывающего момента.

В большинстве случаев стенка набережной состоит из кладки массивов горизонтальными рядами, с перевязкой швов, до горизонта ординара и даже на 20–30 см. выше ординара (черт. 1).



Черт. № 1.

На массивной стенке обыкновенно складывается из бутовой кладки надводная надстройка, а за стенкой делается каменная отсыпь, назначение которой—уменьшить величину распора

мокрого грунта. Каменную отсыпь обыкновенно делают до горизонта ординара.

Расчет устойчивости стенок набережной отличается от расчета устойчивости обычных подпорных стенок, поставленных на суше, главным образом тем, что здесь приходится учитывать наличие воды и с этим связанную потерю в весе как самой стенки, так и поддерживаемой стенкой засыпки. Кроме того, угол естественного откоса грунта под водой, являющегося засыпкой за стенкой, в большинстве случаев бывает меньше, чем тот же угол естественного откоса того же грунта над водой, и таким образом плоскость обрушения засыпки не представляет собой одну сплошную плоскость от основания стенки до верха засыпки, а должна иметь ломаный вид. Если же за стенкой набережной произведена еще каменная отброска, что делается для уменьшения распора, то призма обрушения, как это показано на чертеже № 1, будет иметь плоскость обрушения не по прямой АВ, АВ' или АВ'', как это было бы для стенки, выведенной на суше с однородным грунтом сзади, а будет иметь ломаную линию ACDE или AC'D'E', что будет соответствовать на участке AC углу естественного откоса каменной наброски в воде, на участке CD—углу естественного откоса грунта в воде и на участке DE—углу естественного откоса сухого грунта.

Из курса физики известно, что всякое тело, находясь в воде, теряет в своем весе столько, сколько весит вытесненная им вода.

Таким образом, подводная часть самой стенки должна потерять в своем весе столько, сколько она вытеснит воды.

Если стенка сложена из бетонных массивов, 1 куб. м. которых на воздухе весит 2200 кг., то имея ввиду, что 1 куб. м. бетонной кладки вытесняет собой 1 куб. м. воды, получаем, что 1 куб. м. бетонной кладки в воде будет весить 2.200—1.000—1.200 кг.

Действие воды на засыпку за стенкой набережной определяется не так просто, как в отношении самой стенки, являющейся плотным телом. Здесь необходимо учесть наличие пустот в материале, служащем засыпкой.

Положим 1 куб. м. каменной наброски, имеющей 30% пустот, на воздухе весит 1.700 кг.

Тогда в куб. м. наброски плотного тела будет 70% или, иначе говоря, 0,70 куб. м. и, следовательно, 1 куб. м. наброски

вытеснит собой 0,70 куб. м. воды, весом 700 кг. Отсюда 1 куб. м. наброски в воде будет весить  $1700 - 700 = 1000$  кг.

Также определится действие воды и на другое сыпучее тело, являющееся засыпкой за стенку.

Если назвать через  $h$  отметку кордона над ординаром и через  $H$ —глубину воды от ординара, то для определения общей величины распора необходимо определить величину распора сухого грунта на глубину  $h$  и далее определить сумму распоров мокрого грунта и каменной отсыпки, действующих на глубине  $H$ .

## § 1. Вывод основных формул для определения распоров на подпорные стенки.

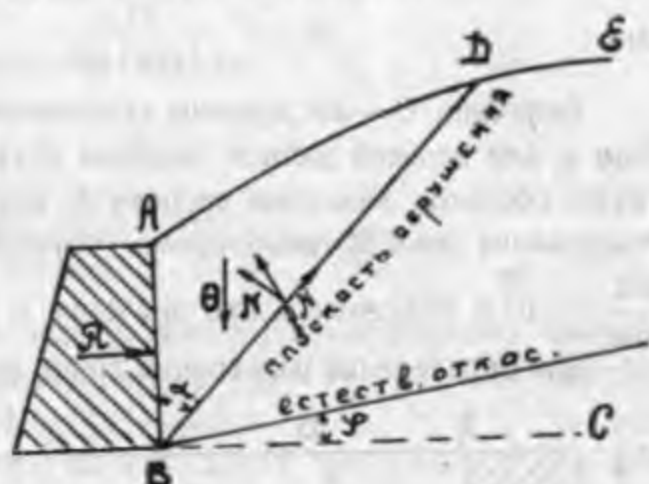
При выводе формул принимаем, что:

1) Поверхность обрушения есть плоскость.

2) Не существует сцепления между частицами земли или камня, засыпанных за стенкой.

3) Распор на внутреннюю грань стенки имеет горизонтальное направление.

4) Трение между засыпкой за стенку и внутренней гранью стенки равно нулю.



Черт. № 2.

Пусть АВ—внутренняя грань подпорной стенки—вертикальна и поддерживает засыпку, ограниченную кривою АЕ (черт. № 2).

Далее предположим, что плоскость обрушения будет ВD и угол между ней и стенкой —  $\alpha$ . Угол естественного откоса засыпки  $\varphi$  и отсюда коэффициент трения засыпки  $f = \operatorname{tg} \varphi$ .

На призму обрушения действуют следующие силы:

$G$ —вес призмы,

$R$ —отпор подпорной стенки, равный и прямо противоположный распору,

$N$ —нормальное к плоскости ВD противодействие массы засыпки, расположенной справа от этой плоскости,

$fN$ —трение по плоскости ВD.

Из условия равновесия веса этих четырех сил  $\Theta$ ,  $R$ ,  $N$  и  $fN$ , относительно двух взаимно перпендикулярных плоскостей  $AB$  и  $BC$ , можно написать:

$$\Theta = N \sin \alpha + f N \cos \alpha = N(\sin \alpha + f \cos \alpha) \dots \dots \dots (1)$$

$$R = N \cos \alpha - f N \sin \alpha = N(\cos \alpha - f \sin \alpha) \dots \dots \dots (2)$$

Из уравнения (1)  $N = \frac{\Theta}{\sin \alpha + f \cos \alpha}$ , подставляя это значение в уравнение (2), получим:

$$R = \Theta \frac{\cos \alpha - f \sin \alpha}{\sin \alpha + f \cos \alpha};$$

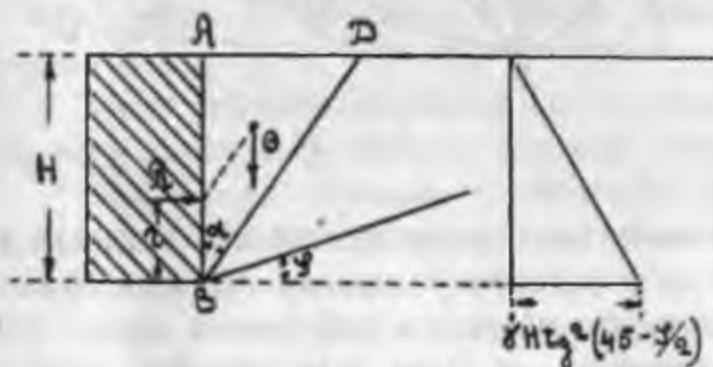
но в виду того, что  $f = \operatorname{tg} \varphi = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi}$ , то

$$R = \Theta \frac{\cos \alpha \cos \varphi - \sin \alpha \sin \varphi}{\sin \alpha \cos \varphi + \sin \varphi \cos \alpha} = \Theta \frac{\cos (\alpha + \varphi)}{\sin (\alpha + \varphi)}$$

или  $R = \frac{\Theta}{\operatorname{tg}(\alpha + \varphi)} \dots \dots \dots (3)$

Величина  $\Theta$ —вес призмы обрушения—есть функция угла  $\alpha$ . Угол  $\varphi$  для каждой данной засыпки есть величина постоянная. Таким образом, величина распора  $R$  есть функция угла  $\alpha$ . Для определения  $\max R$  необходимо определить угол из условия  $\frac{dR}{d\alpha} = 0$  и подставить это значение в уравнение (3).

Для определения расстояния точки приложения силы от нижнего ребра стенки необходимо спроектировать на стенку  $AB$  центр тяжести призмы обрушения  $ABD$  по направлению плоскости обрушения, то-есть, параллельно  $BD$ .



Черт. № 3.

необходимо спроектировать на стенку  $AB$  центр тяжести призмы обрушения  $ABD$  по направлению плоскости обрушения, то-есть, параллельно  $BD$ .

Теперь, имея общие формулы, рассмотрим несколько частных случаев, которые встречаются при расчете набережных стенок.

1 случай. Стенка с вертикальной внутренней гранью поддерживает насыпную территорию, ограниченную от кордона горизонтальной плоскостью и не загруженную временной нагрузкой (черт. № 3).



В этом случае вес призмы обрушения,  $ABD = \Theta$ , можно выразить следующим образом, если назвать через  $\gamma$  вес одной кубической единицы засыпки и принять ранее принятые обозначения:

$$\Theta = \gamma \frac{H^2}{2} \operatorname{tg} \alpha.$$

Тогда, подставляя в уравнение (3), в выражение распора  $R$ , полученное значение  $\Theta$ , получим:

$$R = \frac{\gamma H^2}{2} \times \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\alpha + \varphi)}.$$

Взявши производную по  $\alpha$  и приравняв ее нулю, найдем значение угла  $\alpha$ , которое дает максимальное значение для величины распора  $R$ .

В этом случае получается, что

$$\alpha = (45^\circ - \varphi/2),$$

и тогда

$$R_{\max} = \frac{\gamma H^2}{2} \times \frac{\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)}{\operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)} = \frac{\gamma H^2}{2} \times \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \dots \dots (4)$$

Это значение распора может быть изображено эпюрой в виде треугольника, показанной на черт. № 3, с высотой  $H$  и основанием, равным  $\gamma H \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ .

Плечо распора, как выше сказано, определится из пересечения вертикальной внутренней грани стенки  $AB$  с линией, проведенной через центр тяжести призмы обрушения параллельно плоскости обрушения  $BD$ .

Центр тяжести треугольника  $ABD$ , очевидно, расположен на пересечении средних линий, при чем расстояние его от одной из сторон равно одной трети соответствующей высоты.

Если через эту точку провести линию, параллельную стороне  $DB$ , то, очевидно, эта линия разделит сторону  $AB$  на два отрезка с отношением между собой как  $1:2$ , и таким образом точка пересечения этих линий, совпадающая с центром давления распора, будет отстоять от основания стенки на высоте  $\frac{H}{3}$ .

Если мы посмотрим на эпюру, то увидим, что эта высота  $\frac{H}{3}$  совпадает с центром тяжести треугольника эпюры.

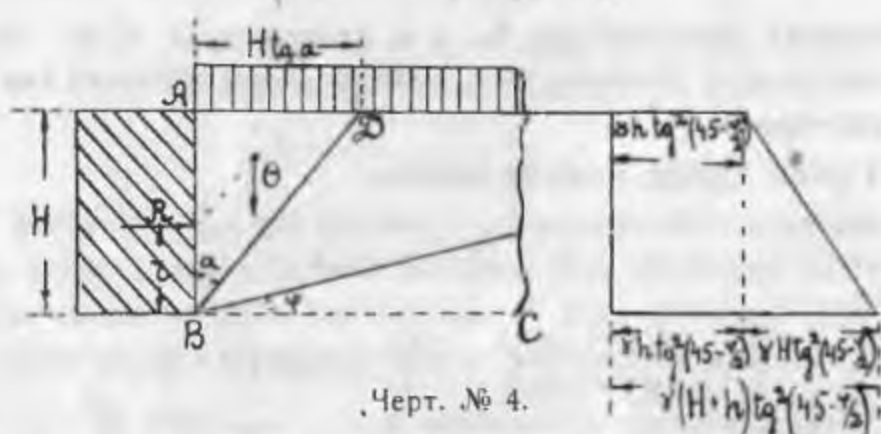
II случай. Стенка такая же, как и в первом случае, но на территории, поддерживаемой стенкой, расположена равномерно распределенная временная нагрузка, равная  $q$  на 1 кв. единицу площади (черт. № 4).

Приняв те же обозначения, найдем вес призмы обрушения:

$$\Theta = \gamma \frac{H^2}{2} \operatorname{tg} \alpha + qH \operatorname{tg} \alpha - \left( \frac{\gamma H^2}{2} + qH \right) \operatorname{tg} \alpha.$$

Отсюда распор:

$$R = \left( \frac{\gamma H^2}{2} + qH \right) \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg}(\alpha + \varphi)}.$$



Для данного значения  $H$ , при заданных значениях  $\gamma$  и  $q$ , выражение  $\left( \frac{\gamma H^2}{2} + qH \right)$  — постоянно и потому, по предыдущему, максимальное значение  $R$  получается при  $\alpha = 45^\circ - \varphi/2$ , и, значит

$$R_{\max} = \left( \frac{\gamma H^2}{2} + qH \right) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2);$$

а если значение  $q$  выразить через значение веса засыпки,

$$q = h_0 \gamma,$$

где  $h_0$  — приведенная высота временной нагрузки или, иначе говоря, толщина слоя засыпки, заменяющая собой временную нагрузку,

тогда

$$R_{\max} = \left( \frac{\gamma H^2}{2} + \gamma h_0 H \right) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \frac{\gamma H^2}{2} \left( 1 + 2 \frac{h_0}{H} \right) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (5)$$

Для определения плеча распора  $r$  составим уравнение моментов сил  $\Theta$  и  $R$  относительно точки  $B$ .

Момент силы  $\Theta$  равен:

$$\frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg} \alpha \times \frac{H \operatorname{tg} \alpha}{3} + \gamma h_0 H \operatorname{tg} \alpha \times \frac{H \operatorname{tg} \alpha}{2} = \frac{\gamma H^3 \operatorname{tg}^2 \alpha}{6} + \frac{\gamma h_0 H^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}{2}$$

Момент силы  $R$  равен:

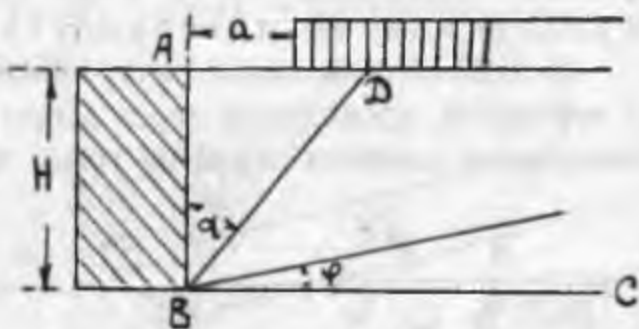
$$r \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \alpha + r \gamma h_0 H \operatorname{tg}^2 \alpha.$$

Приравняв между собой оба момента, получим:

$$r = \frac{H}{3} \times \frac{H + 3h_0}{H + 2h_0} \dots \dots \dots (6)$$

К тому же результату придем, проектируя параллельно плоскости обрушения общий центр тяжести призмы обрушения и нагрузки на грань  $AB$ .

Полученное значение величины распора можно графически изобразить эпюрой в виде трапеции высотой  $H$  и основаниями: верхним, равным  $h_0 \gamma \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$  и нижним, равным  $\gamma(H + h_0) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ .



Черт. № 5.

При этом центр тяжести этой трапеции отстоит от основания на расстоянии

$$\frac{H}{3} \times \frac{(H + 3h_0)}{(H + 2h_0)}, \text{ что равно плечу распора } - r.$$

III случай. Стенка такая же, как и в предыдущих двух случаях, но временная нагрузка расположена так, что ближайшая к стенке часть призмы обрушения свободна от временной нагрузки (черт. № 5).

Попрежнему назовем временную нагрузку через  $q$  на погонную единицу и выразим ее через приведенную высоту нагрузки:

$$q = \gamma h_0.$$

Тогда вес призмы обрушения:

$$\Theta = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg} \alpha + \gamma h_0 (H \operatorname{tg} \alpha - a) = \frac{\gamma H}{2} (H + 2h_0) \operatorname{tg} \alpha - \gamma h_0 a$$

и отсюда:

$$R = \frac{\gamma \frac{H}{2} (H + 2h_0) \operatorname{tg} \alpha - \gamma h_0 a}{\operatorname{tg}(\alpha + \varphi)},$$

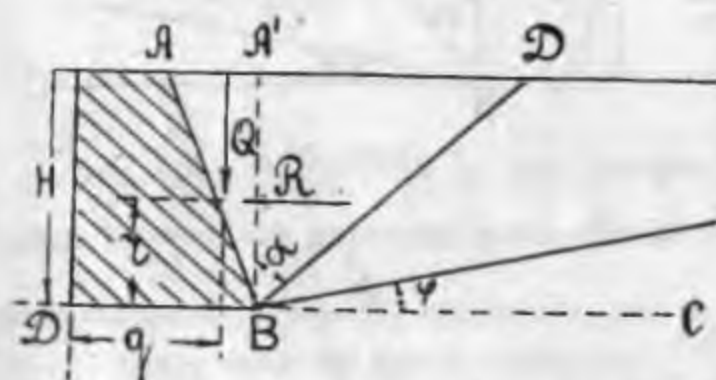
из уравнения  $\frac{dR}{d\alpha} = 0$  найдем значение  $\alpha$ :

$$\operatorname{tg} \alpha = -\operatorname{tg} \varphi + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) \left[ 1 + \frac{2ah_0}{H(H + 2h_0) \operatorname{tg} \varphi} \right]}. \quad (7)$$

Определив  $\alpha$  и подставив его значение в выражение  $R$ , получим значение  $R_{\max}$ .

IV случай. Стенка с наклонной внутренней гранью поддерживает насыпную территорию с горизонтальной поверхностью.

А. Если стенка имеет внутреннюю грань с углом  $\beta$  влево от вертикали, проходящей через ребро В (черт. № 6), то для определения давления земли на грань АВ, проведем вертикаль



Черт. № 6.

А'В и, принимая А'В за грань стенки, определим, согласно вышеизложенному, величину распора  $R$  и, кроме того, определим величину  $\Theta'$ —веса призмы засыпки, действующего вертикально на грань стенки.

Зная плечи  $g$  и  $q$ , не трудно определить плечо равнодействующей от совместного действия распора  $R$  и веса  $\Theta'$  относительно ребра стенки  $D$ .

Конечно, этот способ расчета не вполне правилен, так как основан на том допущении, что по плоскости А'В нет трения и сцепления, но для практических целей—способ вполне достаточен.

В. Если стенка имеет внутреннюю грань, наклонную в обратную сторону (черт. № 7), то для начала вообразим, что задняя грань стенки состоит из ряда уступов  $bk$ ,  $at$  и т. д.

Проведя через точки  $b$ ,  $a$ , и т. д. прямые параллельные естественному откосу, увидим, что части стенки  $ab'$ ,  $Ba'$  и т. д. будут придавлены соответствующими слоями засыпки  $F'F'$  и т. д. Части же стенки  $b'k$ ,  $a't$  и т. д. не будут испытывать давления.

Отсюда, если назовем все давление на вертикальную грань  $Bt$  через  $R_0$ , а давление на часть грани  $Ba'$ —через  $R_1$ ,— можем принять:

$$R_1 = R_0 \frac{a'B}{Bt}$$

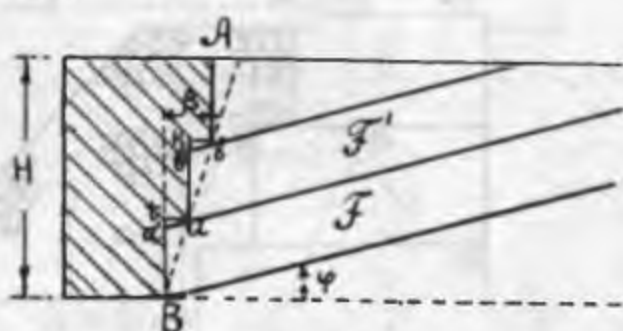
Если назвать  $\angle tBa = \beta$ , то можно написать:

$$a't = at \operatorname{tg} \varphi \text{ или } a't = Bt \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \varphi;$$

поэтому  $a'B = Bt - Bt \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \varphi = Bt (1 - \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \varphi)$ ;

отсюда  $R_1 = R_0 (1 - \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \varphi)$ .

Увеличивая число уступов до бесконечности и применяя к ним те же рассуждения, получим в пределе, что давление на наклонную грань стенки.



Черт. № 7.

$$R_s = R (1 - \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \varphi). \quad (8)$$

где  $R$ —есть распор на вертикальную грань стенки, определяемый по вышеуказанным формулам, а угол  $\beta$ —есть угол наклона внутренней грани стенки.

Принимается, что распор  $R_s$  направлен так же, как и в предыдущих случаях—горизонтально и плечо его  $r_s$  равно плечу распора  $R$ , определенного, как для вертикальной грани стенки.

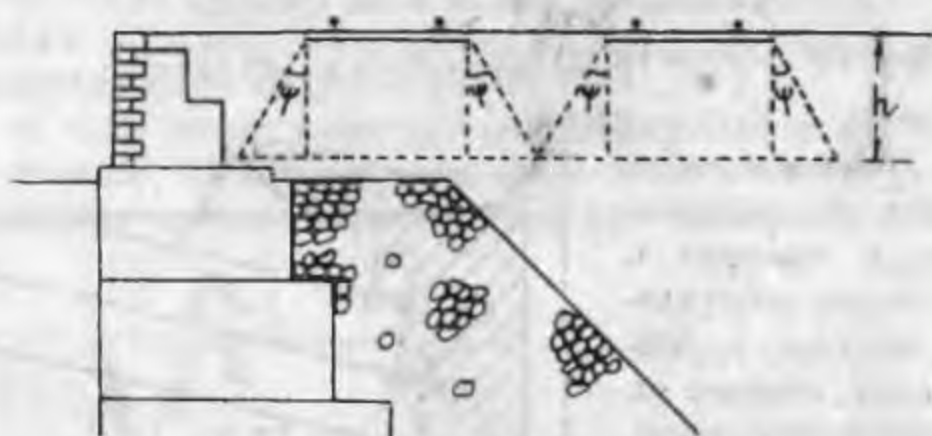
## § 2. Определение величины и размещения временной нагрузки.

Временная полезная нагрузка на набережной может быть задана по заданию в форме равномерно распределенной нагрузки. Тогда для определения максимальной величины распора следует полагать, что вся нагрузка покрывает собой всю призму обрушения.

Но может быть, что полезная нагрузка задана в форме проложенных по набережной железнодорожных путей, и тогда полезную временную нагрузку можно исчислить следующим способом.

Для исчисления максимальной величины распора на всю стенку набережной, можно принять, что на некоторой глубине нагрузка от подвижного состава соседних железнодорожных путей превращается в одну сплошную равномерную нагрузку (черт. № 8).

Эта глубина  $h$ , очевидно, зависит от принятого угла распространения нагрузки в грунте  $\psi$ , с одной стороны, и от расстояния между путями, с другой стороны.



Черт. № 8.

Тогда, зная расстояние между крайними осями паровоза  $B$  и длину шпал  $l$ , получим, что давление от паровоза распространяется на площадь:

$$(l + 2h \operatorname{tg} \psi) (B + 2h \operatorname{tg} \psi),$$

и отсюда равномерно распределенная нагрузка на 1 кв. единицу плоскости на глубине  $h$  будет, если вес паровоза  $T$ —

$$\frac{T}{(l + 2h \operatorname{tg} \psi) (B + 2h \operatorname{tg} \psi)} \quad (9)$$

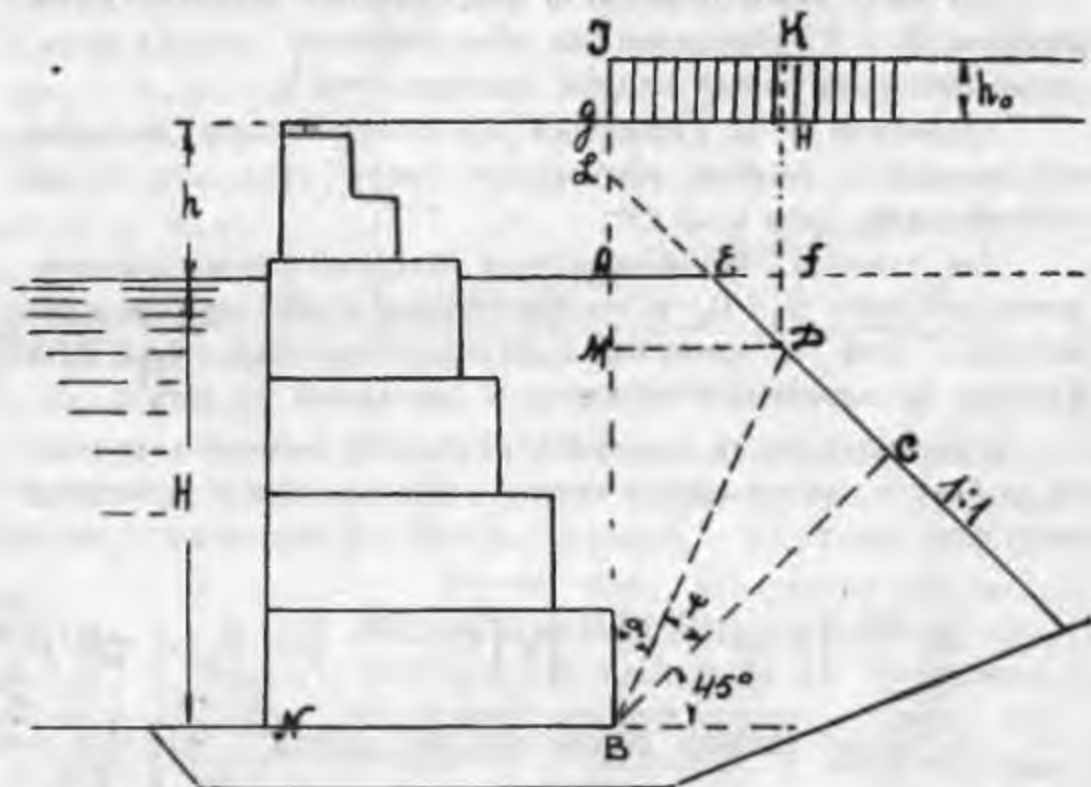
Если производится проверка устойчивости одного надводного строения, при чем первый путь расположен так, что нагрузка от него не покрывает собой всей призмы обрушения,— то величина распора определяется по формулам, выведенным в предыдущем параграфе для III случая, при чем принимается, что паровоз дает равномерно распределенную нагрузку на нижней

поверхности балластного слоя и если назвать толщину балластного слоя через  $d$  и считать, что в балласте угол распространения нагрузки  $= 45^\circ$ , получим величину равномерно распределенной нагрузки, равной:

$$\frac{T}{(1 + 2d)(B + 2d)} \dots \dots \dots (10)$$

### § 3. Определение величины распора на стенку.

Как уже выше сказано, весь распор на стенку складывается из распора сухого грунта, распора мокрого грунта и распора от засыпанного за стенкой камня (черт. № 9).



Черт. № 9.

Распор сухого грунта на глубину  $h$  определится из формулы (5):

$$R_1 = \frac{\gamma h^2}{2} \left( 1 + 2 \frac{h_0}{h} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (11)$$

где  $\gamma$ —есть вес единицы объема сухого грунта.

$\varphi$ —угол естественного откоса сухого грунта

$h_0$ —приведенная высота временной нагрузки.

Теперь рассмотрим, из чего сложится распор на глубину  $H$ .

Если линия BC будет соответствовать линии естественного откоса каменной заброски, то плоскость обрушения, очевидно, должна пройти по некоторой линии BD, которая составляет угол  $\psi$  с линией BC и угол  $\alpha$  с линией BA, при чем, если принять, что  $\varphi$ —угол естественного откоса камня, равен  $45^\circ$ , то, очевидно,  $\alpha + \psi = 45^\circ$ .

Из чертежа видно, что если плоскость обрушения засекает откос каменной наброски где-либо в точке D, то распор на стенку на глубину H сложится из распора  $R_2$ —мокрого грунта на глубину FD, которую назовем через S, и затем, распора  $R_3$ —каменной засыпки на глубину (H—S).

Для того, чтобы определить максимальное значение суммы распоров  $R_2 + R_3$ , определим из общепринятого способа положение линии обрушения или же значение угла  $\alpha$ .

Профессор Н. М. Герсеванов для приближенного значения максимального распора рекомендует брать угол  $\alpha = 30^\circ$ , а следовательно, угол  $\psi = 15^\circ$ .

Для точного же определения максимального значения суммы распоров  $R_2 + R_3$  и, соответственно этому, определения величины угла  $\alpha$ , напишем выражения распоров  $R_2$  и  $R_3$  в функции от переменной величины S, зависящей от угла  $\alpha$ .

По предыдущему, по формуле (5) распор  $R_2$ —мокрого грунта—на глубину S, загруженного сверху сухим грунтом и временной нагрузкой, будет:

$$R = \frac{\gamma_1 S^2}{2} \left[ 1 + 2 \frac{(h_0 + h)\gamma}{S\gamma_1} \right] \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) \quad \dots \quad (12)$$

где  $\gamma_1$ —вес единицы объема мокрого грунта.

$\varphi_1$ —угол естественного откоса мокрого грунта.

Для определения значения величины  $R_3$  рассмотрим опять общий случай (черт. № 10).

Если назвать через  $\Theta$  вес всей призмы обрушения, то для равновесия системы, очевидно, этот вес  $\Theta$  должен уравновешиваться отпором стенки R, равным и противоположным распору и равнодействующей K, являющейся равнодействующей реакцией грунта по плоскости обрушения, составленной из нормальной реакции N и силы F, зависящей от N и угла естественного откоса  $\varphi$ .



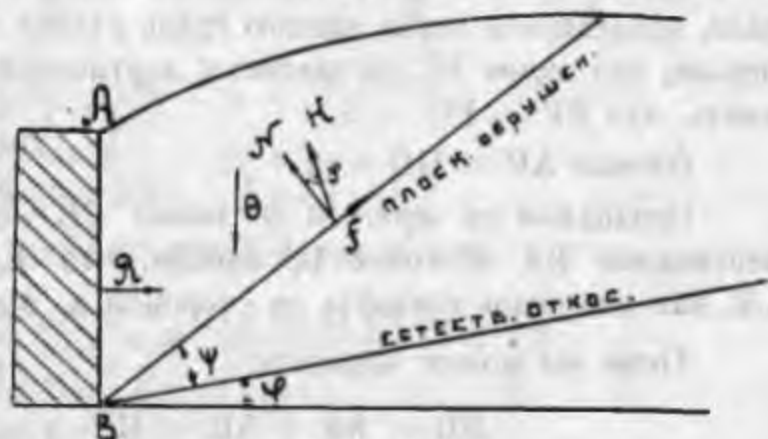
Иначе говоря, согласно чертежу № 11, имеем следующее:

Равнодействующая реакция грунта по плоскости обрушения К составляется из двух сил: N—нормальной составляющей отпора грунта по плоскости обрушения и силы трения F, направленной по плоскости обрушения и равной  $N \operatorname{tg} \varphi$ .

Отсюда очевидно, что между силами N и K угол равен углу  $\varphi$ .

Далее, совершенно очевидно, что если бы мы такое построение силы K

произвели на линии естественного откоса, то сила K была бы направлена вертикально. Коль скоро же мы допускаем, что плоскость обрушения наклонна к линии естественного откоса на угол  $\psi$ , то очевидно, что и линия равнодействующей реакций грунта по этой плоскости—K, будет наклонна к вертикали под тем же углом  $\psi$ .



Черт. № 10.



Черт. № 11.

Отсюда ясно, что приняв плоскость обрушения наклоненной к плоскости естественного откоса под углом  $\psi$ , получим, что полная реакция грунта по плоскости обрушения K составляет с весом призмы обрушения  $\Theta$  угол  $\psi$ .

Тогда отсюда можно написать, что

$$R = \Theta \operatorname{tg} \psi \dots \dots \dots (13)$$

К этому же решению можно прийти и прямо из уравнения (3).

Действительно, из чертежа (№ 9)  $\psi = 90^\circ - (\alpha + \varphi)$  и, подставляя значение  $\alpha + \varphi = 90^\circ - \psi$  в формулу (3), получим:

$$R = \frac{\Theta}{\operatorname{tg}(90^\circ - \psi)} = \frac{\Theta}{\operatorname{ctg} \psi} = \Theta \operatorname{tg} \psi.$$

Таким образом, для определения величины  $R_3$  нужно определить величину  $\Theta$ .

Из чертежа № 9 видно, что вес  $\Theta$  составит из следующих величин:

- 1) Вес временной нагрузки на участке  $GH$ ,
- 2) Вес сухого грунта  $AFGH$ ,
- 3) Вес мокрого „  $EFD$ ,
- 4) Вес камня в воде  $AFDB$ .

Если назвать ширину бермы каменной отсыпи от вертикали, проведенной через заднюю грань стенки  $AE$  через  $a$  и, приняв, что линия  $EC$  составляет с вертикалью угол  $45^\circ$ , будем иметь, что  $EF = FD = s$ .

Отсюда  $AF = GH = a + s$ .

Продолжив на черт. № 9 линию  $CF$  до пересечения с вертикалью  $BA$  в точке  $L$ , найдем, что  $LA = AE = a$  и  $LE$ , как диагональ квадрата со стороной  $a$ , будет  $a\sqrt{2}$ .

Тогда мы можем написать:

$$BL = BA + AL = H + a$$

$$BC = \frac{BL}{\sqrt{2}} = \frac{H+a}{\sqrt{2}}$$

$$CL = BC = \frac{H+a}{\sqrt{2}}$$

Далее, если мы назовем  $DC$  через  $b$ , то  $b = CL - LE - ED$ ;

но так как  $ED = FD\sqrt{2} = s\sqrt{2}$ , —

$$\text{отсюда } b = \frac{H+a}{\sqrt{2}} - a\sqrt{2} - s\sqrt{2} = \frac{H - a - 2s}{\sqrt{2}}$$

Но с другой стороны,

$$b = BC \operatorname{tg} \psi,$$

$$\text{откуда } \operatorname{tg} \psi = \frac{b}{BC} = \frac{b\sqrt{2}}{H+a} = \frac{H - a - 2s}{H+a} \dots \dots (14)$$

Теперь напишем значения составляющих веса ( $\Theta$ ).

- 1) От временной нагрузки —

$$(a + s) h_0 \gamma;$$

2) От сухого грунта—

$$(a + s) h \gamma;$$

3) От мокрого грунта—

$$\frac{s^2}{2} \gamma_1;$$

4) От каменной засыпки в воде —

$$\left[ \frac{AE + MD}{2} \times MA + \frac{MD \times BM}{2} \right] \gamma_2;$$

где AE = a

MD = a + s

MA = FD = s

BM = BA - AM = H - s

и  $\gamma_2$  — вес единицы объема камня в воде,

или  $\left[ \frac{2a + s}{2} \times s + \frac{(a + s)(H - s)}{2} \right] \gamma_2.$

Все значение:

$$\Theta = (a + s) h_0 \gamma + (a + s) h \gamma + \frac{s^2}{2} \gamma_1 + \left[ \frac{2a + s}{2} \times s + \frac{(a + s)(H - s)}{2} \right] \gamma_2 = \frac{s}{2} \gamma_1 + s \left[ \gamma (h_0 + h) + \gamma_2 \frac{(a + H)}{2} \right] + a \gamma (h_0 + h) + \frac{aH \gamma_2}{2} \dots \dots \dots (15).$$

На основании уравнений (13), (14) и 15):

$$R_3 = \Theta \operatorname{tg} \psi = \Theta \left( \frac{H - a - 2s}{H + a} \right) = \Theta \left[ \frac{H - a}{H + a} - \frac{2s}{H + a} \right] = \frac{1}{H + a} \left\{ -s^3 \gamma_1 + s^2 \left[ -2\gamma (h_0 + h) + \frac{\gamma_1}{2} (H - a) - \gamma_2 (H + a) \right] + s \left[ \gamma (h_0 + h) (H - 3a) + \gamma_2 \left[ (H - a)(H + a) - aH \right] + \gamma a (h_0 + h) (H - a) + \gamma_2 \frac{Ha(H - a)}{2} \right] \right\} \dots \dots \dots (16)$$

Отсюда имеем значения  $R_2$  и  $R_3$ , выраженные в функции от одной переменной  $S$ . Просуммировав оба эти значения, подставив туда численные значения  $h, h_0, H, a, \gamma, \gamma_1$  и  $\gamma_2$ , возьмем от суммы производную по  $S$  и приравняем ее нулю.

Получается квадратное уравнение для  $S$ , решая которое находим величину  $S$ , дающую максимальное значение суммы.

Подставляя значение  $S$  в уравнения (12) и (16), получаем численные значения  $R_2$  и  $R_3$ .

Таким образом общая величина распора на всю стенку определится как сумма  $R_1 + R_2 + R_3$ .

#### § 4. Определение величины опрокидывающего момента.

Для определения величины опрокидывающего момента найдем сначала отдельно плечи приложения распоров  $R_1, R_2$  и  $R_3$ , относительно ребра опрокидывания  $N$  (черт. № 9), соответственно равных  $r_1, r_2$  и  $r_3$ .

Плечо распора сухого грунта на основании формулы (6):

$$r_1 = H + \frac{h}{3} \left( \frac{h + 3h_0}{h + 2h_0} \right) \dots \dots \dots (17)$$

Плечо распора мокрого грунта по той же формуле, принимая вес сухого грунта и временную нагрузку, как временную нагрузку на стенку высотой  $S$  с засыпанным за стенку мокрым грунтом:

$$r_2 = H - s + \frac{s}{3} \left[ \frac{s + 3(h_0 + h_1 \frac{\gamma}{\gamma_1})}{s + 2(h_0 + h_1 \frac{\gamma}{\gamma_1})} \right] \dots \dots \dots (18)$$

Таким же образом определим и плечо распора от каменной засыпки в воде, предварительно определив величину  $\theta'$  — огрузочного веса призмы  $MDKI$ ,

$$\theta' = (a + s)(h_0 + h) \gamma + \frac{s^2}{2} \gamma_1 + \left[ \frac{2a + s}{2} \right] s \gamma_2 \dots \dots (19)$$

Приведенная величина этого огрузочного веса к весу каменной засыпки в воде будет:

$$h_r = \frac{\theta'}{a + s} \frac{1}{\gamma_2}$$

Тогда плечо распора каменной засыпки в воде —

$$r_3 = \frac{H-s}{3} \left[ \frac{(H-s) + \frac{3\theta'}{\gamma_2(a+s)}}{(H-s) + \frac{2\theta'}{\gamma_2(a+s)}} \right] \dots \dots \dots (20)$$

Куда подставив из формулы (19) значение  $\theta'$ , найдем значения  $r_3$ .

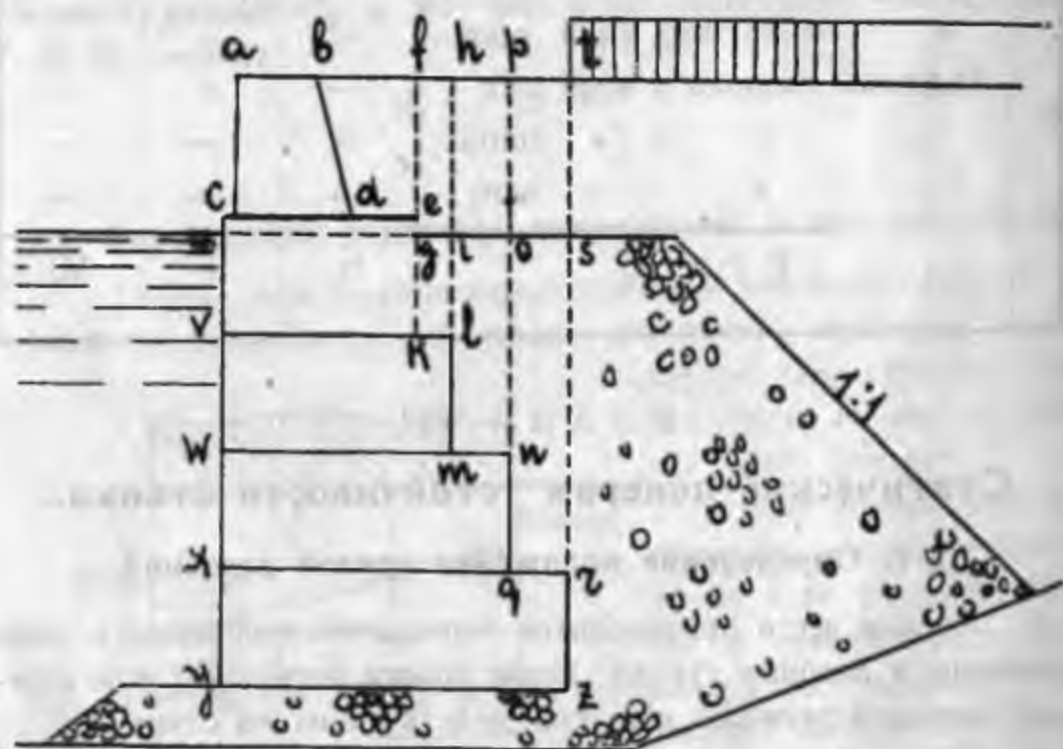
Теперь, зная плечи распоров, найдем, что общий опрокидывающий момент:

$$M_0 = R_1 r_1 + R_2 r_2 + R_3 r_3 \dots \dots \dots (21)$$

## Г Л А В А II

### Определение элементов устойчивости стенки.

Для определения сил и моментов, сопротивляющихся опрокидыванию стенки, необходимо определить вес отдельных элементов стенки и огрузочный вес как каменной, так и земляной засыпки, и определить центры тяжести этих элементов.



Черт. № 12.

Затем, зная расстояния этих центров тяжести от вертикали, проведенной через ребро опрокидывания, и помножив по-

следние на соответствующий вес этих элементов и взяв сумму полученных произведений, получим общую величину удерживающего момента.

Назвав через  $q_n$  вес отдельных элементов и через  $g_n$  — расстояние центров тяжести их от вертикали, проведенной через точку  $y$ , составим следующую таблицу (см на стр. 21 черт. № 12).

		Вес.	Плечо.	Момент.
1	Надводная надстройка abdc .	$q_1$	$g_1$	$q_1 g_1$
2	Сухая часть 1 массива segu .	$q_2$	$g_2$	$q_2 g_2$
3	Подводная » 1 » ugkv .	$q_3$	$g_3$	$q_3 g_3$
4	II ряд массивов под водой vlmw.	$q_4$	$g_4$	$q_4 g_4$
5	III » » » » wpqx.	$q_5$	$g_5$	$q_5 g_5$
6	IV » » » » xrzy .	$q_6$	$g_6$	$q_6 g_6$
	и т. д.			
	Сухая засыпка bfed . . . . .	—	—	—
	» » fhig, hpoi, ptso .	—	—	—
	Каменная засыпка в воде gilk .	—	—	—
	» » » » ionm .	—	—	—
	» » » » osrq .	—	—	—
	Итого . . . . .	$\Theta$	—	$M_y$

### Г Л А В А III

## Статические проверки устойчивости стенки.

### § 1. Определение положения кривой давления.

Прежде всего производится определение положения кривой давления в подошве стенки. Иначе говоря, определяется положение равнодействующей всех сил, действующих на стенку.

Если вес стенки и огрузочный вес грунта и каменной засыпки, определенный по таблице, указанной в главе II, равен  $\Theta$  и удерживающий момент равен  $M_y$ , а опрокидывающий момент равен  $M_0$ , то равнодействующая всех сил, действующих на

стенку, будет отстоять от ребра опрокидывания в расстоянии  $x$ , определяемом следующим образом (черт. № 13):

Если вертикальная сила  $\Theta$  пересекается с горизонтальной силой  $R$  в точке  $C$ , то угол наклона равнодействующей этих сил к вертикали  $\alpha$  определится из того, что  $R = \Theta \operatorname{tg} \alpha$ , откуда

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{R}{\Theta}$$

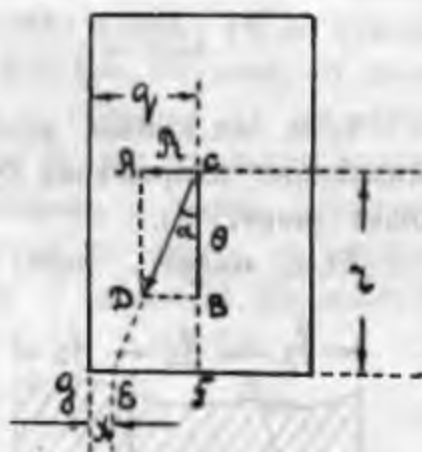
Из подобия треугольников  $EFC$  и  $DBC$  имеем:

$$\frac{EF}{FC} = \frac{DB}{BC} \text{ или } \frac{EF}{r} = \frac{R}{\Theta}$$

откуда  $EF = \frac{Rr}{\Theta}$ ;

но  $x = GF - EF$  или  $x = q - \frac{Rr}{\Theta}$ ,

$$\text{или } x = \frac{\Theta q - Rr}{\Theta}$$



Черт. № 13.

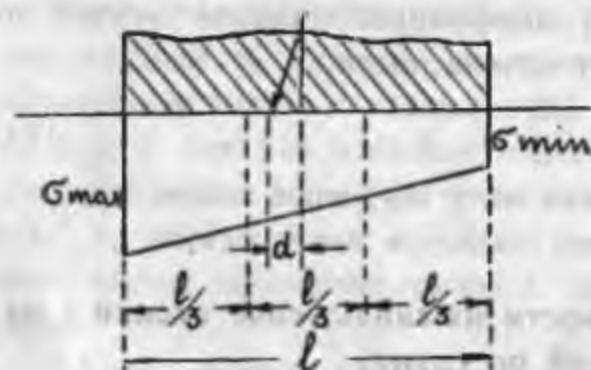
при этом нужно отметить, что  $\Theta q$  есть удерживающий момент, равный  $M_y$ , а  $Rr$  есть опрокидывающий момент, равный  $M_0$ ; значит,

$$x = \frac{M_y - M_0}{\Theta} \dots \dots \dots (22)$$

## § 2. Определение величины напряжений в подошве стенки.

Теперь, зная расстояние прохождения равнодействующей от ребра опрокидывания, мы можем определить, проходит ли она внутри ядра сечения, т.-е. проходит ли она в средней трети или нет.

Если кривая давления проходит в средней трети, то по всей нижней плоскости стенка будет передавать на подсыпку сжимающее напряжение (черт. № 14).



Черт. № 14.

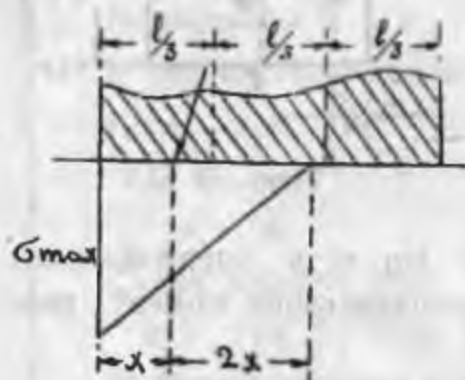
Если назвать через  $d$  — расстояние между центром сечения и кривой давления, через  $l$  назвать длину сечения, через  $\Theta$

назвать вертикальную составляющую от равнодействующей всех сил, действующих на стенку, т.-е. вес стенки на 1 пог. единицу длины, то напряжение в подошве стенки определяется следующим образом:

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= \frac{\Theta}{1 \times l} \left[ 1 + \frac{6d}{l} \right] \\ \delta_{\min} &= \frac{\Theta}{1 \times l} \left[ 1 - \frac{6d}{l} \right] \end{aligned} \quad (23)$$

Если же кривая давления выходит из средней трети, то сжимающее напряжение будет распространено не по всей подошве (черт. 15).

Если назвать через  $x$  расстояние кривой давления от ребра опрокидывания, то подошва стенки будет испытывать сжимающее напряжение на расстоянии  $3x$  от ребра опрокидывания. На остальной же части подошва не будет передавать сжимающего напряжения.



Черт. № 15.

Тогда

$$\max \delta = \frac{2}{3} \frac{\Theta}{x} \quad (24)$$

### § 3. Коэффициент безопасности на скольжение стенки по наброске.

Далее можно определить коэффициент безопасности на скольжение стенки по каменной наброске.

Если назвать через  $f_1$  коэффициент трения бетона по камню, то этот коэффициент безопасности:

$$\tau_1 = \frac{\Theta f_1}{R} \quad (25)$$

где  $\Theta$  — огрузочный вес стенки на 1 пог. един. длины,

$R$  — весь распор на стенку « » « » « »

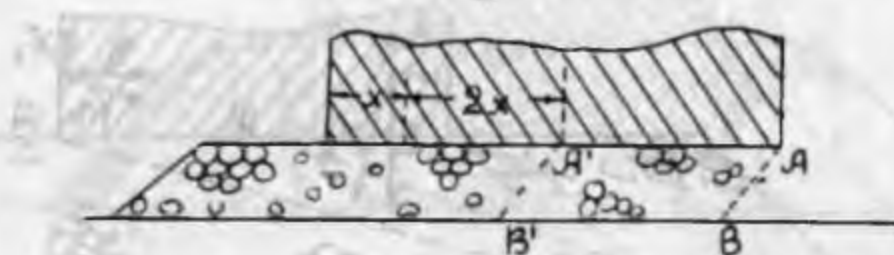
### § 4. Коэффициент безопасности на скольжение стенки с наброской по грунту.

Кроме того, необходимо определить коэффициент безопасности на сдвиг стенки вместе с частью каменной постели по грунту.



В этом случае к весу стенки необходимо добавить вес камня, который должен будет сдвинуться вместе со стенкой (черт. № 16). Принимая, что угол естественного откоса камня равен  $45^\circ$ , очевидно, что вместе со стенкой сдвинется часть каменной постели начиная от линии АВ, если кривая давления проходит в средней трети. Если же кривая давления проходит вне средней трети, а в расстоянии  $x$  от наружного ребра, то со стенкой должна сдвинуться часть каменной постели, начиная от линии А'В', при чем точка А' находится в расстоянии  $3x$  от наружного ребра. Теперь если назвать через  $\Theta'$  вес каменной призмы, которая должна сдвинуться со стенкой, а через  $f_2$  назвать коэффициент трения каменной наброски по грунту, то коэффициент безопасности на сдвиг стенки с каменной постелью по грунту будет:

$$\eta = \frac{(\Theta + \Theta')f_2}{R} \dots \dots \dots (26)$$



Черт. № 16.

### § 5. Коэффициент безопасности на скольжение стенки с частью наброски по наклонной плоскости.

Если набережная стенка имеет впереди себя эстакаду, или же пловучие причалы в виде пантонов и стоит на относительно высоком слое каменной наброски, то в этом случае необходимо еще произвести поверку на возможность скольжения стенки набережной вместе с частью своей постели по наклонной плоскости АВ, как это показано на черт. № 17, если кривая давления проходит в средней трети, и по наклонной плоскости А'В, если кривая давления проходит вне средней трети, при чем в этом случае положение точки А' определяется, как это указано выше.

Если назвать попрежнему через  $\Theta$  вес единицы длины стенки и через  $\Theta'$  — вес соответствующей призмы каменной подсыпки, скользящей вместе со стенкой, через  $R$  назвать распор на единицу длины стенки и через  $\alpha$  — угол наклона пло-

скости АВ к горизонту, то, разложив соответственную вертикальную силу  $(\Theta + \Theta')$  и горизонтальную силу R на составляющие: 1) нормальную к плоскости АВ и 2) параллельную к плоскости АВ, будем иметь:

Нормальная составляющая от сил  $(\Theta + \Theta')$ —

$$N_q = (\Theta + \Theta')\cos\alpha;$$

Нормальная составляющая от силы R—

$$N_r = -R\sin\alpha;$$

Параллельная составляющая от сил  $(\Theta + \Theta')$ —

$$K_q = (\Theta + \Theta')\sin\alpha;$$

Параллельная составляющая от силы R—

$$K_r = R\cos\alpha.$$



Черт. № 17.

Тогда вся сумма нормальных составляющих:

$$N = N_q + N_r = (\Theta + \Theta')\cos\alpha - R\sin\alpha,$$

а вся сумма параллельных составляющих, направленных по линии наклона:

$$K = K_q - K_r = (\Theta + \Theta')\sin\alpha + R\cos\alpha.$$

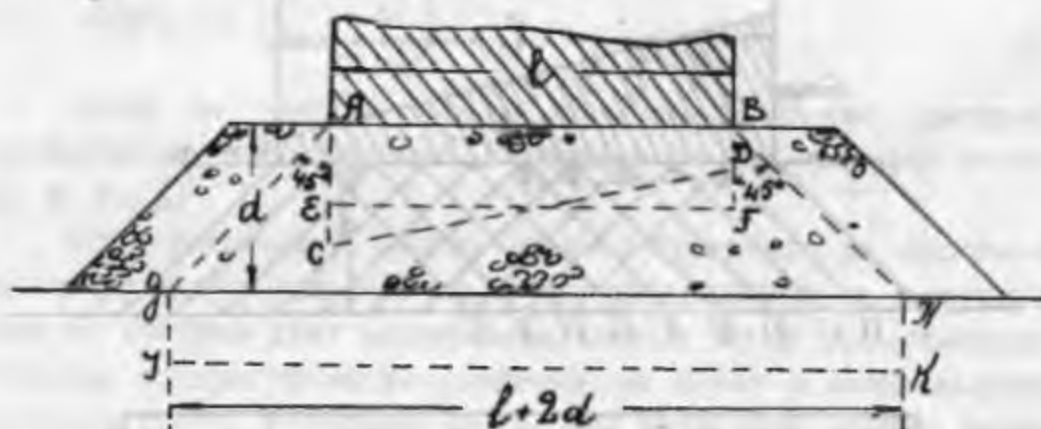
Если назвать через  $f_3$  коэффициент трения камня по камню, то коэффициент безопасности на скольжение стенки по наклонной плоскости АВ будет:

$$r_1 = \frac{Nf_3}{K} = \left[ \frac{(\Theta + \Theta')\cos\alpha - R\sin\alpha}{(\Theta + \Theta')\sin\alpha + R\cos\alpha} \right] f_3 \dots (27).$$

## § 6. Определение величины напряжений в грунте от давления стенки, передающегося через слой каменной наброски.

Далее совершенно необходимо поверить величину максимального давления на грунт, передаваемого через слой каменной постели от совместного действия всех сил, действующих на стенку.

В большинстве случаев принимается, что нагрузка, передающаяся через слой каменной наброски, распространяется в наброске под углом в  $45^\circ$ , и таким образом площадь грунта, подверженная действию сжимающего напряжения, является большей, чем основание стенки, и отсюда среднее напряжение в грунте меньше, чем такое же среднее напряжение верхней поверхности каменной наброски.



Черт. № 18.

Если полный огрузочный вес стенки  $\Theta$  на 1 пог. единицу длины стенки, а ширина стенки в подошве  $AB=l$  (черт. № 18), то среднее значение напряжения в подошве стенки будет

$\sigma_s = \frac{\Theta}{l}$  при максимальном значении,  $\max \sigma_s$  и минимальном значении —  $\min \sigma_s$ .

Если толщина каменной наброски  $d$  и вес единицы объема каменной наброски  $\gamma_2$ , то среднее напряжение в грунте под подошвой стенки, распространяясь на площадь  $(l + 2d)$ , будет равно

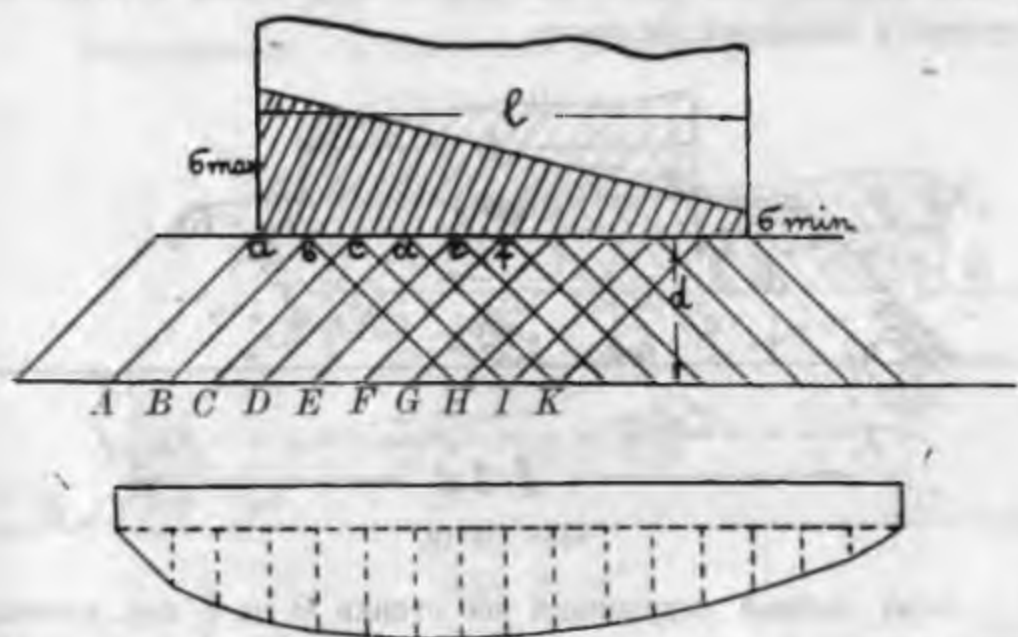
$$\sigma_k = \frac{\Theta}{l + 2d} + \gamma_2 d,$$

где  $\gamma_2 d$  есть напряжение в грунте от веса слоя каменной наброски.

Сохраняя ту же пропорциональность между максимальным, минимальным и средним значениями напряжения в грунте что и в подошве, найдем, что:

$$\left. \begin{aligned} \max \hat{\sigma}_k &= \frac{\max \hat{\sigma}_s}{\hat{\sigma}_s} \times \frac{\Theta}{1+2d} + \gamma_2 d \\ \min \hat{\sigma}_k &= \frac{\min \hat{\sigma}_s}{\hat{\sigma}_s} \times \frac{\Theta}{1+2d} - \gamma_2 d \end{aligned} \right\} \dots \dots (28)$$

Фактически, конечно, давление на грунт сквозь слой каменной наброски будет распространяться несколько иначе, в чем можно убедиться из следующих соображений:



Черт. № 19.

Если подошву стенки разделить на некоторое количество  $n$  равных по величине участков и определить величины напряжений, соответствующих каждой из точек  $a, b, c, \dots$  (черт. № 19), делящих подошву на участки, а затем определить и общее давление, передаваемое каждым из участков, то, полагая далее, что каждый из участков передает нагрузку на грунт через наброску на участок шириной  $\left(\frac{1}{n} + 2d\right)$ , можно определить величину напряжения от этой нагрузки на соответствующий участок грунта.

Таким образом, зная давление, приходящееся на участок  $ab$ , определяем соответствующее давление на участок грунта  $АН$ . Но в виду того, что соседний участок подошвы  $bc$  передает давление также на участок грунта  $ВJ$ , перекрывающий частью участок  $АН$ , и далее участок  $cd$  передает давление на участок грунта  $СК$ , в свою очередь перекрывающий участки  $АН$  и  $ВJ$ , то очевидно, что на участке грунта  $AB$  давление определится, деля величину давления  $q_1$ , приходящегося на первый участок подошвы стенки, на  $\left(\frac{1}{n} + 2d\right)$ .

На участке  $BC$  к этому давлению прибавляется еще давление от подошвы стенки, со второго участка, равное  $q_{II}$  и деленному опять на  $\left(\frac{1}{n} + 2d\right)$ .

Далее, на участке  $CD$  к полученной сумме давлений прибавляется еще давление, передаваемое от третьего участка и т. д.

Если увеличивать число делений участков до бесконечности, то эпюра давлений на грунт превращается в выпуклую кривую, которая дает напряжения, равные нулю под крайними точками распространения давления на грунт и максимальное значение где-то в средней части. При этом если кривая давления проходит в середине подошвы, то максимальное значение давления на грунт будет также в середине, если же кривая давления отходит от середины, то соответственно и максимальное значение давления на грунт отойдет от середины. К полученной эпюре давлений необходимо еще добавить равномерное давление от собственного веса каменной наброски, передающей давление от стенки на грунт, и тогда полная эпюра получается, как это изображено на черт. № 19.

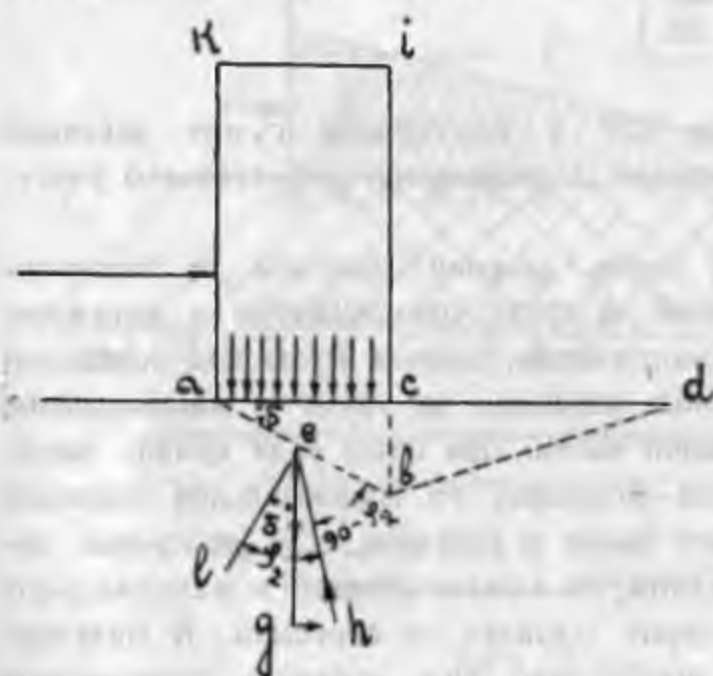
Обычно таким методом расчета не пользуются, и здесь это исследование приведено лишь для того, чтобы показать, что фактически давление в грунте оказывается совсем не такое, как это принимается при расчетах, и что максимальное значение этого напряжения находится не у края наброски, а в непосредственной близости от середины таковой, что, конечно, служит в запас прочности.

**Условный метод расчета прочности грунта под основанием стенки.**

§ 1. Вывод формул для определения величин минимального значения сдвигающей силы, которую нужно приложить к стенке, чтобы произвести деформацию в грунте, при предположении равномерной нагрузки на основание стенки.

Исследования, произведенные профессором Н. М. Герсевановым в его труде—«Расчет фундаментов гидротехнических сооружений на основании учета деформаций, построенных сооружений»—о роде деформаций, происходящих в грунте под

стенкой набережной под влиянием сил, действующих на стенку, указывают, что если нагрузка на основание стенки равномерна и вместо действительного грунта, имеющегося под стенкой набережной, вообразим, что этот воображаемый грунт обладает тем свойством, что тангенциальные силы,



Черт. № 20.

т.-е. силы трения и скалывания в любой вертикальной плоскости, проведенной в этом грунте, равны нулю, то выдавливание грунта под стенкой набережной произойдет по линии  $abd$  (черт. 20), с угловой точкой  $b$ , лежащей на вертикальной линии, проходящей через наружное ребро основания стенки  $c$ ; при этом ветвь  $bd$  представляет собою прямую, наклоненную к горизонту под углом  $cdb = 45^\circ - \frac{\varphi_2}{2}$  (где  $\varphi_2$  — есть угол естественного откоса грунта под основанием стенки, и таким образом призма  $cdb$  есть наименьшая призма отпора грунта); далее, по исследованиям

профессора Н. М. Герсеванова, ветвь  $ab$  представляет собою кривую с очень слабым изгибом, которую для практических целей можно принять за прямую и этим значительно упростить решение задачи.

Таким образом, для определения формы деформации грунта и следовательно для определения минимальной силы  $J$ , при наличии которой уже может произойти эта деформация, необходимо найти положение прямой  $ab$ , иначе говоря, — определить угол  $bac = \delta$ .

Если назвать через  $J_2$  силу, необходимую для сдвижения призмы  $cdb$ , то для этой силы, равной силе отпора грунта на мысленную стенку  $cb$ , можем написать выражение:

$$J_2 = \gamma_3 \frac{cb^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi_2}{2}) \quad \dots \dots \dots (29)$$

где  $\gamma_3$  — вес единицы объема грунта, находящегося под стенкой и  $\varphi_2$  — угол естественного откоса этого грунта.

Если назвать через  $J_1$  горизонтальную силу, необходимую для сдвижения призмы  $abc$ , то, очевидно, будем иметь, что вся горизонтальная сила  $J$ , которая должна быть приложена к стенке, чтобы ее сдвинуть, должна быть равна:

$$J = J_1 + J_2 \quad \dots \dots \dots (30)$$

Таким образом, для определения  $J$  необходимо определить выражение  $J_1$  и просуммировать его с полученным значением  $J_2$  по формуле (29), при чем выразим значения  $J_1$  и  $J_2$  в функции от угла  $cab = \delta$ .

Для определения силы  $J_1$  рассмотрим силы, действующие на призму  $abc$ .

На нее действуют:

- 1) равномерная нагрузка от стенки, которую назовем через  $q$  на 1 пог. единицу ширины основания стенки,
- 2) вес самой призмы  $abc$ ,
- 3) реакция от неподвижной части грунта, которая к прямой  $ab$  наклонена под углом  $90^\circ - \varphi_2$ , так как эта реакция складывается из двух сил: а) нормальной реакции грунта, направленной перпендикулярно прямой  $ab$  и б) силы трения по плоскости  $ab$ , равной нормальной реакции, умноженной на  $\operatorname{tg} \varphi_2$ .

4) две горизонтальные силы: а) сдвигающая сила  $J$ , приложенная к плоскости  $ac$  и передающаяся путем трения от основания стенки на призму  $abc$  и б) реакция от призмы  $cdb$ , приложенная к плоскости  $cb$  и равная, как выше сказано,  $J_2$ . Эта реакция, в силу введенных допущений относительно свойств грунта, указанных выше, является также горизонтальной.

На чертеже № 20 линией  $eg$  отложена сумма вертикальных сил от равномерной нагрузки стенки и от собственного веса призмы. Очевидно, что при наклоне линии  $ab$  к горизонту под углом  $\delta$  линия  $eg$  (вертикальная) будет наклонена к нормали  $el$ , проведенной к линии  $ab$  также под тем же углом  $\delta$ .

Далее, на том же чертеже линией  $eh$  отмечена реакция неподвижной части грунта, как выше сказано, наклонная к линии  $ab$  под углом  $90^\circ - \varphi_2$  и к нормали  $el$  под углом  $\varphi_2$ . Отсюда — угол между силами  $eh$  и  $eg$  будет равен  $\varphi_2 - \delta$ .

Очевидно, что все силы, действующие на призму  $abc$ , должны быть в равновесии и отсюда — сила  $gh$ , равная силе  $J_1$ , равной  $J - J_2$ , должна замыкать треугольник сил  $egh$ .

$$\text{Таким образом } J_1 = gh = egtg(\varphi_2 - \delta) \dots \dots \dots (31)$$

Если назвать ширину основания стенки через  $l$ , то вертикальная нагрузка от стенки будет  $q \times l$ , а вес призмы  $abc$

будет: 
$$\frac{l \times cb}{2} \gamma_3, \text{ где } cb = l \operatorname{tg} \delta,$$

откуда 
$$eg = ql + \gamma_3 \frac{l^2 \operatorname{tg}^2 \delta}{2} \dots \dots \dots (32)$$

Отсюда, по (31):

$$J_1 = \left( ql + \gamma_3 \frac{l^2 \operatorname{tg}^2 \delta}{2} \right) \operatorname{tg}(\varphi_2 - \delta) = \left( ql + \gamma_3 \frac{l^2 \operatorname{tg}^2 \delta}{2} \right) \frac{\operatorname{tg} \varphi_2 - \operatorname{tg} \delta}{1 + \operatorname{tg} \varphi_2 \operatorname{tg} \delta} \quad (33)$$

Подставляя в формулу (29) значение  $cb = l \operatorname{tg} \delta$ , получаем:

$$J_2 = \gamma_3 \frac{l^2}{2} \operatorname{tg}^2 \delta \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) \dots \dots \dots (34)$$

откуда:

$$J = J_1 + J_2 = \left( ql + \gamma_3 \frac{l^2 \operatorname{tg}^2 \delta}{2} \right) \frac{\operatorname{tg} \varphi_2 - \operatorname{tg} \delta}{1 + \operatorname{tg} \varphi_2 \operatorname{tg} \delta} + \gamma_3 \frac{l^2}{2} \operatorname{tg}^2 \delta \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi_2}{2} \right) \quad (35)$$



Приняв для краткости обозначения

$$\operatorname{tg} \delta = z, \operatorname{tg} \psi_2 = f \text{ и } \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\psi_2}{2} \right) = \mu$$

и раскрывая скобки в уравнении (35), приведя к одному знаменателю и собирая коэффициенты при одинаковых степенях переменной  $Z$  в числителе, найдем:

$$J = \frac{1}{2} \frac{Az^3 + Bz^2 + Cz + D}{1 + fz} \dots \dots \dots (36)$$

где:

$$\left. \begin{aligned} A &= \gamma_3 \mu f \\ B &= \gamma_3 l(\mu - 1) \\ C &= \gamma_3 lf - 2q \\ D &= 2fq \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (37)$$

Теперь очевидно, что для отыскания минимального значения  $J$ , являющегося функцией переменной  $Z$ , необходимо взять производную выражения (36) по  $Z$  и приравнять ее нулю:

$$\frac{dJ}{dz} = \frac{1 + 2 - (3Az^2 + 2Bz + C)(1 + fz) - (Az^3 + Bz^2 + Cz + D)f}{(1 + fz)^2} = 0 \quad (38)$$

Откуда имеем:

$$(3Az^2 + 2Bz + C)(1 + fz) - (Az^3 + Bz^2 + Cz + D)f - 2Afz^3 + (3A + Bf)z^2 + 2Bz + (C - Df) = 0.$$

или  $z^3 + uz^2 + vz + w = 0 \dots \dots \dots (39)$

где  $u = \frac{3A + Bf}{2Af} = \frac{3\gamma_3 \mu f + \gamma_3 l(\mu - 1)}{2\gamma_3 \mu f^2} = \frac{4\mu - 1}{2\mu f} \dots \dots \dots (40)$

$$v = \frac{2B}{2Af} = \frac{l\gamma_3(\mu - 1)}{\gamma_3 \mu f^2} = \frac{\mu - 1}{\mu f^2} \dots \dots \dots (41)$$

$$w = \frac{C - Df}{2Af} = \frac{l\gamma_3 f - 2q - 2f^2 q}{2\gamma_3 \mu f^2} = \frac{\delta_3 lf - 2q(1 + f^2)}{2\gamma_3 \mu f^2} \quad (42)$$

Для упрощения уравнения (39) подставим в него  $z = x - \frac{u}{3}$ , после чего получаем:  $x^3 + \alpha x + \beta = 0 \dots \dots \dots (43)$

где:  $\alpha = v - \frac{u^2}{3} \dots \dots \dots (44)$

$$\beta = \frac{2u^3}{27} - \frac{uv}{3} + w \dots \dots \dots (45)$$

Подставляя в выражения (44) и (45) значения  $u$ ,  $v$  и  $w$  из выражений (40), (41) и (42), имеем:

$$\alpha = \frac{\mu - 1}{\mu f^2} - \frac{(4\mu - 1)^2}{12\mu^2 f^2} - \frac{4\mu^2 - 4\mu + 1}{12\mu^2 f^2} \dots \quad (46)$$

$$\beta = \frac{2(4\mu - 1)^3}{27 \times 8 \mu^3 f^3} - \frac{(4\mu - 1)(\mu - 1)}{3 \times 2\mu f \times \mu f^2} + \frac{\gamma_3 l f - 2b(1 + f^2)}{2\gamma_3 \mu l f^2} - \frac{-8\mu^3 + 42\mu^2 - 6\mu - 1}{108\mu^3 f^3} + \frac{l\gamma_3 f - 2q(1 + f^3)}{2\gamma_3 \mu l f^2} \dots \quad (47)$$

а так как  $f = \operatorname{tg} \varphi$  и  $1 + f^2 = 1 + \operatorname{tg}^2 \varphi = \frac{1}{\cos^2 \varphi}$ ,

то выражение (47) превращается:

$$\beta = \frac{-8\mu^3 + 42\mu^2 - 6\mu - 1}{108\mu^3 \operatorname{tg}^3 \varphi} + \frac{\gamma_3 l \sin 2\varphi - 4q}{4\gamma_3 \mu l \sin^2 \varphi} \dots \quad (48)$$

Таким образом, подставляя в формулы (46) и (48) числовые данные задания, получаем простое кубическое уравнение (43) с числовыми коэффициентами, решая которые находим значение  $x_1$ , подставив которое в выражение

$$z - x_1 = \frac{\mu}{3} - x_1 = \frac{4\mu - 1}{6\mu f} \dots \quad (49)$$

найдем значение  $z$ , которое, подставив в уравнение (36) с коэффициентами (37), получим искомое минимальное значение  $J$ .

Для решения кубического уравнения (43) можно применить способ последовательного приближения, либо графический.

1) По первому способу надлежит первое приближенное значение корня определить на глаз, что, в виду малого числа членов в нем, нетрудно.

Обозначаем его через  $x_1$ .

Тогда последующие приближения можно получить по поправкам Ньютона.

Второе приближение получим из формулы:

$$x_2 = x_1 - \frac{x_1^3 + \alpha x_1 + \beta}{3x_1^2 + \alpha}$$

Третье приближение будет:

$$x_3 = x_2 - \frac{x_2^3 + \alpha x_2 + \beta}{3x_2^2 + \alpha}$$

Действуем таким образом до тех пор, пока два последующих приближения не будут отличаться друг от друга на произвольно малую величину, в зависимости от желаемой точности вычисления.

2) Второй способ основан на том, что корень уравнения есть абсцисса пересечения двух следующих линий.

$$y = -\alpha x - \beta \quad \dots \dots \dots (a)$$

$$y = x^3 \quad \dots \dots \dots (б)$$

Построив на клетчатой чертежной бумаге прямую линию, изображающуюся уравнением (а) и кривую—уравнением (б), найдем их точку пересечения, и таким образом найдем корень уравнения (43).

При этом можно указать, что построение кривой уравнения (б) не встретит затруднений, так как в любой справочной книжке, имеются таблицы кубов.

Определив таким способом минимальное значение  $J$ , которое нужно приложить к стенке, чтобы произошла деформация грунта, и стенка, таким образом, переместилась и сравним полученное значение  $J$  с определенным, как указано выше, значением распора  $R_{\max}$ . Если распор  $R_{\max}$  меньше, то, очевидно, стенка устойчива при принятых в основании вывода предположениях о свойстве грунта.

Фактически же, благодаря тому, что, конечно, в действительном грунте не может не быть сцепления между его частицами и обязательно существуют силы трения в вертикальных плоскостях, то очевидно, что полученный результат расчета будет давать запас устойчивости.

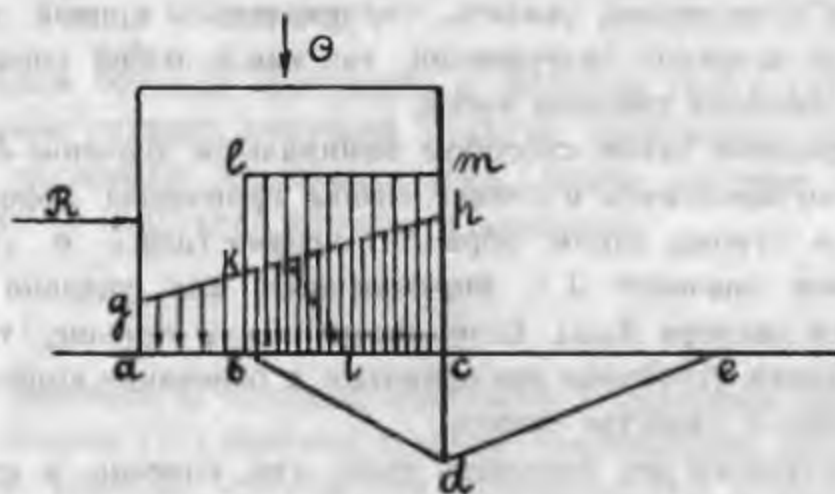
## § 2. Случай неравномерного давления стенки на грунт и опрокидывания стенки.

Приведенный выше вывод относится к случаю равномерного распределения давления в основании стенки. Но это имеет место лишь в тех случаях, когда распор на стенку набережной  $K$  и отгрузочный вес самой стенки  $\Theta$  дают такую равнодействующую, что она проходит через середину подошвы стенки.

Такой случай возможен лишь при известных отношениях  $K$  и  $\Theta$ , весьма редко осуществимых на практике, при конструировании стенок набережных.

Большой же частью эта равнодействующая пересекает подошву стенки в точке более или менее приближающейся к наружному ребру С (черт. № 21), соответственно чему строится эпюра давления  $q$  по принципу неравномерного сжатия, имеющая вид трапеции  $aghc$ , если кривая давления проходит в средней трети основания или треугольника,—если эта кривая давления выходит из средней трети основания стенки.

Неравномерное давление на грунт может вызвать не только сдвигание стенки набережной, но и ее опрокидывание, при чем здесь имеется в виду не обычно понимаемое опрокидывание стенки вокруг наружного ребра С, которое остается на месте, а такое опрокидывание стенки вперед, которое сопровождается выпиранием грунта из под основания и наружного ребра стенки.



Черт. № 21.

Этот процесс опрокидывания заключается в следующем: часть грунта под основанием стенки выдавливается по некоторой кривой  $bd$ , принимаемой нами для упрощения за прямую и впереди стенки по прямой  $de$ . Эта часть грунта движется вперед, увлекаемая боковым движением стенки, благодаря чему поверхность грунта под участком  $bc$  опускается и вся стенка наклоняется вперед. Наклон этот сопровождается выжиманием призмы грунта  $bced$  и сжатием грунта на участке  $ab$  подошвы набережной. Таким образом, сдвигание набережной представляет собой параллельное течение двух процессов: выжимание призмы земли отделяемой по  $bde$  под нагрузкой, приходящейся на части подошвы  $bc$  и скольжением набережной по линии  $ab$ , при чем на этом участке развивается трение между грунтом и подо-

швой стенки, прижатой к нему силой  $F$ , определяемой как площадь эпюры давления  $abkg$ .

Отметим, что такой вид деформации является наиболее распространенным даже в стойких грунтах и, вместе с тем, он является довольно опасным, так как, благодаря наклонению стенки, центр тяжести ее перемещается вперед и соответственно этому точки пересечения кривой давления с подошвой перемещаются еще ближе к наружному ребру, следствием чего получается еще более неравномерное давление в основании стенки и условия устойчивости стенки ухудшаются, вызывая дальнейшую деформацию того же рода. Особенно опасны в этом случае стенки с высоко расположенным центром тяжести (как, например, ряжевые набережные с каменной надстройкой).

Для того, чтобы рассчитать такую стенку с неравномерным распределением давления по подошве на опрокидывание, необходимо ввести гипотезу, которая сводила бы вопрос к случаю равномерного давления в основании набережной, с которым мы умеем уже справиться. Отложим для этой цели от точки  $i$  (положения кривой давления) отрезок  $ib = ic$  и предположим, что вся стенка весом  $\Theta$  опирается на грунт только участком  $bc$ .

Эюра давления  $q$  в этом случае на участке  $bc$  выразится прямоугольником  $bcml$ , площадь которого равна  $\Theta$ , т.-е. площади эпюры  $achg$ .

Очевидно, что набережная, опирающаяся на грунт подошвой  $bc$ , меньшей по величине, чем вся ширина подошвы  $ac$ , при всех прочих равных условиях величины распора и веса будет менее устойчива.

Таким образом, если мы, произведя расчет в предположении, что набережная опирается на грунт только частью своей ширины, получим успокоительный ответ, что она устойчива, то и подавно набережная, опирающаяся всей своей подошвой, будет устойчива.

### § 3. Возможные случаи скольжения набережной по поверхности основания.

Представляется интересным выяснить вопрос, в каких случаях возможно скольжение стенки набережной по поверхности грунта, на котором она находится, т.-е. когда возможна та деформация, на которую производится статический

расчет набережной и каковой расчет применялся до последнего времени, как заключительный.

Обращаясь к исследованию, приведенному в § 1, мы видим, что такой случай возможен тогда, когда минимальная линия скольжения совпадает с плоскостью основания  $ac$  (черт. № 20), т.-е. когда угол  $\delta$ , составляемый плоскостью скольжения  $ab$  с горизонтом, равен нулю; а это возможно лишь тогда, когда величина  $J$  уменьшается с уменьшением угла  $\delta$ , или, что то же,  $\text{tg}\delta = Z$ , или же, когда с увеличением  $Z$  увеличивается  $J$ .

Отсюда приходим к выводу, что в этом случае величина  $J$ , определяемая формулой (35), должна быть функцией, возрастающей для всех положительных значений  $Z$ , или же  $\frac{dJ}{dZ}$  должна быть величиной положительной.

Обращаясь к формуле (38), мы видим, что это будет тогда, когда числитель этой формулы положителен, т.-е. когда

$$z^3 + uz^2 + vz + w > 0 \dots \dots \dots (50)$$

Заметим, что коэффициенты  $u$  и  $v$  всегда положительны, так как всегда  $\mu = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) > 1$  [см. формулы (40) и (41)]. Отсюда можно вывести заключение, что  $\frac{dJ}{dZ} > 0$  будет при всех значениях  $z$  только при том условии, что  $w > 0$ .

Согласно формуле (42),  $w > 0$ , если числитель этой формулы больше нуля:

$$\gamma_3 f - 2q(1 + f^2) > 0;$$

откуда  $q < \frac{\gamma_3 f}{2(1 + f^2)} = \frac{\gamma_3 \sin\varphi_2 \cos\varphi_2}{2} = \frac{1}{4} \gamma_3 \sin 2\varphi_2 \dots \dots \dots (51)$

Итак, мы пришли к следующему выводу: если нагрузка на основание стенки  $q$  меньше величины, определяемой неравенством (51), то набережная не может при сдвигении своим подошве увлечь за собой грунт, находящийся под ней.

Здесь следует отметить одно исключение из этого общего правила, которое получается в случае если под стенкой набережной расположен плотный глинистый грунт.

Дело заключается в том, что угол внутреннего трения  $\varphi$  для плотного глинистого грунта изменяется в пределах от  $40^\circ$  до  $45^\circ$ , соответственно чему коэффициент внутреннего трения грунта  $f$  определяется в пределах от 0,84 до 1. На поверхности

же ас глинистый грунт размягчается от воды и делается скользким. Коэффициент трения размягченной глины на поверхности измеряется величиной 0,30—0,33, т.-е. раза в 2,5—3 меньше. Благодаря этому в плотном глинистом грунте поверхность скольжения совпадает с плоскостью ас и тогда, когда условие (51) не соблюдено.

Таким образом, проверкой на скольжение стенки набережной по поверхности грунта, обычно применяемой в статическом расчете набережных, можно удовлетворяться только при условии соблюдения неравенства (51) или же при наличии под основанием стенки плотного глинистого грунта и лишь в этом случае неравенство  $R < \Theta f$

(где:  $R$  —распор,  
 $\Theta$  —вес стенки,  
 $f$  —коэф. трения подошвы по грунту)

обеспечивает устойчивость набережной на сдвиг.

#### § 4. Замечания, касающиеся общепринятого в практике способа расчета стенки на скольжение по поверхности грунта.

Если назвать через  $J$  горизонтальную силу, которую нужно приложить к стенке набережной, чтобы ее сдвинуть, то при обычном статическом методе расчета эта сила, сдвигающая стенку набережной по поверхности грунта, определяется из равенства:

$$J = \Theta f \quad \dots \dots \dots (52)$$

где  $\Theta$  — вес стенки и  $f$  — коэффициент трения подошвы стенки по грунту.

Тогда, имея величину распора  $R$  и если

$$\frac{J}{R} = m > 1,$$

то стенка набережной признается устойчивой, при чем коэффициент устойчивости на скольжение принимается равным от 1,5 до 2,5.

Но как выше в § 3 мы доказали, такой расчет правилен лишь в том случае, если исключить возможность деформации грунта в основании; но это имеет место лишь в случае плотных глинистых грунтов, так как фактически во всех построенных набережных предел для нагрузки, указываемый формулой (№ 51), превзойден.

В самом деле, если предположить вес 1 куб. метра грунта в воде  $\gamma_3 = 1\text{т}$  и принять ширину стенки в основании  $l = 8\text{ м.}$ , то даже при  $\varphi_2 = 45^\circ$ , т.-е. для глины мы будем иметь:

$$q < \frac{8 \times 1 \times \sin 90^\circ}{4} = 2 \frac{\text{тон}}{\text{мтр}^2} = 0,2 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

тогда как давление в основании набережной редко бывает меньше  $1\text{ кг/см}^2$ , а при таких условиях формула (52) не применима, в виду того, что отношение  $J/\Theta$  падает с возрастанием давления  $q$ .

Из подсчетов, произведенных проф. Н. М. Герсевановым, при различных величинах давлений  $q$  на основание стенки получилось, что отношение  $J/\Theta$  падает с возрастанием значения  $q$ , а величина  $J$  сначала увеличивается и лишь после известного предела  $q$  начинает уменьшаться. Последнее обстоятельство понятно и a priori, так как при известном высоком значении  $q$  величины  $J$  и  $J/\Theta$  обратятся в 0, при чем это значение давления  $q$  будет соответствовать такому давлению, при котором стенка набережной может сдвинуться вбок вместе с грунтом под влиянием одной вертикальной нагрузки без всякого к тому содействия какой-либо горизонтальной сдвигающей силы  $J$ , и отсюда очевидно, что такая нагрузка будет предельной для фундаментов, рассчитываемых исключительно на вертикальные силы.

### § 5. Практические выводы, касающиеся рационального конструирования набережных на ряжах и исполинских массивах.

Выводы предыдущих параграфов дают не только методы расчетов набережных, но они указывают также на рациональные методы конструирования таковых. В самом деле, обозначая попережнему сдвигающую силу на погонную единицу набережной через  $J$ , вес набережной через  $\Theta$ , ширину подошвы через  $l$ , мы имеем:

$$J/\Theta = \psi \left( \frac{\Theta}{l} \right),$$

где  $\frac{\Theta}{l} = q$  — давление на 1 кв. единицу подошвы набережной.

Из предыдущей формулы получим:

$$J = \Theta \psi \left( \frac{\Theta}{l} \right) \dots \dots \dots (53)$$



Функция  $\psi\left(\frac{\Theta}{l}\right)$ , как мы видим, убывающая, т.-е. с возрастанием значения  $\frac{\Theta}{l}$  величина  $\psi\left(\frac{\Theta}{l}\right)$  уменьшается и, наоборот, с уменьшением  $\frac{\Theta}{l}$  величина  $\psi\left(\frac{\Theta}{l}\right)$  увеличивается.

Тогда становится совершенно очевидным, что при определенной глубине набережной и соответствующем вполне определенном распоре на стенку вес стенки  $\Theta$  должен быть подобран так, чтобы удовлетворять неравенству:

$$\Theta > \frac{R}{f} \dots \dots \dots (54)$$

где  $R$ —распор и  $f$ —коэффициент трения стенки на поверхности грунта. При этом в виду того, что стоимость набережной зависит от веса таковой, то, очевидно, при конструировании выгодно брать значения  $\Theta$  возможно меньше и по возможности равные  $\frac{R}{f} m$ , где  $m$  есть коэффициент запаса, данный по заданию. Далее, из формулы (53) видно, что при данном значении  $\Theta$  значение  $J$ , т.-е. значение той горизонтальной силы, которую можно безопасно допустить на стенку, чтобы стенка не сдвинулась вместе с лежащим под ней грунтом, будет тем больше, чем больше значение  $\psi\left(\frac{\Theta}{l}\right)$ , которая тем больше, чем меньше  $\frac{\Theta}{l}$ , а таким образом  $J$  тем больше, чем больше ширина основания стенки  $l$  при определенном  $\Theta$ .

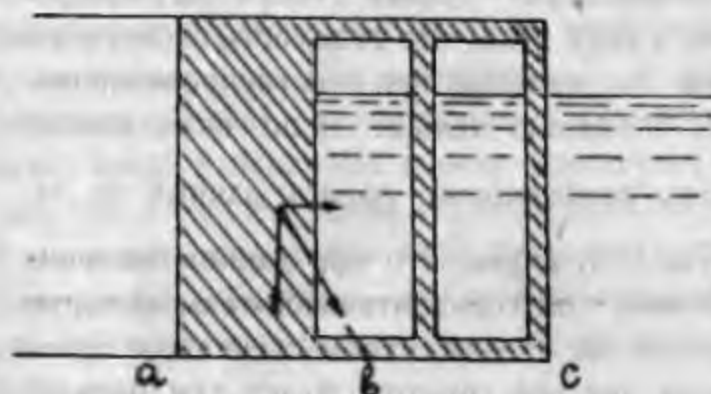
Из этого можно заключить, что вес набережной  $\Theta$  выгодно разнести на возможно большую ширину, что возможно осуществить, оставляя в теле набережной пустоты, сохраняя жесткость и монолитность ее конструкции. Это возможно соблюсти при устройстве стенок набережных из ряжей или из исполинских массивов (черт. № 22, см. стр. 42).

При распределении пустот и материала набережной в профиле сооружения следует иметь в виду крайнюю невыгодность неравномерного распределения давления на подошву набережной, влекущую за собою более легкую возможность ее опрокидывания. Поэтому при устройстве набережных из ряжей или из

исполинских массивов надлежит заполнить материалом те ящики ряжей или массивов, которые обращены к той стороне, откуда действует горизонтальная сила, т.-е. распор таким образом, чтобы равнодействующая распора  $R$  и веса  $\Theta$  пересекала подошву  $ac$  в средней точке  $b$  и вызывала, таким образом, по всей подошве  $ac$  равномерное давление.

Набережная, сконструированная таким образом, обладает наибольшей устойчивостью, так как она представляет наибольшее сопротивление на сдвиг, в силу большей ширины основания и малого давления на грунт, и исключает возможность опрокидывания путем выдавливания под ребром опрокидывания грунта, в силу равномерного распределения давления по подошве,

С этой точки зрения, заполнение ящиков, обращенных к лицу набережной, не только вызывает лишние расходы по



Черт. № 22.

заполнению их материалом, но является вредным в смысле чисто статическом, так как увеличивает давление на основание и вызывает неравномерность этого давления, перегружая грунт у наружного ребра стенки.

Спрашивается, почему же указанные меры при устройстве набережной никогда не практикуются?

Объяснить это можно лишь установившимися методами расчетов набережных, не отвечающих наблюдаемому характеру их разрушений, а именно расчетами на опрокидывание стенки вокруг внешнего ребра и на скольжение набережной по поверхности грунта. Исходя из такого расчета, разумеется, заполнение всех отделений ящиков представляется рациональным, так как в первом случае вес материала, коим заполняются ящики, увеличивает величину момента сил, сопротивляющихся опрокидыванию, а во втором случае вес этого материала увеличивает силу трения подошвы набережной о грунт.

Но так как на основании данных опыта и на основании теоретических выводов такие деформации являются чисто

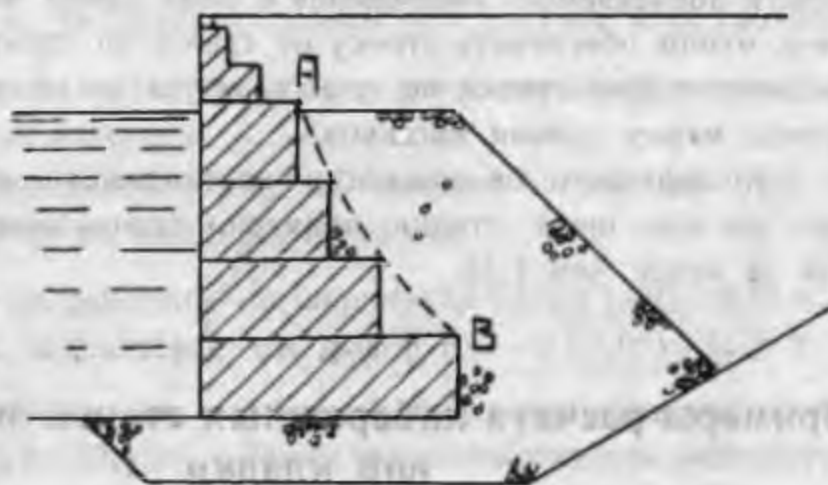
фиктивными (за исключением скольжения набережных по поверхности плотной глины), то установившееся в практике конструирование стенок набережных из ряжей и исполинских массивов следует отнести к явлениям временным, которое, несомненно, будет корректировано в будущем.

## Г Л А В А V

### Практические указания при проектировании стенок набережной из массивовой кладки.

Профиль набережной должен быть так составлен, чтобы массивы, которые должны быть употреблены для устройства стенки, имели бы все почти тот предельный вес, который может быть поднят

п л а в у ч и м краном, имеющимся на работах. При этом количество разных типов массивов должно быть наименьшим. При построении продольных и поперечных профилей набережной



Черт. № 23.

должно соблюдать перешивку швов, при чем величина разбежки швов не должна быть меньше 0,50 м., а желательно ее держать около 1,0 м.

При проектировании поперечного профиля набережной нужно иметь в виду, что линия АВ, проведенная через задние выступы массивов (черт. № 23), должна иметь вид ломаной или кривой линии, обращенной своей выпуклостью в сторону наружной грани стенки, или иметь вид прямой линии.

Устраивать же профиль так, чтобы линия АВ имела выпуклость в сторону внутреннего заполнения, является невыгодным, ибо потребует значительно большего количества бетонной или бутовой кладки без существенной от этого пользы. Действительно, в отдельных горизонтальных швах массивовой

стенки как коэффициент трения, так и допускаемое напряжение на сжатие будут больше, чем эти же величины для самого нижнего шва между стенкой и постелью и в особенности в плоскости между постелью из каменной наброски и грунтом. Поэтому в поперечном профиле увеличение ширины отдельных слоев, по мере перехода от верхнего слоя к нижнему, вначале должно расти сравнительно незначительно, ибо это увеличение должно быть связано только с тем, чтобы обеспечить от скольжения слоя массивов по такому же слою и от раздробления материала вследствие чрезвычайного напряжения от давления в данном шве. Дальше же, по мере приближения к нижнему слою, увеличение ширины слоев должно начать расти более быстро, ибо здесь приходится гнаться за тем, чтобы не превзойти допускаемого напряжения в швах самих массивов и для того, чтобы обеспечить стенку от сдвига по грунту, ибо коэффициент трения стенки по грунту всегда ниже коэффициента трения между слоями массивов.

Коэффициент безопасности на скольжение следует принимать во всех швах стенки примерно одинаковым, а в основании не менее, чем 1,25.

## Г Л А В А VI

### Примеры расчета набережных стенок из массивовой кладки.

#### § 1. Набережная стенка обычного профиля глубиной 35' с отметкой кордона над ординаром 4,3 м.

##### А. Принятые расчетные данные.

1) Временная нагрузка: паровоз весом 90 ton с пятью осями, нагрузкой на ось по 18 ton, с расстоянием между осями по 1,5 м. и между крайними осями 6 м.

Железнодорожные пути проложены по набережной, вдоль таковой. Ось первого пути находится в расстоянии от кордона 5 м., расстояние между осями соседних путей 4,84 м.

2) Вес сухого грунта. . . . .	1.700	$\frac{\text{кг.}}{\text{м}^3}$
3) » грунта в воде. . . . .	1.000	*
4) » каменной наброски в воде . . . . .	1.000	*
5) » бетона на воздухе . . . . .	2.200	*
6) » » в воде . . . . .	1.200	*

- |     |   |       |                            |      |
|-----|---|-------|----------------------------|------|
| 7)  | Угол естественного откоса сухого грунта | . . . | 35°                        |      |
| 8)  | »                                       | »     | грунта в воде . . .        | 25°  |
| 9)  | »                                       | »     | каменной наброски . . .    | 45°  |
| 10) | Коэффициент трения бетона по бетону     | . . . | 0,60                       |      |
| 11) | »                                       | »     | по каменной постели. . .   | 0,70 |
| 12) | »                                       | »     | каменной наброски по глине | 0,33 |

Предполагая, что длина шпал=1,25 саж.=2,66 м. и в виду того, что расстояние между осями соседних путей равно 4,84 м., расстояние между концами шпал двух соседних путей равно 4,84—2,66=2,18 м. Полагая, что грунт, засыпанный за стенку набережной, песчаный и таким образом допуская, что угол распространения нагрузки в этом грунте=45°, получаем, что на глубине  $\frac{2,18}{2}$  =1,09 м. нагрузка от подвижного состава двух соседних железнодорожных путей сольется в одну сплошную равномерно-распределенную нагрузку.

Таким образом нагрузка от паровоза на глубине 1,09 м. распространяется на следующую площадь:

в поперечном направлении—на ширину  $(2,66+2 \times 1,09)=4,84$  м.,  
в продольном направлении—на длину  $(6,0+2 \times 1,09)=8,18$  м.

Итого площадь на глубине 1,09 м., загруженная паровозом=4,84×8,18=39,6 м<sup>2</sup>., и таким образом временная равномерно распределенная нагрузка от паровоза весом 90 ton равна.

$$\frac{90}{39,6} = 2,27 \frac{\text{ton}}{\text{м}^2}$$

**В. Определение величины наибольшего распора на всю стенку набережной и определение плеча такового.**

Полагая сзади стенки сделать откос из каменной наброски до горизонта воды, с шириной бермы такой, чтобы откос каменной отсыпи начинался в расстоянии 2 м от вертикали, проведенной через заднюю грань стенки, мы будем иметь, как указано в § 3, глава 1, что весь распор на стенку складывается из трех распоров: распора сухого грунта на глубину 4,3 м. (отметка кордона над ординаром), распора мокрого грунта в воде и распора каменной засыпки в воде.

Временную нагрузку, как мы рассчитали, можно принять в

$$2,27 \frac{\text{т}}{\text{м}^2}.$$

Приведенная высота этой нагрузки к весу сухого грунта, засыпанного за стенку:

$$h_0 = \frac{2,27}{1,7} = 1,335 \text{ м.}$$

Тогда, по формуле (11), распор сухого грунта:

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{1,700 \times 4,3^2}{2} \left(1 + 2 \frac{1,335}{4,3}\right) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \\ &= 850 \times 18,5 (1,62) \times 0,271 = 6,900 \text{ кг.} \end{aligned}$$

По формуле (12), распор мокрого грунта в воде на глубину  $S$ , пока неизвестную:

$$\begin{aligned} R_2 &= \frac{1000 s^2}{2} \left[1 + 2 \frac{(1,335 + 4,3) \times 1700}{s \times 1000}\right] \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = \\ &= 500 s^2 \left(1 + \frac{19,15}{s}\right) \times 0,406 = 203s^2 + 3880s^0. \end{aligned}$$

По формуле (13), распор каменной засыпки можно выразить, как вес призмы обрушения  $\Theta$  на глубину  $(H-s)$  с вышележащей нагрузкой, умноженной на  $\text{tg} \psi$ , где угол  $\psi$  есть угол между плоскостью естественного откоса камня и плоскостью обрушения.

Определим этот вес  $\Theta$  по формуле (15):

$$\begin{aligned} \Theta &= \frac{s^2}{2} 1000 + s \left[1700 (1,335 + 4,3) + 1000 \frac{(2 + 10,65)}{2}\right] + \\ &+ 2 \times 1700 (1,335 + 4,3) + \frac{2 \times 10,65 \times 1000}{2} = \\ &= 500s^2 + 15890s + 29800. \end{aligned}$$

По формуле (14):

$$\text{tg} \psi = \frac{10,65 - 2 - 2s}{10,65 + 2} = 0,684 - 0,158s.$$

Отсюда, согласно формулы (13):

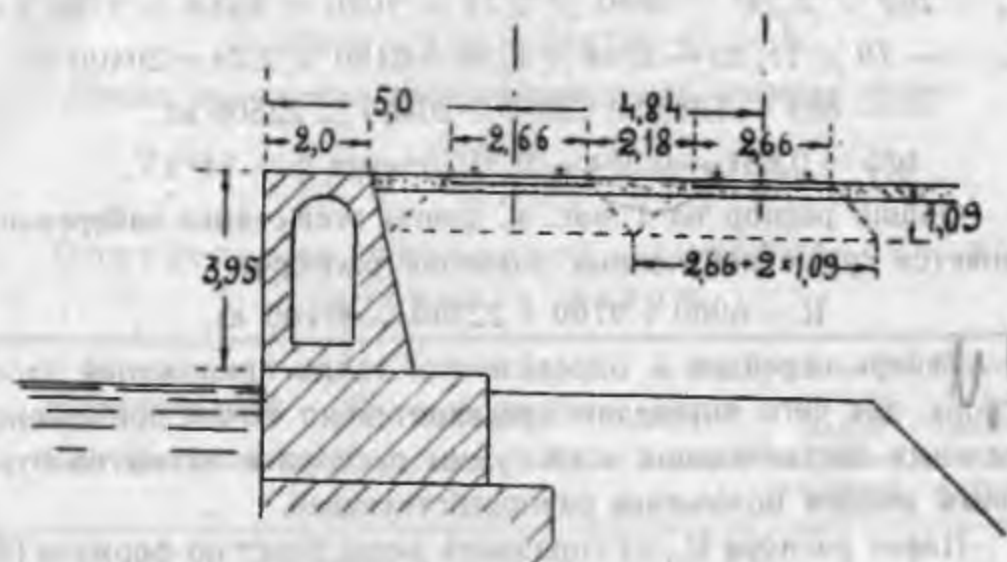
$$\begin{aligned} R_3 &= \Theta \text{tg} \psi = (500 s^2 + 15890s + 29800) \times (0,684 - 0,158 s) = \\ &= 342s^2 + 10880 s + 20400 - 79 s^3 - 2510 s^2 - 4700 s = \\ &= - 79 s^3 - 2168 s^2 + 6180 s + 20400. \end{aligned}$$

Для определения  $\max (R_2 + R_3)$  возьмем сумму:

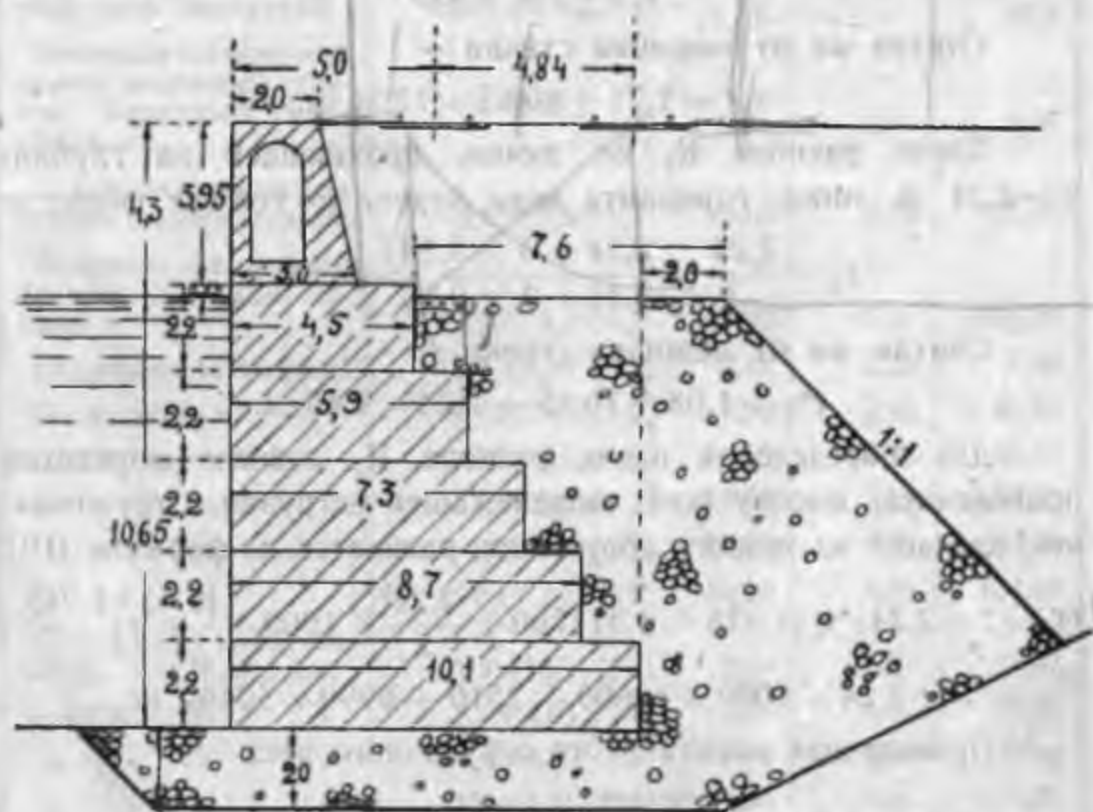
$$R_2 + R_3 = -79 s^3 - 1965 s^2 + 10060 s + 20400,$$

и взяв от этой суммы первую производную по  $s$ , приравняем нулю:

$$\frac{d(R_2 + R_3)}{ds} = -237s^2 - 3930s + 10060 = 0.$$



Черт. № 24.



Черт. № 25.

Решая это уравнение относительно  $s$ , находим:

$$s = \frac{-3930 + \sqrt{3930^2 + 4 \times 237 \times 10060}}{2 \times 237} = 2,24 \text{ м.}$$

Подставляя полученное значение  $s$  в выражение распоров  $R_2$  и  $R_3$  и в формулу (14), находим:

$$R_2 = 203 \times 2,24^2 + 3880 \times 2,24 = 1020 + 8680 = 9700 \text{ кг.}$$

$$R_3 = -79 \times 11,23 - 2168 \times 4,98 + 6180 \times 2,24 + 20400 = \\ = -885 - 10850 + 13850 + 20400 \approx 22500 \text{ кг.}$$

$$\operatorname{tg} \psi = 0,684 - 0,354 = 0,33, \text{ откуда } \psi = 18^\circ 15'.$$

Общий распор на 1 пог. м. длины всей стенки набережной равняется сумме полученных значений распоров.

$$R = 6900 + 9700 + 22500 = 39100 \text{ кг.}$$

Теперь перейдем к определению точки приложения этого распора, для чего определим предварительно точки приложения отдельных составляющих всей суммы распора и затем по этим данным найдем положение равнодействующей.

Плечо распора  $R_1$ , от горизонта воды, будет по формуле (6):

$$r_1 = \frac{4,3}{3} \times \frac{4,3 + 3 \times 1,335}{4,3 + 2 \times 1,335} = 1,71 \text{ м.}$$

Считая же от подошвы стенки —

$$r_1^0 = 1,71 + 10,65 = 12,36 \text{ м.}$$

Плечо распора  $R_2$  от линии, проходящей на глубине  $s = 2,24$  м. ниже горизонта воды, будет, по той же формуле:

$$r_2 = \frac{2,24}{3} \times \frac{2,24 + 3 \times 9,58}{2,24 + 2 \times 9,58} = 1,08 \text{ м.}$$

Считая же от подошвы стенки, —

$$r_2^0 = 1,08 + 10,65 - 2,24 = 9,49 \text{ м.}$$

Для определения плеча распора  $R_3$  сначала определим приведенную высоту всей вышележащей нагрузки. Огрузочный вес, давящий на призму обрушения, равняется, по формуле (19):

$$\Theta' = (2 + 2,24) \times (1,335 + 4,3) 1700 + \frac{2,24^2}{2} \times 1000 + \frac{(2 \times 2 + 2,24)}{2} \times \\ \times 2,24 \times 1000 = 40600 + 2510 + 6990 = 50100 \text{ кг.}$$

Приведенная высота этого огрузочного веса

$$h_r = \frac{50100}{(2 + 2,24)} \times \frac{1}{1000} = 11,84 \text{ м.}$$



Отсюда плечо распора будет:

$$r_3 = \frac{(10,65 - 2,24)}{3} \times \left[ \frac{8,41 + 3 \times 11,84}{8,41 + 2 \times 11,84} \right] = 3,84 \text{ м.}$$

Зная точки приложения действия отдельных распоров, определим общий опрокидывающий момент на всю стенку.

$$M_0 = R_1 r_1 + R_2 r_2 + R_3 r_3 = 6900 \times 12,36 + 9700 \times 9,49 + 22500 \times 3,84 = 263700 \text{ кг.} \times \text{м.}$$

Общее положение равнодействующей распора будет:

$$r = \frac{263700}{39100} = 6,73 \text{ м.}$$

С. Определение элементов устойчивости всей стенки в целом.

Наименование частей стенки.	Подсчет для определения веса.	Вес в тоннах.	Плечо относит. ребра опрокид. в метрах.	Момент устойчивости в тонно-метрах.
Надводная надстройка, учитывая что она облегчена галлереей.	$\left(\frac{2+3}{2}\right) \times 3,95 \times 2,2 =$	+21,75	1,27	27,6
	$1,25 \times 2,7 \times 2,2 =$	-7,42	1,12	-8,3
Земляная засыпка над задней наклонной стенкой надводной надстройки . . . . .	$\frac{1 \times 3,95}{2} \times 1,7$	14,33		19,3
Земляная засыпка над первым рядом массивов.	$3,95 \times 1,5 \times 1,7$	3,36	2,67	8,95
Земляная засыпка над бермой каменной отсыпи . . . . .	$5,6 \times 4,3 \times 1,7$	10,10	3,75	37,90
Надводная часть I мас.	$4,5 \times 0,35 \times 2,2$	40,90	7,3	299,00
Подводная » »	$4,5 \times 1,85 \times 1,2$	3,47	2,25	7,80
II ряд массивов . . . . .	$5,9 \times 2,2 \times 1,2$	9,96	2,25	22,40
III » » . . . . .	$7,3 \times 2,2 \times 1,2$	15,59	2,95	46,00
IV » » . . . . .	$8,7 \times 2,2 \times 1,2$	19,28	3,65	70,30
V » » . . . . .	$10,1 \times 2,2 \times 1,2$	22,97	4,35	99,70
Столб кам. наброски над выступ. II ряда мас.	$1,4 \times 1,85 \times 1,0$	26,66	5,05	134,70
то же над. III » »	$1,4 \times 4,05 \times 1,0$	2,59	5,2	13,47
» » IV » »	$1,4 \times 6,25 \times 1,0$	5,66	6,6	37,40
» » V » »	$1,4 \times 8,45 \times 1,0$	8,75	8,0	70,00
Итого . . . . .	—	11,84	9,4	111,30
		195,46	—	978,22

Отсюда находим, что равнодействующая вертикальных сил устойчивости расположена в следующем расстоянии  $q$  от ребра опрокидывания:

$$q = \frac{978,22}{195,46} = 5,01 \text{ м.}$$

#### Д. Статический метод проверки устойчивости стенки.

Определим положение кривой давления в подошве стенки по формуле (22).

$$x = \frac{978,22 - 263,70}{195,46} = 3,66 \text{ м.}$$

В виду того, что ширина подошвы основания стенки равна 10,1 м., то  $x > \frac{10,1}{3}$  и, следовательно, кривая давления проходит в средней трети.

От центра площади подошвы кривая давления проходит в расстоянии

$$e = 5,05 - 3,66 = 1,39 \text{ м.}$$

Тогда каменная наброска под подошвой основания стенки будет испытывать следующие напряжения:

у ребра опрокидывания—

$$\delta_{\max} = \frac{195,46}{10,1} \left( 1 + \frac{6 \times 1,39}{10,1} \right) = 35,1 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 3,51 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2},$$

у внутреннего ребра—

$$\delta_{\min} = \frac{195,46}{10,1} \left( 1 - \frac{6 \times 1,39}{10,1} \right) = 3,4 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 0,34 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\mu = \frac{M_y}{M_0} = \frac{978,22}{263,70} = 3,71.$$

Коэффициент устойчивости на скольжение всей стенки по каменной постели по формуле (25).

$$\tau_{11} = \frac{195,46 \times 0,70}{39,1} = 3,48.$$

Определим коэффициент устойчивости на скольжение стенки вместе с частью каменной постели из наброски по грунту, предположив в запас прочности, что каменная наброска, двигаясь по грунту, не встретит сопротивления со стороны впереди лежащего грунта.

Определим вес той призмы каменной наброски, которая может сдвинуться вместе со стенкой.

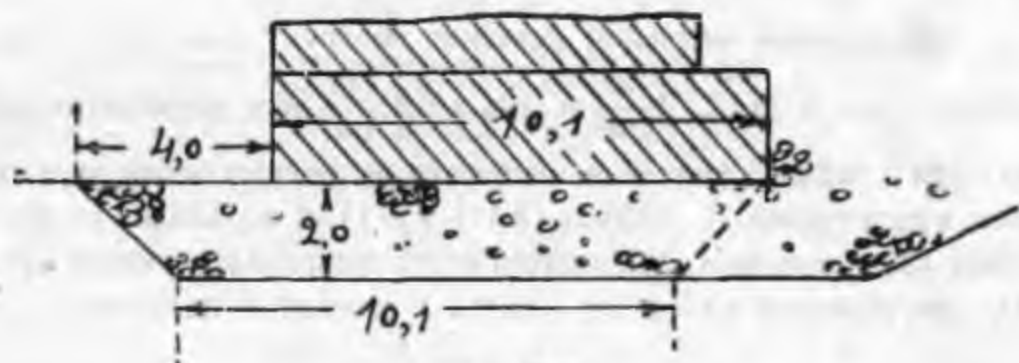
На 1 пог. м. по длине стенки — объем каменной наброски, которая может сдвинуться вместе со стенкой, будет (черт. № 26).

$$\frac{14,1 + 10,1}{2} \times 2,0 = 24,2 \text{ м}^3.$$

Отсюда вес этой наброски  $24,2 \times 1,0 = 24,2$  тон.

Общий вес стенки с наброской будет:

$$195,46 + 24,2 = 219,66 \text{ тон.}$$



Черт. № 26.

Тогда при коэффициенте трения наброски по грунту, равном 0,33 — коэффициент безопасности на сдвиг по грунту стенки набережной вместе с частью наброски будет:

$$\tau_{из} = \frac{219,66 \times 0,33}{39,1} = 1,85 > 1,25.$$

Теперь определим давление на грунт по формулам (28) Среднее давление подошвы стенки на каменную наброску:

$$\sigma_s = \frac{195,46}{10,1 \times 1,0} = 19,22 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2},$$

тогда давление на грунт будет:

$$\max \sigma_k = \frac{35,1}{19,22} \times \frac{195,46}{(10,1 + 4) 1,0} + 1,0 \times 2 = 25,25 + 2 = 27,25 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2}$$

$$\min \hat{\sigma}_k = \frac{3,4}{19,22} \times \frac{195,46}{(10,1 + 4) 1,0} + 1,0 \times 2 = 2,45 + 2 = 4,45$$

$$\text{или } \max \hat{\sigma}_k = 2,73 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2},$$

$$\min \hat{\sigma}_k = 0,45 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

В среднем же  $\hat{\sigma}_k = 1,59 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ .

Е. Условный метод расчета для проверки устойчивости грунта под основанием стенки.

Предположим, что у нас под основанием стенки грунт такой, что его угол естественного откоса (под водой) =  $25^\circ$  и вес его в воде  $\gamma = 1.000 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ .

При наличии значений давления на грунт, как выше определено,  $\max \sigma = 2,73 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$  и  $\min \sigma = 0,45 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$  и в предположении, что эти крайние значения напряжений расположены друг от друга в расстоянии  $(l + 2d) = 10,1 + 4 = 14,1$  м., найдем по формулам (23) величину эксцентриситета равнодействующей всех сил, действующих на стенку вместе с каменной постелью:

$$e = \left( \frac{\max \sigma \times l}{\Theta} - 1 \right) \frac{l}{6},$$

в нашем случае:

$$e_1 = \left[ \frac{27,3 \times (14,1)}{195,46 + 14,1 \times 2 \times 1,0} - 1 \right] \times \frac{14,1}{6} = 1,7 \text{ м.}$$

и, следовательно, эта равнодействующая проходит от наиболее напряженной точки грунта в расстоянии  $\frac{14,1}{2} - 1,7 = 5,35$  м.

На основании указаний, сделанных в § 2 главы IV настоящего руководства, приведем неравномерную нагрузку по площади к случаю равномерной нагрузки, расположенной на менее широкой площади.

Предположим, что все вертикальное давление  $\Theta$ , неравномерно распределенное по площади  $14,1 \times 1,0$  м<sup>2</sup>., будет равномерно распределено по площади  $(5,35 \times 2) \times 1,0$  м<sup>2</sup>.,

тогда равномерная нагрузка в этом случае будет:

$$q = \frac{195,46 + 14,1 \times 2}{10,7} = 20,9 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2}$$

По принятым обозначениям в главе IV § 1 настоящего руководства,

$$f = \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} 25^\circ = 0,466,$$

$$\mu = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = 2,46.$$

Подставляя эти значения в формулы (46) и (48), получим:

$$\alpha = - \frac{4 \times 2,46^2 + 4 \times 2,46 + 1}{12 \times 2,46^2 \times 0,466^2} = - 2,73,$$

$$\beta = \frac{-8 \times 2,46^3 + 42 \times 2,46^2 - 6 \times 2,46 - 1}{108 \times 2,46^3 \times 0,466^3} +$$

$$\frac{1,0 \times 10,7 \sin 50^\circ - 4 \times 20,9}{4 \times 1,0 \times 2,46 \times 10,7 \sin^2 25^\circ} = 0,734 - 3,925 = - 3,19.$$

Подставляя эти значения в (43), получим:

$$x^2 - 2,73 x - 3,19 = 0;$$

возьмем  $x_1 = 2,05$

$$x_2 = 2,05 - \frac{8,62 - 5,6 - 3,19}{12,6 - 2,73} = 2,05 + \frac{0,17}{9,87} = 2,067,$$

тогда

$$x_3 = 2,067 - \frac{8,83 - 5,64 - 3,19}{12,81 - 2,73} = 2,067 - \frac{0}{10,08} = 2,067,$$

подставляя это значение в (49)

$$Z = 2,067 - \frac{4 \times 2,46 - 1}{6 \times 2,46 \times 0,466} = 0,78$$

и подставляя числовые значения в (37)

$$A = 1,0 \times 2,46 \times 10,7 \times 0,466 = 12,3,$$

$$B = 1,0 \times 10,7 (2,46 - 1) = 15,6,$$

$$C = 1,0 \times 10,7 \times 0,466 - 2 \times 20,9 = -36,82,$$

$$D = 2 \times 0,466 \times 20,9 = 19,5,$$

$$\text{получаем } J = \frac{10,7}{2} \times$$

$$\times \frac{12,3 + 0,78^3 + 15,6 \times 0,78^2 - 36,82 \times 0,78 + 19,5}{1 + 0,466 \times 0,675} =$$

= 25 тон.

Таким образом, мы получили, что уже распор, силой 25,0 т., может вызвать в грунте под стенкой деформацию и при грунте с углом естественного откоса, равным  $25^\circ$ , такая стенка не будет устойчива.

Если предположить, что грунт под стенкой имеет угол естественного откоса  $40^\circ$  и тот же удельный вес 1 тон. в 1 куб. м., то получим следующие величины:

$$f = \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} 40^\circ = 0,839,$$

$$\mu = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) = 4,60,$$

$$\alpha = \frac{4 \times 4,6^2 + 4 \times 4,6 + 1}{12 \times 4,6^2 \times 0,839^2} = 0,581,$$

$$\beta = \frac{-8 \times 4,60^3 + 42 \times 4,6^2 - 6 \times 4,6 - 1}{108 \times 4,6^3 \times 0,839^3} + \frac{10,7 \times 1,0 \times \sin 80^\circ - 4 \times 20,9}{4 \times 1,0 \times 4,6 \times 10,7 \sin^2 40^\circ} = 0,0117 - 0,9 = -0,8883,$$

$$x^3 - 0,581x - 0,888 = 0$$

при  $x_1 = 1,1$

$$x_2 = 1,1 - \frac{1,331 - 0,639 - 0,888}{3 \times 1,21 - 0,581} = 1,1 + \frac{0,196}{3,049} = 1,164,$$

берем  $x = 1,16$ ,

$$\text{тогда } Z = 1,16 - \frac{4 \times 4,6 - 1}{6 \times 4,6 \times 0,839} = 0,41$$

$$A = 1,0 \times 4,6 \times 10,7 \times 0,839 = 41,3$$

$$B = 10,7 \times 1,0 (4,6 - 1) = 38,5$$

$$C = 10,7 \times 1,0 \times 0,839 - 2 \times 20,9 = -32,82$$

$$D = 2 \times 0,839 \times 20,9 = 35,1, \text{ откуда получаем:}$$

$$J = \frac{10,7}{2} \times \frac{41,3 \times 0,41^3 + 38,5 \times 0,41^2 - 32,82 \times 0,41 + 35,1}{1 + 0,839 \times 0,41} = 123 \text{ тон.}$$

В виду того, что из грунтов, находящихся под водой, только одна плотная глина обладает большим углом естественного откоса—из приведенного примера можно вывести заключение, что массивовые стенки набережных, передающих на грунт относительно большое давление, при наличии песчаных или других грунтов, обладающих сравнительно невысоким углом естественного откоса под водой, могут делаться лишь для причалов небольших глубин, где распор относительно небольшой.

Для глубин же более 30', при наличии под основанием грунтов с небольшим естественным откосом, необходимо применять какие-либо другие системы набережных.

### Г. Проверка прочности стенки в промежуточных швах.

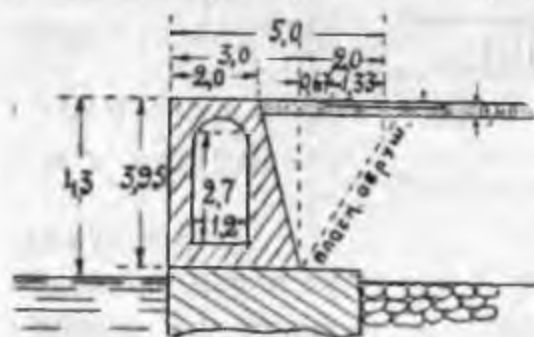
1) Распор, приходящийся на надводную надстройку при расстоянии оси первого пути в 5 м. от кордона набережной (черт. № 27).

В данном случае можно принять, что временная нагрузка не покрывает собой всей призмы обрушения, а оставляет незагруженной участок, шириной 0,67—0,25 м.

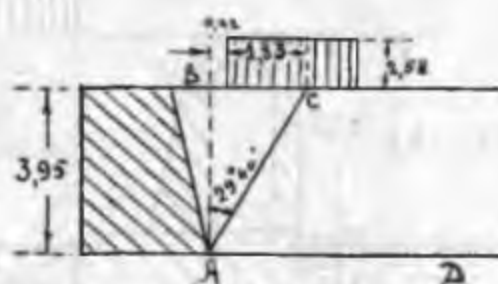
В этом случае временную нагрузку возьмем равной

$$\frac{90}{(2,66 + 2 \times 0,25) \times (6 + 2 \times 0,25)} = 4,38 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2},$$

где 2,66 м. есть длина шпал, 6,0 м.—расстояние между крайними осями паровоза и 0,25 м.—толщина балластного слоя.



Черт. № 27.



Черт. № 28.

Определим по формуле (7) положение призмы обрушения,

при чем  $h_0 = \frac{4,38}{1,7} = 2,58$  м.

$$\operatorname{tg} \alpha = -\operatorname{tg} 35^\circ + \sqrt{(1 + \operatorname{tg}^2 35^\circ) \left[ 1 + \frac{2 \times 0,42 \times 2,58}{3,95 (3,95 + 2 \times 2,58) \operatorname{tg} 35^\circ} \right]}$$

$$= -0,700 + \sqrt{1,49 (1 + 0,086)} = 0,57,$$

откуда  $\alpha = 29^\circ 40'$

$$\text{и } R_1 = \frac{1,7 \frac{3,95}{2} (3,95 + 2 \times 2,58) 0,57 - 1,7 \times 2,58 \times 0,42}{\operatorname{tg} (29^\circ 40' + 35^\circ)} = 6,93 \text{ тон.}$$

Определим плечо распора (черт. № 28).

Общий центр тяжести призмы обрушения с временной нагрузкой находится в расстоянии:

от BC

$$\frac{1,83 \times 2,58 \times (0) + \frac{2,25 \times 3,95}{2} \times \frac{3,95 \times 2}{3}}{1,83 \times 2,58 + \frac{2,25 \times 3,95}{2}} = 0,64 \text{ м.}$$

от AB

$$\frac{1,83 \times 2,58 (0,915 + 0,42) + \frac{2,25 \times 3,95}{2} \times \frac{2,25}{3}}{1,83 \times 2,58 + \frac{2,25 \times 3,95}{2}} = 1,05 \text{ м.}$$

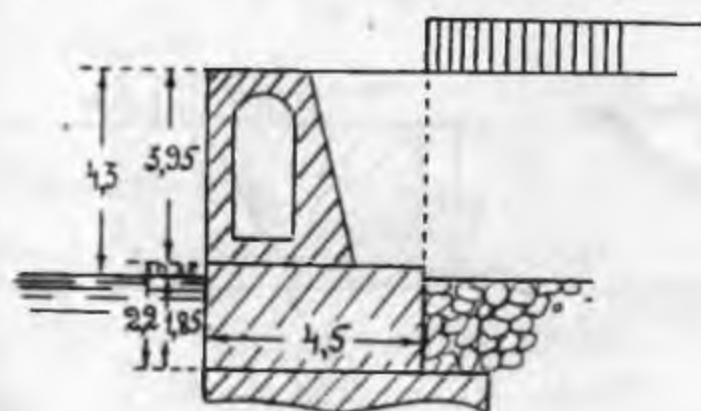
Линия, проведенная из этого центра тяжести параллельно линии AC, засечет линию BC в расстоянии 1,41 м., а следовательно, линию AB засечет в расстоянии от B, равном

$$\frac{1,41}{2,25} \times 3,95 = 2,48 \text{ м. и, значит, в расстоянии 1,47 м. от подошвы.}$$

Опрокидывающий момент будет:

$$M_0' = 1,47 \times 6,93 = 10,2 \text{ тон.} \times \text{м.}$$

2) Вся сумма распоров, приходящихся на надводную надстройку и первый массив, (черт. № 29), сла-



Черт. № 29.

гается из распора сухого грунта на глубину 4,3 м. и камня в воде на глубину 1,85 м.

Тогда  $R'_2$  (от сухого грунта), как определено было выше, равно 6.900 кг.

А от камня в воде при  $h_0 = \frac{2,27 + 4,3 \times 1,7}{1,0} = 9,57 \text{ м.}$

$$R''_2 = \frac{1000 \times 1,85^2}{2} \left[ 1 + 2 \frac{9,57}{1,85} \right] \operatorname{tg}^2 \left[ 45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right] = 3.320 \text{ кг.}$$

Общий распор  $R_2 = R'_2 + R''_2 = 6.900 + 3.320 = 10.220 \text{ кг.}$

Плечо распора сухого грунта, как определено выше, равно 1,71 м., а от основания первого массива  $= 1,71 + 1,85 = 3,56 \text{ м.}$



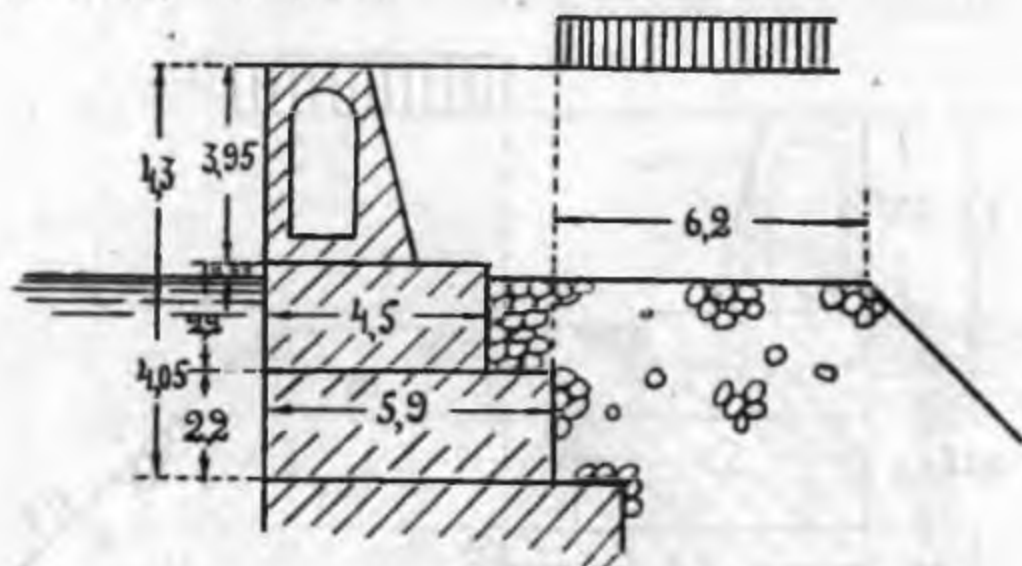
Плечо распора камня в воде

$$r''_2 = \frac{1,85}{3} \left[ \frac{1,85 + 3 \times 9,57}{1,85 + 2 \times 9,57} \right] = 0,896 \text{ м.}$$

Опрокидывающий момент:

$$M''_0 = 6,9 \times 3,56 + 3,32 \times 0,896 = 27,58 \text{ тон.} \times \text{м.}$$

3) Вся сумма распоров, приходящихся на надводную надстройку и два ряда массивов (черт. № 30), складывается из распора сухого грунта  $R'_3 = 6,9$  т. на глубину 4,3 м. и распора  $R''_3$  камня в воде на глубину 4,05 м.



Черт. № 30.

$$R''_3 = \frac{1,0 \times 4,05^2}{2} \left[ 1 + 2 \frac{9,57}{4,05} \right] \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right) = 8,02 \text{ тон.}$$

Общий распор  $R_3 = R'_3 + R''_3 = 6,9 + 8,02 = 14,92$  тон.

Плечо распора сухого грунта от подошвы нижнего массива

$$r'_3 = 1,71 + 4,05 = 5,76 \text{ м.}$$

Плечо распора мокрого камня

$$r''_3 = \frac{4,05}{3} \left( \frac{4,05 + 3 \times 9,57}{4,05 + 2 \times 9,57} \right) = 1,91 \text{ м.}$$

Общий опрокидывающий момент:

$$M'''_0 = 6,9 \times 5,76 + 14,92 \times 1,91 = 68,2 \text{ тон} \times \text{м.}$$

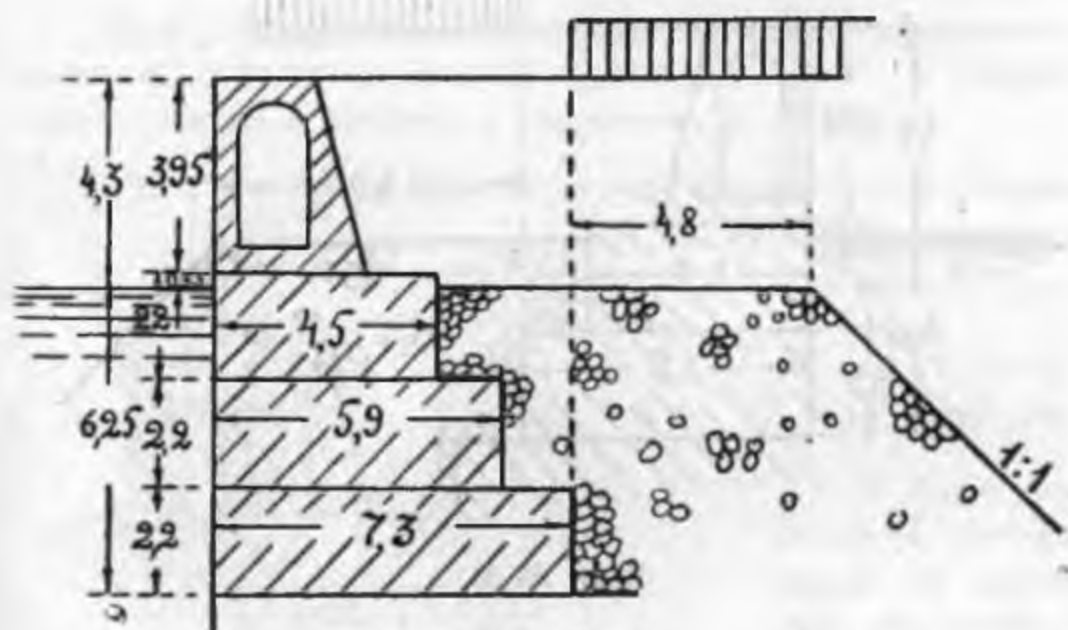
4) Общая сумма распоров, приходящихся на надводное строение и первые три ряда массивов (черт. № 31), складывается из распора сухого грунта = 6,9 т. и распора  $R''_4$  камня в воде на глубину 6,25 м.

$$R''_4 = \frac{1,0 \times 6,25^2}{2} \left( 1 + 2 \times \frac{9,57}{6,25} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right) = 13,6 \text{ тон.}$$

$$R_1 = R'_1 + R''_4 = 6,9 + 13,6 = 20,5 \text{ тон.}$$

Плечо распора сухого грунта от подошвы нижнего массива:

$$r'_4 = 1,71 + 6,25 = 7,96 \text{ м.}$$



Черт. № 31.

Плечо распора камня в воде:

$$r''_4 = \frac{6,25}{3} \left[ \frac{6,25 + 3 \times 9,57}{6,25 + 2 \times 9,57} \right] = 2,87 \text{ м.}$$

Общий опрокидывающий момент

$$M^V_0 = 6,9 \times 7,96 + 13,6 \times 2,87 = 94,1 \text{ тон} \times \text{м.}$$

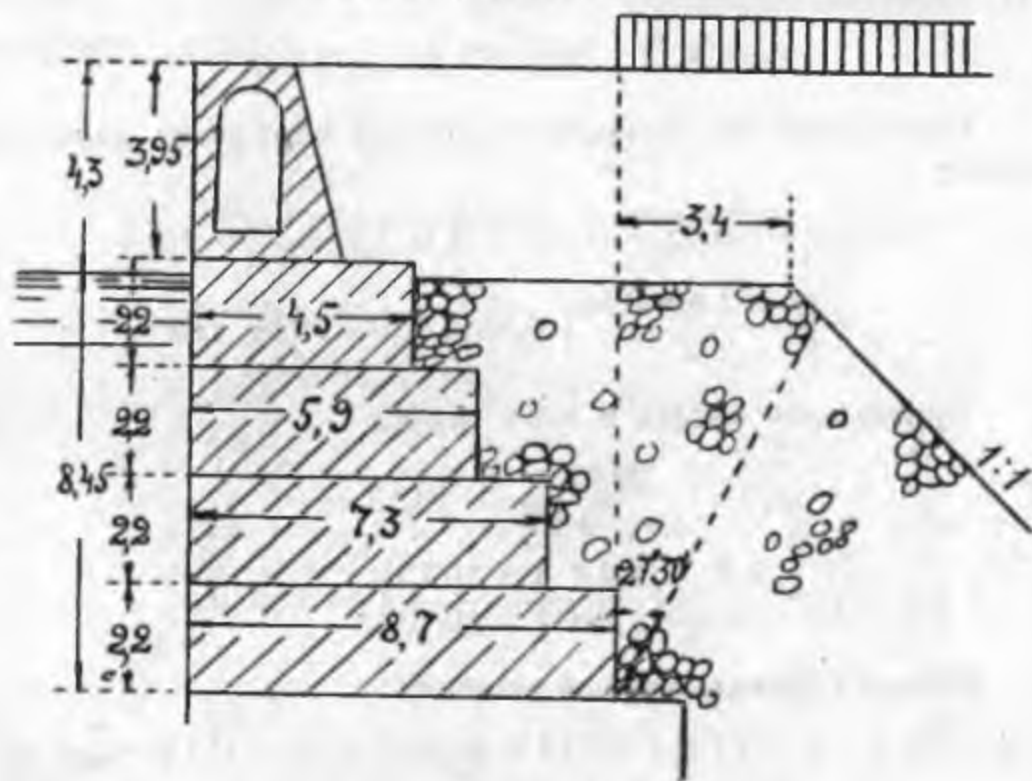
5) Общая сумма распоров, приходящихся на надводное строение и четыре верхних ряда массивов (черт. № 32), складывается—из распора  $R'_5$  сухого грунта = 6,9 т., распора  $R''_5$  от мокрого грунта на пока еще неизвестную глубину  $s$  и распора  $R'''_5$  от распора каменной отсыпи в воде на глубину  $(8,45 - s)$ .

По предыдущему, имеем:

$$R''_5 = 203 s^2 + 3880 s.$$

Для определения  $R'''_4$  найдем:

$$\begin{aligned} \Theta &= \frac{s^2}{2} 1000 + s \left[ 1700 (1,335 + 4,3) + 1000 \frac{(3,4 + 8,45)}{2} \right] + \\ &+ 3,4 \times 1700 (1,335 + 4,3) + \frac{3,4 \times 8,45 \times 1000}{2} = \\ &= 500 s^2 + 15500 s + 46900. \end{aligned}$$



Черт. № 32.

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{8,45 - 3,4 - 2s}{8,45 + 3,4} = 0,426 - 0,169s,$$

$$R''_5 = \Theta \operatorname{tg} \psi = -85s^3 - 2407s^2 - 1340s + 20000,$$

$$R'_5 + R''_5 = -85s^3 - 2204s^2 + 2540s + 20000,$$

$$\frac{d(R'_5 + R''_5)}{ds} = -255s^2 - 4408s + 2540 = 0, \quad \text{откуда}$$

$$s = 0,55 \text{ м.}, \text{ и, значит, } \operatorname{tg} \psi = 0,333, \text{ откуда } \psi = 18^\circ 30'.$$

$$R''_5 = 61 + 2135 = 2196 \text{ кг.}$$

$$R'''_5 = -14 - 728 - 1396 + 20000 = 17862 \text{ кг.}$$

Общая сумма распоров

$$R_5 = R'_5 + R''_5 + R'''_5 = 6,9 + 2,2 + 17,86 = 26,96 \text{ тон.}$$

Плечо распора сухого грунта от подошвы нижнего массива:

$$r'_5 = 1,71 + 8,45 = 10,16 \text{ м.}$$

Плечо распора мокрого грунта:

$$r'' = \frac{0,55}{3} \left( \frac{0,55 + 3 \times 9,57}{0,55 + 2 \times 9,57} \right) = 0,27 \text{ м.,}$$

а от подошвы массива:

$$r'''_5 = 8,45 - 0,55 + 0,27 = 8,17 \text{ м.}$$

Огрузочный вес, давящий на призму обрушения каменной отсыпи:

$$\begin{aligned} \Theta' = & (3,4 + 0,55) \times (1,335 + 4,3) \cdot 1,7 + \frac{0,55^2}{2} \cdot 1,0 + \\ & + \left( \frac{2 \times 3,4 + 0,55}{2} \right) \cdot 0,55 \times 1,0 = 39,97 \text{ тон.} \end{aligned}$$

Приведенная высота в этом случае:

$$h_r = \frac{39,97}{3,4 + 0,55} = 10,13 \text{ м.}$$

$$r'''_5 = \frac{7,9}{3} \times \left( \frac{7,9 + 3 \times 10,13}{7,9 + 2 \times 10,13} \right) = 3,58 \text{ м.}$$

Общий опрокидывающий момент:

$$M_0^v = 6,9 \times 10,16 + 2,2 \times 8,17 + 17,86 \times 3,58 = 153,9 \text{ тон} \times \text{м.}$$

(См. сводн. табл. на стр. 62—63).

## § 2. Набережная стенка из массивовой кладки, глубиной 35' с отметкой кордона над ординаром 4,3 м., с равномерным распределением давления по подошве.

### А. Принятые расчетные данные.

Настоящий пример, являющийся одним из вариантов проектов набережной для Туапсинского порта, предложенный автором настоящего руководства, приводится тут как для примера расчета, так и для сравнения выгодности с предыдущим вариантом, для чего принимаем те же расчетные данные.



	Шлаги ступеней по вертикали и по горизонтали.	Соответствующий распор.	Опрокидывающий момент.	Исчисление веса соответствующего элемента.	Вес в тоннах	Плечо веса относ. ребра опрокидыв. в метрах	Момент устойчивости в тонно-метрах	Коэффициент устойчивости.		Расстояние равнодейств. веса и распора от ребра опрокидывания в метрах	Напряжения.	
								На опрокидыв.	На скольжение		max $\delta$ .	min $\delta$ .
									$\frac{кг}{см^2}$	$\frac{кг}{см^2}$		
I.				21,75—7,42 земля. $\frac{1 \times 3,95}{2} \times 1,7$	14,33 3,36	— 2,67	19,3 8,95					
II.	6,93	10,2		Добавляется: 1) Земля над I массивом $3,95 \times 1,5 \times 1,7$ , 2) Надводн. часть I массива $4,5 \times 0,35 \times 2,2$ , 3) Подводн. часть I массива $4,5 \times 1,85 \times 1,2$ .	17,69 10,10 3,47 9,96	— 3,75 2,25 2,25	28,25 37,9 7,8 22,4	$\frac{28,25}{10,2} = 2,77$	$\frac{17,69 \times 0,7}{6,93} = 1,79$	$\frac{28,25 - 10,2}{17,69} = 1,02$	1,15	0,02
III.	10,22	27,58		Добавляется: 1) Земля над выступом II массива $4,30 \times 1,4 \times 1,7$ , 2) Каменная отсыпь над выступ. II массив. $1,4 \times 1,85 \times 1,0$ , 3) Второй массив $5,9 \times 2,2 \times 1,2$ .	41,22 10,22 2,59 15,59	— 5,2 5,2 2,95	96,35 53,2 13,47 46,0	$\frac{96,35}{27,58} = 3,34$	$\frac{41,22 \times 0,7}{10,22} = 3,82$	$\frac{96,35 - 27,58}{41,22} = 1,68$	1,61	0,22
	14,92	68,20			69,62	—	209,02	$\frac{209,02}{68,20} = 3,06$	$\frac{69,62 \times 0,7}{14,92} = 3,27$	$\frac{209,02 - 68,2}{69,62} = 2,11$	2,18	0,18

IV.				Добавляется: 1) Земля над выступом III массива $4,30 \times 1,4 \times 1,7$ , 2) Каменная отсыпь над выступом III массива $1,4 \times 4,05 \times 1,0$ , 3) Третий массив $7,3 \times 2,2 \times 1,2$ .	10,23 5,66 19,28	6,6 6,6 3,65	67,5 37,4 70,3					
V.	20,5	94,1		Добавляется: 1) Земля над выступом IV массива $4,30 \times 1,4 \times 1,7$ , 2) Каменная отсыпь над выступом IV массива $1,4 \times 6,25 \times 1,0$ , 3) Четвертый массив $8,7 \times 2,2 \times 1,2$ .	104,79 10,22 8,75 22,97	— 8,0 8,0 4,35	384,22 81,76 70,00 99,7	$\frac{384,22}{94,1} = 4,08$	$\frac{104,79 \times 0,7}{20,5} = 3,58$	$\frac{384,22 - 94,1}{104,79} = 2,77$	2,47	0,40
VI.	26,96	153,9		Добавляется: 1) Земля над выступом V массива $4,30 \times 1,4 \times 1,7$ , 2) Каменная отсыпь над выступом V массива $1,4 \times 8,45 \times 1,0$ , 3) Пятый массив $10,1 \times 2,2 \times 1,2$ .	146,73 10,23 11,84 26,66	— 9,4 9,4 5,05	635,68 96,2 111,3 134,7	$\frac{635,68}{153,9} = 4,13$	$\frac{146,73 \times 0,7}{26,96} = 3,8$	$\frac{635,7 - 153,9}{146,73} = 3,28$	2,93	0,44
	39,1	263,7			195,45	—	977,98	$\frac{977,98}{263,7} = 3,71$	$\frac{195,46 \times 0,7}{39,1} = 3,48$	$\frac{977,98 - 263,7}{195,46} = 3,66$	3,51	0,34

Для определения распора каменной отсыпи определим сначала вес призмы обрушения  $\Theta$ . Здесь этот вес складывается:

1) Из временной нагрузки и веса сухой земли на участке длиной  $(2 + s)$  м.  $= (1,335 + 4,3) \times 1700 (2 + s) = 19140 + 9570 s$ .

2) Веса треугольной призмы грунта в воде

$$\frac{s \times s}{2} \times 1.000 = 500 s^2.$$

3) Веса трапециoidalной призмы отсыпи, находящейся в воде с верхним основанием, соответствующим части бермы, равной 1,37 м., и нижним, равным  $1,37 + 1,341 s$  (при предположении, что плоскость, проведенная через нижние углы выступов массивовой стенки, имеет наклон к вертикали такой, что

tangens этого угла наклона равен  $\frac{3,0}{8,8} = 0,341$ ).

Этот вес  $= \frac{1,37 + (1,37 + 1,341 s)}{2} \times s \times 1000 = 1370 s + 670 s^2$

4) Веса треугольной призмы каменной наброски, ограниченной плоскостью наклона, проведенной через выступы стенки и плоскостью обрушения.

$$\begin{aligned} \text{Этот вес} &= \frac{1,37 + 1,341 s}{2} \times (10,65 - s) \times 1000 = \\ &= 7300 + 6455 s - 670 s^2. \end{aligned}$$

5) Веса четырех треугольных призм каменной отсыпи, расположенных между выступами массивовой стенки и наклонной плоскостью, проведенной по нижним углам этих выступов

$$4 \times \frac{0,75 \times 2,2}{2} \times 1000 = 3300 \text{ кг.}$$

6. Веса верхней призмочки, подобной последним четырем призмам, но с высотой 1,85 м.

$$\frac{0,63 \times 1,85}{2} \times 1000 = 582 \text{ кг.}$$

Всего, таким образом, вес призмы обрушения:

$$\Theta = 30322 + 17395 s + 500 s^2.$$

По предыдущему, выразим через  $s$  значение  $\text{tg}\psi$ :

$$4,02 - s\sqrt{2} = 11,08 \text{ tg}\psi \text{ или } \text{tg}\psi = 0,362 - 0,1275 s.$$

Подставляя полученное значение  $\text{tg}\psi$  в общее выражение значения распора

$$R_3 = \theta \text{tg}\psi = 11000 + 2430 s - 2034 s^2 - 64 s^3.$$

Сумма распоров  $R_2 + R_3 = 11000 + 6310 s - 1830 s^2 - 64 s^3$ .  
Взяв производную по  $s$  и приравняв это выражение нулю, определим значение  $s$ , которое дает  $\max (R_2 + R_3)$

$$6310 - 3660 s - 192 s^2 = 0,$$

откуда  $s = 1,61$  м.

Тогда, подставляя полученное значение  $s$ , получаем.

$$R_2 = 527 + 6240 = 6767 \text{ кг.}$$

$$R_3 = 11000 + 3910 - 5280 - 267 = 9363 \text{ кг.}$$

При данном значении  $s$  получается, что  $\text{tg}\psi = 0,362 - 0,205 = 0,157$ , откуда  $\psi = 8^\circ 55'$ .

В виду того, что задняя стенка набережной имеет обратный уклон и, следовательно, как это выведено ранее, полученное значение распора на такую стенку должно быть соответственно уменьшено, ибо очевидно, что под выступами массивов некоторые части вертикальных поверхностей не будут испытывать распора.

В виду того, что глубина  $s = 1,61$  м.  $< 1,85$  м, и, таким образом, можно принять, что распор  $R_2$  приходится целиком против вертикальной поверхности верхнего массива, то подлежит уменьшению лишь распор  $R_3$ .

По формуле (8) новое значение:

$$R'_3 = R_3 (1 - \text{tg}\beta \text{tg}\psi) = 9363 \times (1 - 0,341 \times 1) = 6180 \text{ кг.}$$

Отсюда общая сумма распоров, действующих на стенку, будет:

$$R = R_1 + R_2 + R_3 = 6900 + 6770 + 6180 = 19850 \text{ кг.}$$

Теперь определим точки приложения каждой составляющей общей суммы распора и тогда можем определить величину опрокидывающего момента.

Точка приложения распора  $R_1$ , как определено в § 1:  $r_1 = 1,71$  м, а от подошвы  $r_1^0 = 12,36$  м. Плечо распора  $R_2$  будет:

$$r_2 = \frac{1,61}{3} \left( \frac{1,61 + 3 \times 9,57}{1,61 + 2 \times 9,57} \right) = 0,78 \text{ м,}$$

а от подошвы  $r_2^0 = 10,65 - 1,61 + 0,78 = 9,82$  м.



Для определения плеча распора  $R_3$  предварительно определим величину приведенной высоты всей выше лежащей нагрузки, для чего определим ее вес:

$$\Theta' = 19140 + 9570 \times 1,61 + 500 \times 1,61^2 + \frac{(2+1,61) + 2}{2} \times 1,61 \times 1000 = 40350 \text{ кг.}$$

$$\text{Приведенная высота } h_r = \frac{40350}{(2 + 1,61) \cdot 1.000} = 11,18 \text{ м.}$$

Тогда плечо распора:

$$r_3 = \frac{10,65 - 1,61}{3} \left( \frac{9,04 + 3 \times 11,18}{9,04 + 2 \times 11,18} \right) = 4,08 \text{ м.}$$

Общий опрокидывающий момент получается:

$$M_0 = 6,9 \times 12,36 + 6,77 \times 9,82 + 6,18 \times 4,08 = 176,9 \text{ тон} \times \text{м.}$$

### С. Определение элементов устойчивости.

Наименование частей стенки.	Подсчет для определения веса.	Вес.	Плечо относит. ребра опрокидыван.	Момент устойчивости.
Надводная надстройка, учитывая, что она облегчена галлерей . . . . .	$\left(\frac{2+3}{2}\right) \times 3,95 \times 2,2 - 1,25 \times 2,7 \times 2,2$	+21,75 - 7,42	1,27 1,12	+27,6 - 8,3
Земляная засыпка над задней наклонной стенкой надводной надстройки . . . . .	Итого . .	14,33	—	19,3
Земляная засыпка над первым рядом массивов . . . . .	$\frac{1 \times 3,95}{2} \times 1,7$	3,36	2,67	8,95
Надводная часть I м.	$3,95 \times 5,0 \times 1,7$	33,60	5,5	184,80
Подводная " "	$8,0 \times 0,35 \times 2,2$	6,15	4,0	24,6
II ряд массивов .	$8,0 \times 1,85 \times 1,2$	17,75	4,0	71,0
III " "	$7,25 \times 2,2 \times 1,2$	19,14	3,625	69,4
IV " "	$6,5 \times 2,2 \times 1,2$	17,16	3,25	55,6
V " "	$5,75 \times 2,2 \times 1,2$	15,18	2,875	43,6
Итого . .	—	139,87	—	510,45

Отсюда находим, что равнодействующая вертикальных сил проходит от ребра опрокидывания на расстоянии

$$q = \frac{510,45}{139,87} = 3,65 \text{ м.}$$

#### Д. Статический метод проверки устойчивости.

По предыдущему определим положение кривой давления в подошве стенки:

$$x = \frac{510,45 - 176,9}{139,87} = 2,39 \text{ м.}$$

От центра площади основания кривая в расстоянии:

$$e = 2,5 - 2,39 = 0,11 \text{ м.}$$

Тогда напряжения, передаваемые каменной наброске от подошвы стенки будут:

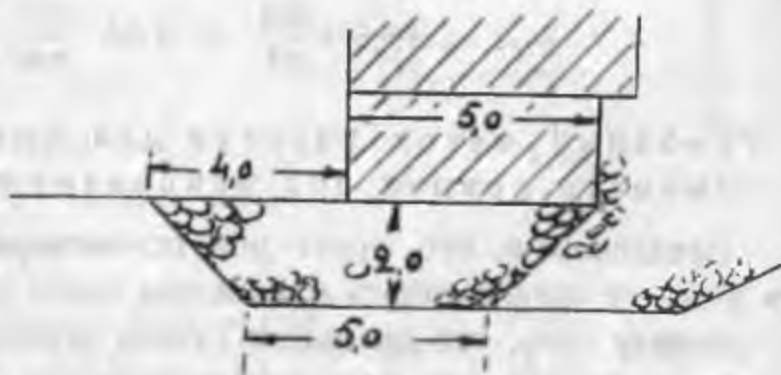
$$\max \delta = \frac{139,87}{5,0} \left[ 1 + \frac{6 \times 0,11}{5,0} \right] = 31,6 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 3,16 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

$$\min \delta = \frac{139,87}{5,0} \left[ 1 - \frac{6 \times 0,11}{5,0} \right] = 24,3 \text{ » } 2,43 \text{ »}$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\mu = \frac{510,45}{176,9} = 2,89$$

Коэффициент устойчивости на скольжение всей стенки по каменной постели



Черт. № 34.

$$\tau_1 = \frac{139,87 \times 0,7}{19,85} = 4,93.$$

Коэффициент устойчивости на скольжение стенки вместе с каменной постелью по грунту, не учитывая сопротивления грунта, лежащего впереди (черт. № 34).

Вес каменной постели, которая подвинется вместе со стенкой:

$$\frac{9 + 5}{2} \times 2,0 \times 1,0 = 14,0 \text{ т.}$$

Общий вес стенки с наброской:

$$139,87 + 14,0 = 153,87t.$$

При коэффициенте трения наброски по грунту, равном 0,33, получим коэффициент устойчивости на сдвиг стенки с частью своей постели:

$$\gamma_1 = \frac{153,87 \times 0,33}{19,87} = 2,56.$$

Определим давление на грунт.

Среднее давление подошвы стенки на наброску:

$$\delta_s = \frac{139,87}{5,0 \times 1,0} = 27,97 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 2,8 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Тогда давление на грунт будет:

$$\begin{aligned} \max \delta_k &= \frac{31,6}{27,97} \times \frac{139,87}{(5 + 4) \times 1,0} + 2,0 \times 1,0 = 17,55 + \\ &+ 2 = 19,55 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 1,96 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \min \delta_k &= \frac{24,3}{27,97} \times \frac{139,87}{(5 + 4) \times 1,0} + 2,0 \times 1,0 = 13,5 + \\ &+ 2 = 15,5 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 1,56 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \end{aligned}$$

Е. Условный метод расчета для проверки устойчивости грунта под основанием стенки.

Предположим, что грунт под основанием стенки такой, что угол его естественного откоса под водой равен  $25^\circ$ .

В виду того, что основание стенки передает на подсыпку не вполне равномерное давление, приведем его к эквивалентному равномерному давлению, как это указано в § 2 главы IV.

Как выше определилось, кривая давления проходит в расстоянии 2,39 м. от ребра опрокидывания.

Приняв, что все давление стенки передается равномерно на ширину  $2,39 \times 2 = 4,78$  м, получим, что равномерное давление, передаваемое стенкой каменной наброске, будет:

$$\frac{139,87}{4,78} = 29,2 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2}$$

Последнее давление, передаваясь через слой каменной наброски толщиной в 2 м. и распространяясь под углом в  $45^\circ$ ,

передается на площадь  $(4,78 + 2 \times 2) 1,0 = 8,78 \text{ м}^2$  и, таким образом, давление на грунт будет, учитывая добавочное давление от веса слоя каменной наброски:

$$\frac{139,87}{8,78} + 2 = 15,9 + 2 = 17,9 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 1,78 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

По принятым обозначениям в главе IV § 1, можем написать

$$f = \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} 25^\circ = 0,466$$

$$\mu = \operatorname{tg}^2 (45 + \varphi_2) = 2,46$$

Подставляя эти значения в формулы (46) и (48), получим:

$$x = - \frac{4 \times 2,46^2 + 4 \times 2,46 + 1}{12 \times 2,46^2 \times 0,466^2} = - 2,73,$$

$$z = \frac{- 8 \times 2,46^3 + 42 \times 2,46^2 - 6 \times 2,46 - 1}{108 \times 2,46^3 \times 0,466^3} +$$

$$\frac{1,0 \times 8,78 \sin 50^\circ - 4 \times 17,9}{4 \times 1,0 \times 2,46 \times 8,78 \sin^2 25^\circ}$$

$$= 0,734 - 4,21 = - 3,476 = - 3,48.$$

Подставляя эти значения в (43), получим:

$$x^3 - 2,73x - 3,48 = 0.$$

Возьмем  $x_1 = 2,2$

$$x_2 = 2,2 - \frac{10,64 - 6,0 - 3,48}{14,54 - 2,73} = 2,2 - \frac{1,16}{11,81} = 2,102,$$

берем  $x_2 = 2,1$

$$x_3 = 2,1 - \frac{9,26 - 5,73 - 3,48}{13,23 - 2,73} = 2,1 - \frac{0,05}{10,50} = 2,095.$$

Принимаем  $x = 2,10$ .

Подставляя это значение в (49):

$$Z = 2,1 - \frac{4 \times 2,46 - 1}{6 \times 2,46 \times 0,466} = 0,81.$$

Подставляя числовые значения в (37):

$$A = 1,0 \times 2,46 \times 8,78 \times 0,466 = 10,1,$$

$$B = 1,0 \times 8,78 (2,46 - 1) = 12,82,$$

$$C = 1,0 \times 8,78 \times 0,466 - 2 \times 17,9 = - 31,71,$$

$$D = 2 \times 0,466 \times 17,9 = 16,7$$

и затем в (36), получаем:

$$J = \frac{8,78}{2} \times \frac{10,1 \times 0,81^3 + 12,82 \times 0,81^2 - 31,71 \times 0,81 + 16,7}{1 + 0,466 \times 0,81} = 15,20 \text{ тон.}$$

Таким образом, и в этом примере пришли к тому же заключению, как и в предыдущем, что при наличии под стенкой набережной грунта, обладающего углом естественного откоса в  $25^\circ$ —стенка оказывается неустойчива, ибо распор, приходящийся на стенку, равен около 20 т на 1 пог., а при распоре в 15,2 т грунт должен начать деформироваться.

Р. Сравнение выгодности этого варианта профиля набережной с предыдущим примером.

а) Количество материала.

	I пример.	II пример.
Количество бетонной кладки на 1 пог.м	82,5 куб. м	71,5 куб. м
Количество черпания для устройства котлована под постель . . . . .	34,5 »	24,3 »
Количество каменной наброски в постели . . . . .	34,5 »	24,3 »
Количество каменной наброски сзади стенки. . . . .	100,42 »	80,6 »

б) Полученные результаты расчета.

	I пример.	II пример.
Напряжение под ребром опрокидывания на каменную наброску .	3,51 $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$	3,16 $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$
Наибольшее напряжение на грунт .	2,73 »	1,96 »
Коэффициент безопасности на скольжение по наброске . . . . .	3,48	4,96
Коэффициент безопасности на скольжение по грунту без учета отпора грунта. . . . .	1,85	2,56
Отношение полученной величины наименьшего распора, который может вызвать деформацию грунта к величине распора полученного по расчету . . . . .	0,64	0,76

Из приведенных сравнительных данных видно, что при почти равном напряжении в наброске под ребром опрокидывания все прочие условия устойчивости на 20%—40% во втором варианте являются большими.

В отношении же количества материала 1 вариант требует бетонной кладки на 14%, черпания под основания—на 40% и каменной наброски—на 28,5% больше, чем для второго варианта.

Таким образом, для набережных с большими глубинами причальных линий, при наличии хорошего грунта под основанием, является более выгодным ставить стенку с «опрокинутым» профилем, применительно к той стенке, которая рассчитана во II примере.

## II. РАСЧЕТ НАБЕРЕЖНЫХ СТЕНОК ИЗ ИСПОЛИНСКИХ ЖЕЛЕЗО-БЕТОННЫХ ЯЩИКОВ

Из примеров, приведенных в предыдущем расчете видно, что набережные стенки, сложенные из массивовой кладки, при больших глубинах дают такие напряжения в грунте, что являются мало устойчивыми.

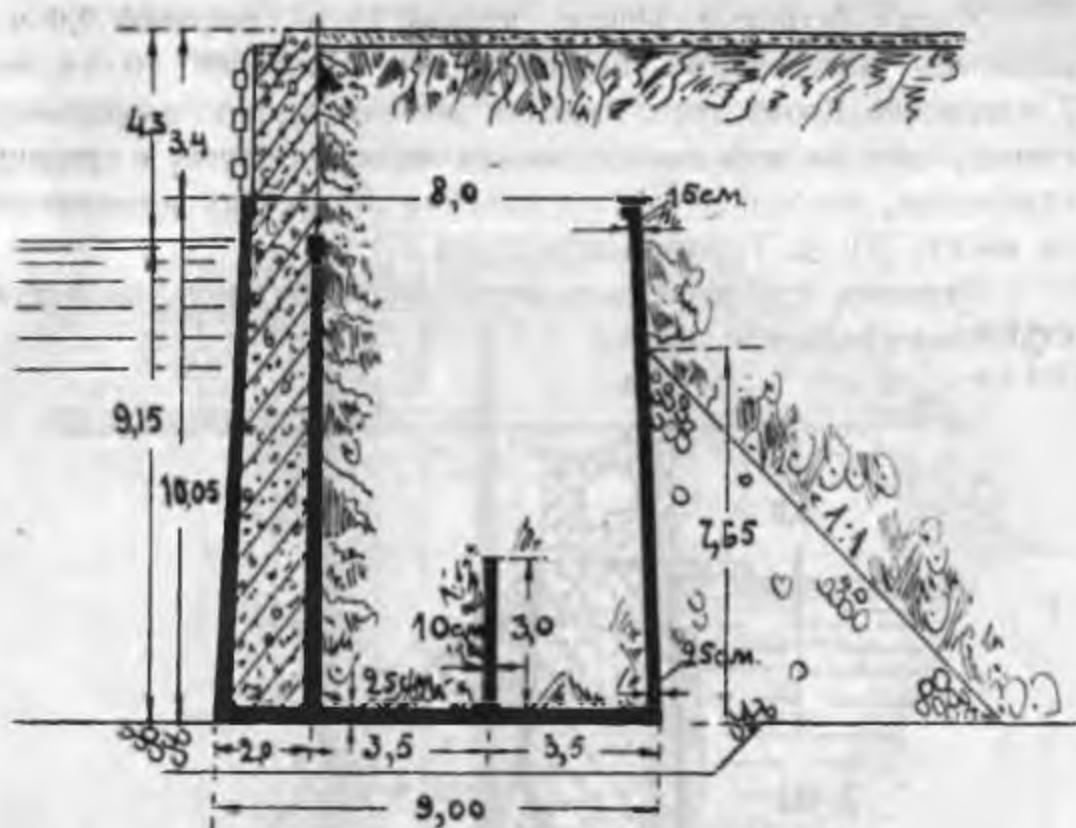
Практика также показывает, что фактически редкая стенка набережной, сложенная из массивов, не дала бы после некоторого ряда лет известного наклона или выпучины по отношению к прямой линии, проведенной от начала набережной до конца.

Помимо указанного, постройка набережной из массивовой кладки требует очень длинного срока для ее исполнения, ибо укладка массивов при наличии на работах двух плавучих кранов, из которых один подает массивы на понтон, а другой устанавливает их в стенку набережной, позволяет, как средний максимум, установить в день 15 массивов, что при глубине набережной в 35' позволит в день сделать от 1,5 до 2,5 пог. м набережной.

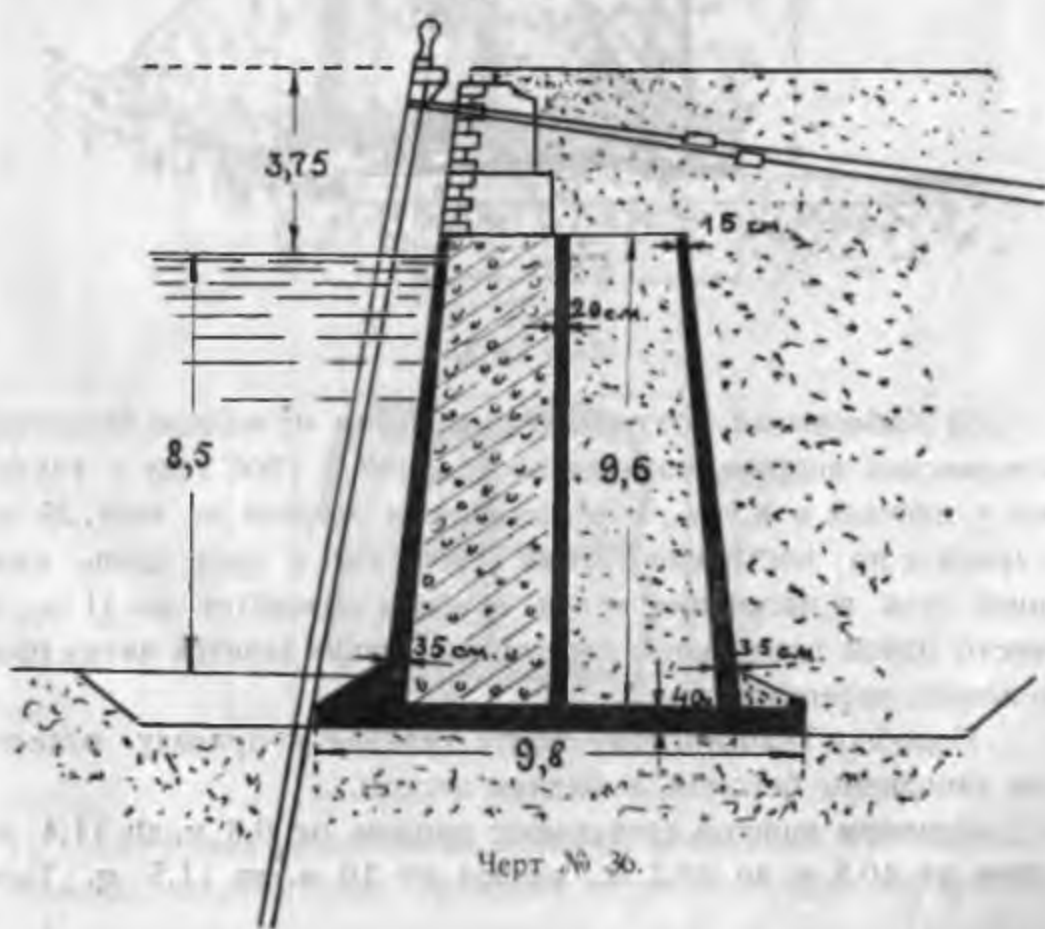
Кроме всего прочего, набережные стенки из массивовой кладки, в особенности при относительно больших глубинах, обходятся значительно дороже всяких других типов, почему последнее время за границей да и у нас начали переходить к свайным набережным или же набережным, сооруженным из исполинских железобетонных ящиков.

Как пример различных типов набережных из железобетонных ящиков можно указать следующие:

1) Набережная уширения Южного мола в Туапсинском порту, построенная в 1915 году, глубиной 30 фут. Поперечный профиль таковой изображен на чертеже № 35.



Черт. № 35.

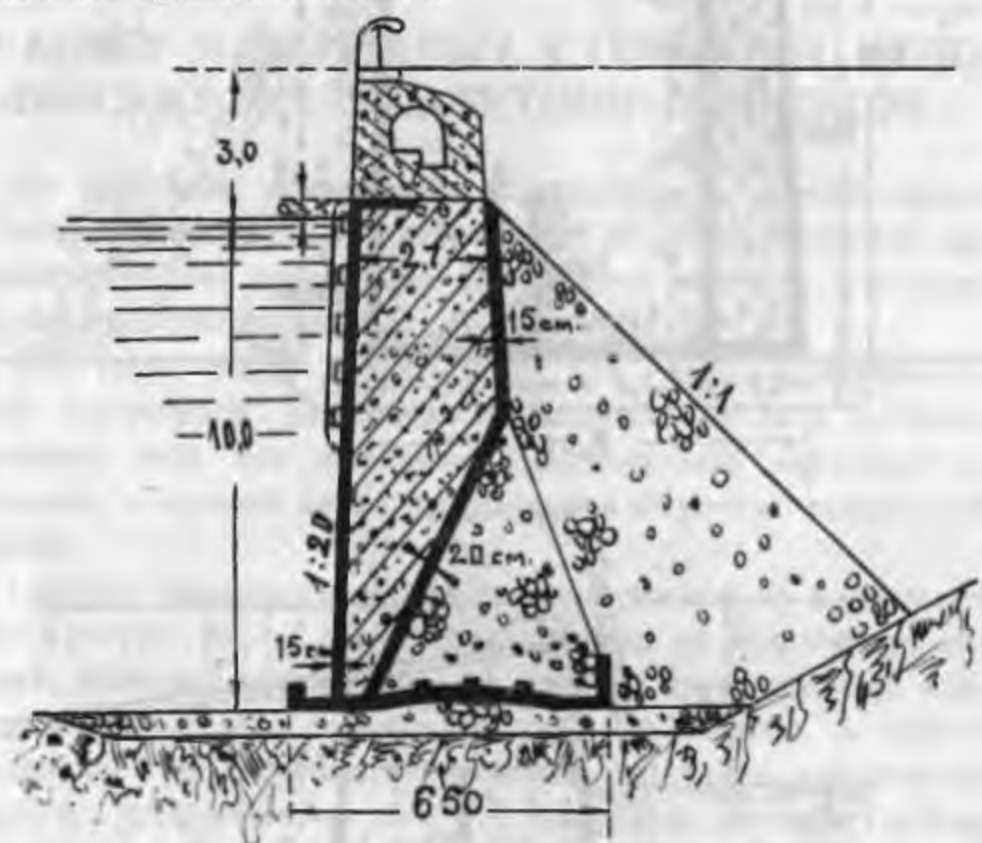


Черт № 36.



Железо-бетонные ящики, длиной 25 м., шириной 9,0 м., разделены поперечными перегородками, толщиной 10 см, на 7 отделений. Кроме того, имеются две внутренних продольных стенки, одна высокая во всю высоту ящика, а другая в средних отделениях, высотой 3,0 м, а в крайних отделениях поднимается на высоту 5,0 м. Толщина дна 25 см.

Переднее отделение заполнено тощим бетоном, а задние отделения гравием и песком.



Черт № 37.

2) Набережная Роттердамского порта из железобетонных исполинских ящиков, начатая постройкой в 1908 году с глубиной у причала в 8,5 м., изображенная в разрезе на черт. № 36, сохранила по настоящее время свой тип с той лишь разницей, что в настоящее время глубина доводится до 11 м., и вместо одной продольной перегородки, ящик делится двумя продольными перегородками.

Подобно Туапсинскому порту, крайние к причалу отделения заполнены бетоном, а задние песком.

Размеры ящиков следующие: ширина от 9,8 м. до 11,4 м., длина от 40,5 м. до 49,2 м., высота от 10 м. до 11,5 м. Тол-



Талькагуано. Поперечный разрез такой набережной изображен на чертеже № 37.

Здесь ширина днища ящиков взята 6,5 м ширина по-верху 3,0 м, и длина каждого ящика 10 м. Ящики разделены каждый одной поперечной перегородкой. Толщина днища и стенок от 15 до 20 см. Днищу придана выпуклость с подъемом в  $7\frac{1}{2}$  см для большей устойчивости.

Ящики изготовлялись на наклонном эллинге в лежачем положении и так спускались в воду. В таком положении их отводили к месту установки и там помощью плавучего крана ставили их в вертикальное положение, и, заполняя водой, опускали на место.

4) Наконец, весьма экономный тип набережной из железобетонных ящиков дает проект набережной для Йокагамского порта, изображенный на чертеже № 38.

Здесь каждый ящик длиной 13,75 м. с шириной днища в 8 м. разделен одной продольной внутренней перегородкой пополам и четырьмя поперечными перегородками на пять отделений. Наружным стенкам каждого отделения придана цилиндрическая форма, отчего весьма выгодно используется бетон. Затем для получения лучшего распределения давления по подошве крайние отделения к причалу не полностью заполняются бетоном, а в них оставляются цилиндрические пространства, которые впоследствии заполняются водой. Задние отделения заполняются тощим бетоном. Толщина наружных стенок внизу 30 см. и уступами переходит в 15 см. кверху. Внутренние стенки имеют толщину в 20 и 15 см. Днище в средней части имеет толщину 75 см., а в выступающих частях 1,00 м.

## Г Л А В А I

### Определение устойчивости ящика на плаву.

После выбора типа ящика и предварительного эскизного определения внешних наружных размеров последнего из условия его устойчивости во время последующей его службы в стенке набережной, переходят к определению устойчивости ящика на плаву. При этом, в виду того, что отдельные размеры отдельных частей ящика еще неизвестны, приходится таковыми задаться на основании существующих примеров, при чем, произведя пред-

варительно эскизный расчет и этим поверив взятые размеры отдельных частей, перейти уже к детальному расчету.

## **§ 1. Определение веса ящика и расположения центра тяжести.**

Практическое указание в данном вопросе сводится к следующему: отдельно определяются веса отдельных частей ящика, обладающих простейшими геометрическими формами. Например, берется дно, затем берутся отдельно продольные стенки, далее берутся поперечные стенки, торцовая и промежуточная отдельно, если они разного сечения, наконец, добавляются вуты и балки, если таковые имеются. Если ящик симметричен в своем поперечном сечении, то определяется расстояние центра тяжести каждого отдельного элемента, относительно плоскости дна ящика, если же ящик не симметричен, то берутся две оси, координат и центры тяжести каждого из элементов определяются относительно указанных двух произвольных осей.

Затем, умножая вес каждого из элементов на расстояние его центра тяжести до выбранной плоскости, получаем статические моменты веса относительно данной плоскости для каждого из элементов. Просуммировав статические моменты и разделив сумму на вес ящика, получаем расстояние центра тяжести ящика от выбранной плоскости координат.

При этом нужно отметить, что в случае если поперечное сечение ящика не симметрично и центр тяжести оказывается лежащим далеко от средней вертикальной линии, проведенной по середине относительно наружных очертаний ящика, то иногда бывает необходимо искусственно центр тяжести ящика переместить ближе к средней линии, для чего может потребоваться сделать противовес в виде ли засыпки в части ящика на дно баласта или устройства бетонного прилива.

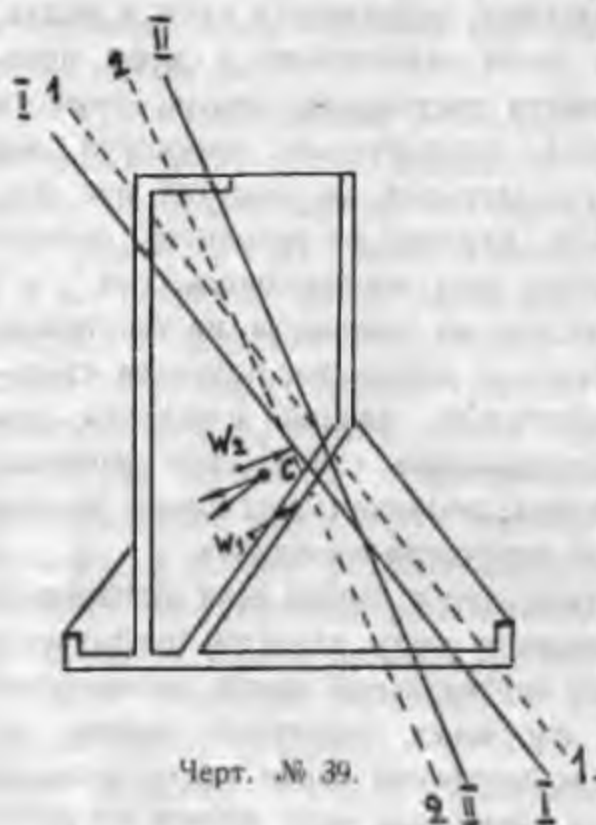
## **§ 2. Определение глубины осадки и расположения метacentра.**

Зная вес ящика и, таким образом, зная об'ем воды, вытесняемой ящиком в случае его спуска на воду, легко определить его глубину осадки, если наружные его очертания оказываются симметричными, и центр тяжести ящика находится на средней линии, проведенной относительно наружных очертаний наружных стенок ящика. В этом случае, имея об'ем воды, который

должен вытеснить ящик, и зная наружные очертания наружных стенок, и полагая, что ящик должен плавать вертикально, находим ту глубину, до которой ящик погрузится в воду.

При этом необходимо отметить, что удельный вес морской воды несколько больше единицы и 1 куб. м. морской воды весит около 1,014 тонны.

Для ящиков с несимметричным поперечным сечением и, таким образом, не имеющих средней линии (например, ящики типа Талькагуано) приходится определять положение ящика на



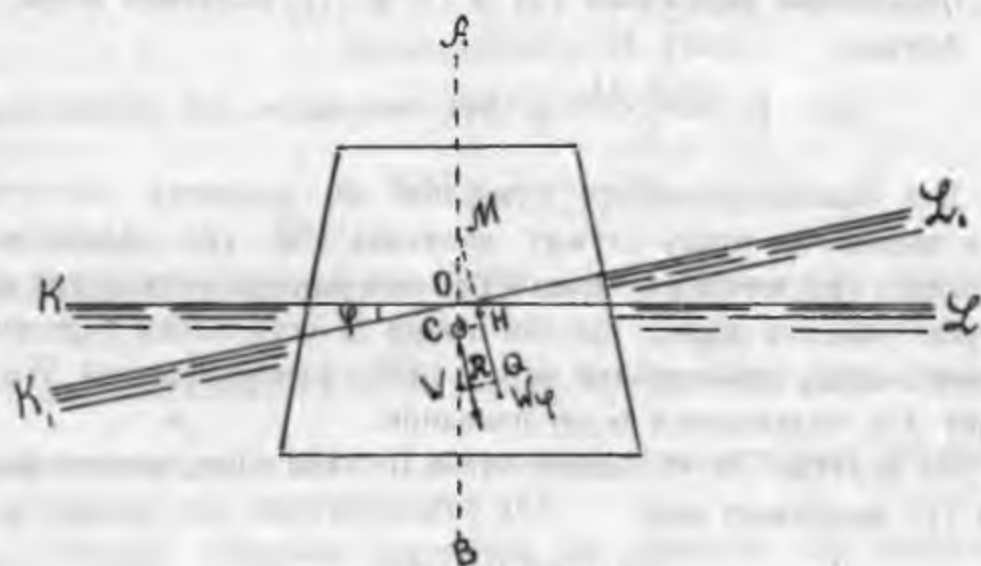
плаву путем приблизительного подбора, имея в виду то обстоятельство, что центр тяжести ящика и центр тяжести вытесняемой ящиком воды должны находиться на одной вертикальной линии.

Для этого приходится, занеся на лист бумаги наружные очертания поперечного сечения ящика и центр его тяжести, для начала провести линию предполагаемого расположения горизонта воды, положим линию 1-1. По этой линии, которую мы провели наугад, определяем тот объем воды, который

должен был бы вытеснить ящик, если бы он погрузился в воду до этой линии. Положим, что этот объем оказался более того, который фактически по своему весу должен вытеснить ящик, тогда уже можно провести линию I-I достаточно точно, которая будет соответствовать объему воды, фактически вытесняемому ящиком. После этого, найдя центр водоизмещения  $W_1$ , соответствующий этому предположенному положению ящика на плаву, и проведя из центра тяжести ящика  $C$  и из указанного центра водоизмещения две силы, перпендикулярные к линии I-I увидим, что образуется пара сил, которая стремится ящик повернуть на плаву в другое положение.

Проводим новую линию 2-2 и если объем воды, соответствующий этой линии, не соответствует объему воды, который должен быть вытеснен ящиком, то проводим уже опять с достаточной точностью линию II-II. Аналогично предыдущему проводим из нового центра водоизмещения  $W_2$  и из центра тяжести две силы, перпендикулярные линии II-II.

Сравнивая между собой полученные значения и знак момента пары сил в обоих предположениях, проводим новые и новые линии, пока не подойдем к такому положению, когда центр тяжести и центр водоизмещения окажутся на одной вертикальной прямой (линии перпендикулярной горизонту воды) и, таким образом, ящик будет находиться в равновесии.



Черт. № 40.

Сопротивление наклону из вертикального положения называется статическим моментом устойчивости. Если назовем через  $P$  вес ящика (черт. № 40), то статический момент:

$$St = P(CH) - P(W\theta - WR) \dots \dots \dots (1)$$

На основании закона механики, при перемещении какой-либо одной частичной массы, принадлежащей к целой системе, происходит перемещение центра тяжести во всей системе в целом, при чем перемещения центра тяжести системы происходит по направлению параллельному пути перемещения центра тяжести частичной массы. Перемещение центра тяжести системы происходит на длину, которая относится к пути, проходимому частичной массой, как между собой относятся масса всей системы и частичной массы, которая переместилась.

Если мы назовем через  $v$  объем каждого из клиньев  $KOK_1$  и  $LOL_1$ , при чем при малых наклонах боковых граней можно без большой погрешности принять объемы последних, равными между собой, через  $V$  назовем объем водоизмещения, соответствующий весу ящика  $P$ , и через  $JJ_1$  назовем длину проекции центров тяжести обоих клиньев по линии  $K_1L_1$ , являющуюся горизонталью, то можно написать:

$$\frac{W\theta}{JJ_1} = \frac{V}{V} \text{ или } W\theta = \frac{V \times JJ_1}{V} \dots \dots \dots (2)$$

Из чертежа № 40 видно, что  $WR = WC \sin \varphi$  . . . . . (3)  
где  $\varphi$  есть угол наклона.

Подставляя выражения (2) и (3) в (1), получаем формулу Атвуда:

$$st = P \left( \frac{V \times JJ_1}{V} \pm WC \sin \varphi \right) \dots \dots \dots (4)$$

Для приблизительного суждения об условиях остойчивости ящика на плаву служит величина  $CM$ —так называемая метацентрическая высота или высота метацентра над центром тяжести ящика, при чем точка  $M$  есть точка пересечения вертикали, проведенной через центр водоизмещения  $W$  с линией  $AB$ , являющейся осью плавания.

Из чертежа № 40 видно, что  $CH = CM \sin \varphi$ , почему формула (1) принимает вид:

$$St = P \times CM \sin \varphi \dots \dots \dots (5)$$

Эта формула дает достаточную для практических целей точность при наклонах ящика до  $15^\circ$ .

Для небольших наклонов ящика положение метацентра может быть определено по формуле

$$WM = \frac{\text{момент инерции площади } KI.}{\text{водоизмещение}} \dots \dots \dots (6)$$

Действительно, для небольших углов наклона боковых граней можно принять, что  $KO = K'O = LO = L'O$  и следовательно клин  $KOK' = LOL'$ .

Из равенства (2), зная из чертежа № 40, что  $W\theta = WM \sin \varphi$ , можно написать равенство

$$WM = \frac{V \times JJ_1}{V \sin \varphi} \dots \dots \dots (7)$$

Объем каждого из клиньев  $KOK'$  и  $LOL'$  можно рассматривать, как площадь соответствующих треугольников  $KOK'$  и  $LOL'$ , умноженных на длину ящика.

Площадь же каждого из этих треугольников при принятом предположении, что  $KO=K'O=LO=L'O$  получается:

$$\omega = 1/2 OK^2 \sin \varphi$$

Отсюда, при длине ящика  $S$ , числитель равенства (7) приобретает вид:

$$v \times JJ_1 = 1/2 S \times OK^2 \sin \varphi \times JJ_1;$$

принимая же во внимание, что  $JO=OJ_1=OK \times 2/3$ , получаем:

$$v \times JJ_1 = 2/3 S \times OK^3 \sin \varphi,$$

Подставляя это выражение в (7), получаем:

$$WM = \frac{2/3 S \times OK^3}{V} \dots \dots \dots (8)$$

Принимая во внимание, что  $OK$  есть половина  $LK$ , числитель

$$(8) \text{ принимает вид } \frac{2/3 S \times KL^3}{8} = \frac{1}{12} S \times KL^3 \text{ или, иначе говоря,}$$

момент инерции площади, ватерлинии относительно продольной оси ящика, что подтверждает (6).

Таким образом, определив по формуле (6) расстояние метацентра от центра водоизмещения и зная расстояние между центром тяжести ящика и центром водоизмещения, определяем метацентрическую высоту или, иначе говоря, расстояние метацентра от центра тяжести.

**§ 3. Практические указания для определения размера груза, который может быть безопасно поставлен на борт ящика во время его плавания, и данные для установления минимальной величины метацентрической высоты, которую можно допустить.**

Из формулы (5) видно, что чем больше метацентрическая высота, тем большей устойчивостью обладает тело, которое плавает.

Для различного рода плавающих судов метацентрическая высота берется в пределах от 0,4 м. до 1,2 м., при чем больший предел относится к парусным яхтам и линейным кораблям.



Для железобетонных ящиков, служащих для сооружения набережной, можно метацентрическую высоту брать значительно меньшую, в особенности если, по плану работ, перемещение ящика на плаву от места спуска на воду до места установки будет происходить в пределах самого порта, под защитой внешних оградительных сооружений порта или же внутри естественной бухты, защищенной от волнения.

Действительно, в этих условиях достаточно иметь такой запас устойчивости, чтобы перегрузка одного борта, примерно, грузом около 5 тонн, не дала бы опасного крена.

Таким образом, для обычного типа ящиков, имеющих наружные симметричные очертания, является вполне достаточным иметь метацентрическую высоту от 0,15 до 0,20 м.

Задавшись определенным пределом крена ящика, который можно допустить  $\varphi$ , зная вес ящика  $P$ , его ширину по верху  $l$  и метацентрическую высоту  $M$ , можем определить величину груза  $p$ , который можно безопасно поставить на борт ящика из следующих соображений:

$$St = P \times M \sin \varphi = \frac{pl}{2},$$

откуда: 
$$p = \frac{2P \times M \sin \varphi}{l} \dots \dots \dots (9)$$

Если окажется, что метацентрическая высота недостаточна, то, не изменяя конструкции ящика, может быть достигнуто некоторое увеличение последней путем искусственного понижения центра тяжести посредством заливания на дно ящика слоя бетона или в некоторых случаях насыпания слоя баласта, при чем нужно иметь в виду, что этот прием имеет тот недостаток, что увеличивает вес ящика и этим требует усиления всех приспособлений, необходимых для спуска ящика в воду.

## Г Л А В А II

### Проверка прочности отдельных частей ящика.

Имея уверенность в том, что ящик во время плавания обладает достаточной устойчивостью, переходят к проверке прочности отдельных частей ящика и подбору сечения арматуры.

При этом нужно отметить, что для определения усилий в отдельных частях ящика приходится применять для разных

типов ящиков разные приемы, в зависимости от намеченного способа заполнения ящика при установке его на место заполнения в стенке набережной.

Стенки и дно ящика после спуска его в воду испытывают гидростатическое давление воды и являются как-бы нагруженными нагрузкой, которая стремится и стенки, и дно прогнуть внутрь ящика.

После заполнения ящика водой на месте его установки в стенке набережной, некоторые отделения ящика могут быть заполнены бетоном и тогда перед заполнением бетоном из этих отделений откачивают, обычно, находящуюся в них воду, почему стенки ящика и дно испытывают в это время гидростатическое давление, которое больше того, которое они испытывают во время плавания ящика.

Последнее же время ради экономии, а отчасти и ради удобства производства ремонта, все отделения, а иногда только и часть отделений ящика после установки его в стенку набережной, заполняют песком, гравием или же даже просто естественным грунтом. В этом случае очевидно наружные стенки ящика, которые с одной стороны будут омываться водой, а с другой стороны, изнутри, будут удерживать внутреннее заполнение ящика от высыпания—будут испытывать распор от внутреннего заполнения ящика и, таким образом, будут как бы нагруженными нагрузкой изнутри ящика, которая будет стремиться выгнуть наружные стенки наружу.

Таким образом, прежде чем приступить к расчету отдельных частей ящика, нужно решить вопрос, чем будет заполняться ящик после установки его на место.

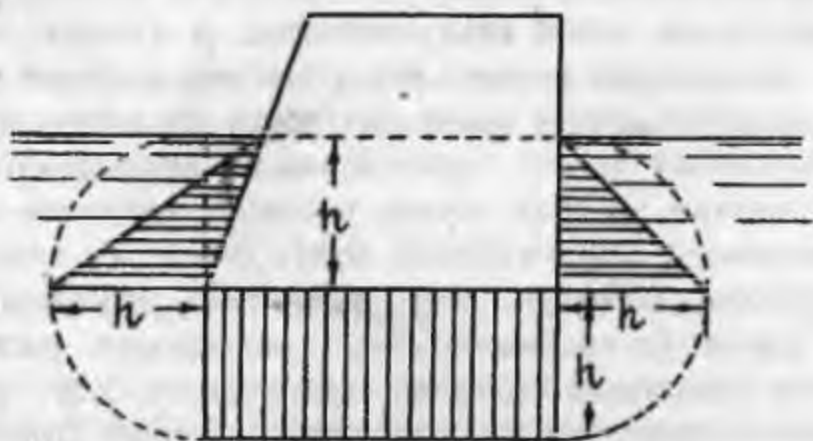
При этом нужно отметить, что заполнение всего ящика или даже части его бетоном, конечно, значительно удорожает стоимость набережной, и для экономии обычно бетонное заполнение производят лишь наружных отделений ящика ближайших к причальной линии. Заполнение же ящика песком, гравием или же просто грунтом, конечно, удешевляет и ускоряет работу, хотя нужно иметь в виду, что наружные стенки ящика в этом случае приходится делать несколько солиднее, чем при заполнении наружных отделений бетоном.

Кроме того, в случаях, если потребуется произвести ремонт набережной, оттого ли, что какой-либо ящик под действием распора наклонился и вышел из линии набережной, или

же сел вместе с грунтом больше, чем остальные, то при заполнении всех отделений ящика сыпучим материалом имеется возможность вычерпать таковой, откачав воду, поднять ящик на плав и, произведя нужный ремонт, установить его снова на место.

### § 1. Определение нагрузок на стенки и дно ящика от гидростатического давления воды.

Как это известно, гидростатическое давление жидкости в какой-либо элементарной площадке поверхности твердого тела, погруженного в эту жидкость, равно весу столба жидкости, высотой равной глубине данной элементарной площадки от поверхности жидкости с основанием, имеющим площадь, равную площади самой элементарной площадки, при чем, оказывается ли



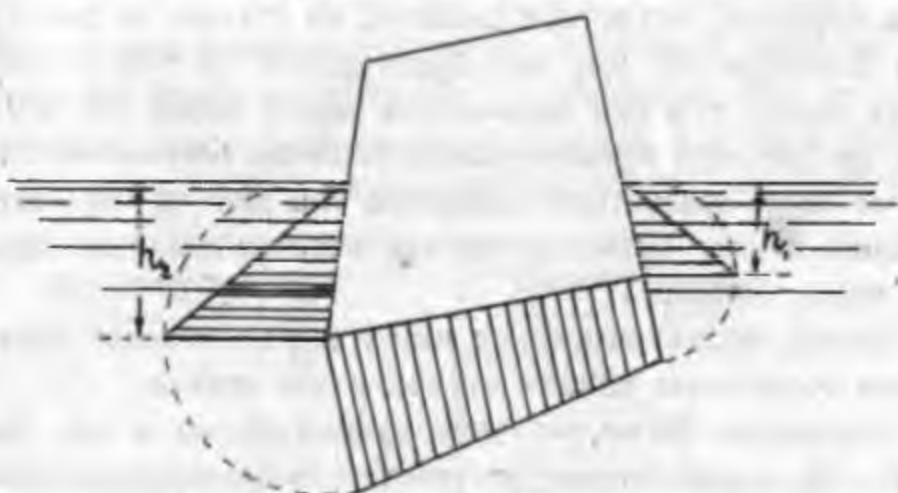
Черт. № 41.

выбранная площадка вертикально расположенной или горизонтально, или же, наконец, наклонно,—не изменяет силы давления жидкости.

Таким образом, нормальное давление воды на стенки и дно ящика легко определяется, как это видно из чертежа № 41, и особого пояснения не требует, при чем стенки ящика являются нагруженными треугольной нагрузкой все увеличивающейся к дну ящика, а дно ящика равномерно распределенной нагрузкой, при условии если дно ящика будет находиться в горизонтальном положении, а если дно будет наклонно расположено, то нагрузка на дно, как это видно из чертежа № 42, будет иметь вид трапециoidalной нагрузки.

Как выше указано, для определения расчетных усилий в отдельных частях ящика необходимо предварительно задаться способом производства работ при заполнении ящика.

Совершенно очевидно, что если ящик будет заполняться грунтом или песком, или щебнем, то нет никакой надобности перед этим заполнением отливать воду, находящуюся в ящике и служившую для его заполнения на месте установки. Поэтому, в этом случае, необходимо для определения усилий от гидро-

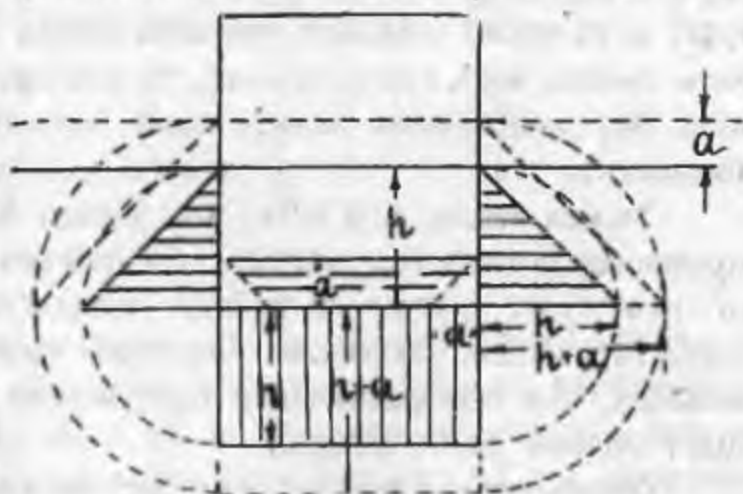


Черт. № 42.

статического давления в стенках и дне ящика применить следующий прием.

Положим, во время нахождения ящика на плаву он имеет осадку  $h$  (в метрах) (см. черт. № 43), тогда стенки у самого основания и дно будут испытывать давление  $\gamma h$  на 1 кв. метр площади, где  $\gamma$  есть удельный вес морской воды.

При установке ящика в стенку набережной его погружают на приготовленную постель, помощью наполнения его водой, при чем очевидно, что при постепенном наполнении его водой он будет постепенно погружаться в воду.



Черт. № 43.

Для большей наглядности приводимого рассуждения предположим, что стенки и дно ящика имеют бесконечно малую толщину, сохраняя тот же вес ящика. Тогда совершенно

очевидно, что если вовнутрь ящика налить воды столько, что она ляжет на дно слоем, высотой  $a$ , то и ящик в это время погрузится на глубину  $a$ . В этом случае наружная стенка у своего основания и дно будут испытывать давление воды снаружи на 1 кв. метр поверхности, равное  $(h + a) \gamma$ , а изнутри равное  $a\gamma$ . Таким образом, расчетное давление на стенки и дно у основания остается то же, ибо будет равно  $(h + a) \gamma - a\gamma = h\gamma$ . Отсюда видно, что при заполнении ящика водой для его погружения на дно, при предположении наличия бесконечно тонких стен и дна, расчетное давление на дно и на стенки у основания ящика остается равным первоначальному давлению, когда ящик плавал.

Теперь посмотрим, какое имеет значение наше допущение наличия бесконечно тонких стенок и дна ящика.

Совершенно ясно, что если стенки ящика и дно, как оно фактически и есть в натуре, имеют вполне определенные размеры, измеряемые сантиметрами, то если внутрь ящика на дно будет налит слой воды, толщиной  $a$ , то ящик погрузится на глубину меньшую, чем  $a$ , ибо полагая, что площадь наружной поверхности дна ящика равна  $\Omega$ , то для того, чтобы погрузить ящик на глубину  $a$  и этим вытеснить по весу  $\Omega \times a \times \gamma$  воды то для этого необходимо внутрь ящика налить тот же вес воды, а полагая, что горизонтальное сечение стенок ящика дна будет  $\omega$  и, таким образом, площадь netto, на которую может быть налита вода, будет  $(\Omega - \omega)$ , то для получения веса налитой воды  $\Omega a \gamma$  необходимо налить слой воды  $(\Omega - \omega) \times a_1 \times \gamma$ , где очевидно  $a_1 > a$ .

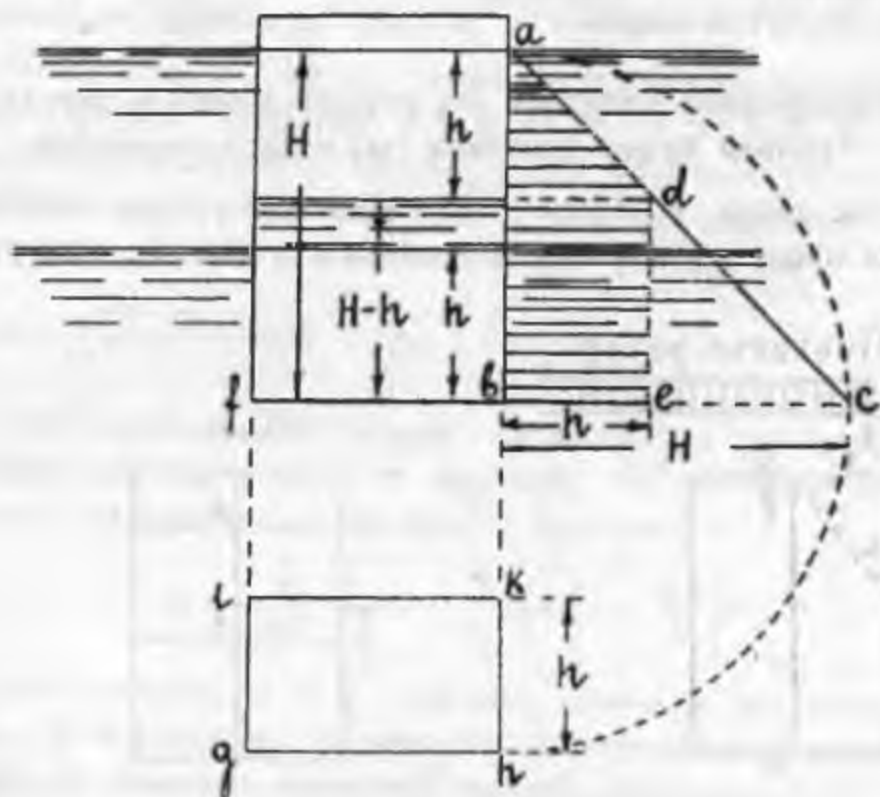
Отсюда видно, что если мы расчет будем вести в предположении устройства ящика с бесконечно тонкими стенками, то это будет расчет в пользу прочности, в виду того, что гидростатическое давление изнутри приходится принимать меньшим, чем оно фактически будет, и этим расчетное давление будет больше фактического.

Теперь посмотрим, к чему же мы пришли в результате наших рассуждений. Если по прежнему назовем глубину осадки ящика во время плавания  $h$ , а глубину его погружения при установке в стенку набережной  $H$ , то при принятом предположении о бесконечно тонких стенках очевидно, что разность горизонтов воды внутри ящика и снаружи будет во все время погружения ящика сохраняться равной величине осадки  $h$ , при

первоначальном положении ящика на плаву, и в тот момент, когда ящик станет на дно, слой воды, налитый на дно ящика, будет  $H - h$ .

Отсюда стенки ящика снаружи будут испытывать давление, изображенное на чертеже № 44 треугольником  $abc$  со сторонами  $ab = bc = H$ . Но изнутри ящика в противовес этому давлению стенки ящика будут также испытывать давление воды, изображенное треугольником  $dec$  со сторонами  $de = ec = H - h$ .

Вычитая один треугольник из другого, получаем трапецию  $abcd$ , которая изображает собой расчетную нагрузку водой,



Черт. № 44.

которую испытывает стенка. Иначе говоря, стенки ящика от дна на высоту  $H - h$  должны быть рассчитаны на равномерную нагрузку, равную  $h\gamma$  на 1 кв. м. площади, а начиная с высоты  $H - h$  до высоты  $H$ , должны быть рассчитаны на нагрузку, убывающую по треугольнику.

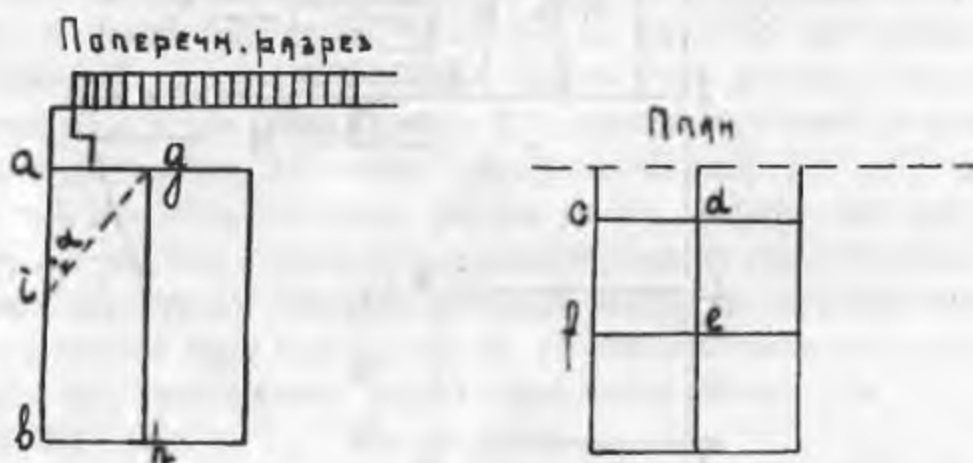
Также и дно, при погружении на постель, оказывается испытывающим снаружи равномерную нагрузку  $H\gamma$ , а изнутри равную  $(H - h)\gamma$ . Вычитая одну из другой, как имеющие разные направления, получаем, что расчетная нагрузка для дна равняется  $H\gamma - (H - h)\gamma = h\gamma$ , т.е. равняется той нагрузке,

которую дно испытывает во время своего первоначального плавания.

В случае если ящики по установке в стенку набережной будут, хотя бы в части своих отделений, заполняться бетоном, при чем бетонное заполнение будет производиться насухо, то перед бетонированием соответствующего отделения ящика необходимо предусмотреть откачку его от воды, и поэтому стенки этого отделения необходимо рассчитать на полную гидростатическую нагрузку снаружи, соответствующую глубине установки ящика на постель, при отсутствии нагрузки на стенки изнутри ящика.

## § 2. Определение нагрузок на стенки ящика в случае, если таковой будет заполнен сыпучим материалом.

Как выше указывалось, иногда внутреннее заполнение ящиков производится песком, гравием или даже просто грунтом.



Черт. № 45.

В этом случае та стенка ящика, которая, с одной стороны, загружена распором от внутренней засыпки, а с другой стороны, только омывается морской водой, будет испытывать усилие, стремящееся эту стенку выгнуть изнутри наружу.

В виду того, что внутренняя засыпка в этом случае находится как бы в силосе, ибо нормальный тип железо-бетонного ящика состоит из наружных стен с рядом промежуточных поперечных и продольных стенок, то для определения распора, приходящегося на наружную стенку, приходится применять особые формулы.

Из чертежа № 45 видно, что наружная стенка  $ab$  на некоторую высоту  $h$ , пока нам еще неизвестную, будет испытывать распор от внутренней засыпки, величина какового определяется по обычным формулам определения распора на стенку, ибо, очевидно, есть такая высота, где призма обрушения своей плоскостью обрушения еще не засекает противоположной стенки ящика.

Далее в глубь ящика, где уже обычно строящаяся призма обрушения начинает засекает противоположную стенку ящика, распор, очевидно, будет несколько меньше, ибо здесь уже приходится учитывать трение призмы обрушения о стенки ящика, что, очевидно, уменьшает распор.

Итак, если в плане—стенки отделения расположены по четырехугольнику  $cdef$ , при чем  $cd = fe = l$ , то, если вещество, являющееся заполнением ящика, имеет угол естественного откоса под водой —  $\varphi_1$ , то наибольшая призма обрушения будет иметь угол наклона своей плоскости скольжения с вертикалью

$$\alpha = \left( \frac{90 - \varphi_1}{2} \right) = 45 - \frac{\varphi_1}{2}.$$

Если в поперечном разрезе провести из точки  $g$  линию под углом  $\alpha$  к вертикали, то получим, что эта линия засечет наружную стенку  $ab$  в точке  $i$ , при чем

$$ai = \frac{l}{\operatorname{tg} \alpha} \text{ или } = \frac{l}{\operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi_1}{2} \right)}.$$

Зная величину  $\varphi_1$  и  $l$ , находим величину  $ai$ , которая и явится той высотой  $h$ , до которой распор на стенку  $ai$  определяется по обычным формулам распора для стенок.

Дальше вглубь, на высоте  $ib$  распор на стенку придется определять по такой формуле, которая учитывала бы влияние окружающих стенок.

Профессор Н. А. Кашкаров в своем курсе «Железо-бетон» для определения величины распора в силосе дает следующие формулы:

Вертикальное давление в силосе на глубине  $H$  на квадратную единицу  $q = \frac{1}{m} \gamma \left( 1 - \frac{1}{emH} \right) \dots \dots \dots (10)$

$$\text{где } m = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_1}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi_2 \frac{u}{F}$$



$\varphi_1$ —угол естественного откоса под водой того материала, который является засыпкой внутри ящика.

$\varphi_2$ —угол трения засыпки по стенкам ящика.

$u$ —периметр стенок силоса.

$F$ —площадь поперечного сечения силоса.

$\gamma$ —вес кубической единицы объема засыпки в воде.

$e = 2,718$ .

Распор от внутренней засыпки в силосе на стенку на глубине  $H$ :

$$r = q \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi_1}{2} \right) \dots \dots \dots (11)$$

В силу того обстоятельства, что в большинстве случаев над внутренней засыпкой силоса или, как в данном случае, отделения ящика, находится еще надводная насыпка грунта, на которой еще может быть расположена временная нагрузка, то давление в отделении ящика на глубине  $H$  на квадратную единицу должно определяться по следующей формуле.

$$q = p + \gamma h_0 + \frac{1}{m} \gamma_1 \left( 1 - \frac{1}{e m H} \right) \dots \dots (12)$$

где  $p$ —есть временная нагрузка на 1 кв. единицу.

$\gamma$ —есть вес кубической единицы надводной насыпки грунта.

$h_0$ —высота последней насыпки.

### § 3. Определение усилий в отдельных частях ящика и практические указания для подбора сечения двойной арматуры.

Мысленно разбивая стенку ящика по высоте на отдельные пояса и определяя соответственно величину нагрузки, которую несут эти пояса, определяют величину изгибающих моментов в пролете стены (между поперечными стенками), и на опоре против поперечной стенки, где обычно производится усиление стенки помощью вута.

В виду общей жесткости ящика и того, что стенки ящика являются многопролетными плитами, можно сказать, что изгибающий момент в пролете

$$M = \frac{pl^2}{24} \dots \dots \dots (13)$$

где  $p$ —есть нагрузка на погонную единицу длины соответствующего пояса стенки.

$l$ —есть пролет стенки ящика или расстояние между поперечными стенками.

Изгибающий момент на опоре

$$M_0 = \frac{pl^2}{12} \dots \dots \dots (14)$$

Также и при расчете дна можно принять, что плита дна является закрепленной на опорах, а при условии расположения рабочей арматуры по двум направлениям, принять, что плита закреплена по контуру.

В первом случае плита дна рассчитывается по тем же формулам (13) и (14), что и стенки ящика, во втором же случае, если назвать короткую сторону контура плиты через  $a$ , а длинную через  $b$ , то изгибающие моменты в направлении короткой стороны будут:

посредине пролета  $M_a = \frac{p}{1+2\alpha^4} \times \frac{a^2}{24} \dots \dots \dots (15)$

на опоре  $M_{a^0} = \frac{p}{1+2\alpha^4} \times \frac{a^2}{12} \dots \dots \dots (16)$

и изгибающие моменты в направлении длинной стороны будут

посредине пролета  $M_b = \frac{p}{1+2\frac{1}{\alpha^4}} \times \frac{b^2}{24} \dots \dots \dots (17)$

на опоре  $M_{b^0} = \frac{p}{1+2\frac{1}{\alpha^4}} \times \frac{b^2}{12} \dots \dots \dots (18)$

где  $\alpha$ —отношение меньшего размера  $a$  к большему  $b$ .

При этом нужно сказать, что на единицу ширины плиты сечение арматуры, уложенной в направлении, параллельном длинной стороне, должно составлять не менее 20% от сечения такой же арматуры, уложенной в направлении, параллельном короткой стороне, даже в случае, если по расчету сечение первой арматуры получается меньшим.

В случае, если ящик будет загружаться песком, гравием или грунтом, каковая засыпка дает распор на стенку ящика изнутри, то для подбора сечения двойной арматуры в стенках ящика можно рекомендовать пользоваться графическими табли-

нами для расчета железобетонных сооружений, составленными проф. Н. А. Кашкаровым.

Действительно, каждый пояс стенки испытывает во время плавания или далее во время установки на дно гидростатическое давление извне, дающее изгибающий момент  $M_g$  в пролете,  $M_g^0$ —на опоре.

После установки ящика и заполнения его засыпкой тот же пояс наружной стенки испытывает изгибающий момент  $M_r$  — в пролете и  $M_r^0$  — на опоре.

Имея цифровые значения  $M_g$  и  $M_r$  и зная их отношение между собой, а также среднюю толщину стенки данного пояса  $h$  и рабочую толщину  $(h-a)$ , определяем удельный момент сопротивления

$$W_0 = \frac{\gamma}{b(h-a)^2} = \frac{M}{b(h-a)^2\sigma_b} \dots \dots (19)$$

где  $b$ —есть ширина пояса.

$\sigma_b$  — есть допускаемое напряжение на сжатие для бетона, а вместо  $M$  подставляем значения  $M_r$  и  $M_g$

Определив значение  $W_0$  по таблице III, подбирают так процентное содержание железа в вытянутом и сжатом поясе, чтобы это процентное содержание удовлетворяло обоим значениям расчетных изгибающих моментов данного пояса, имеющих противоположные знаки.

### Г Л А В А III

## Пример расчета набережной из железобетонных ящиков.

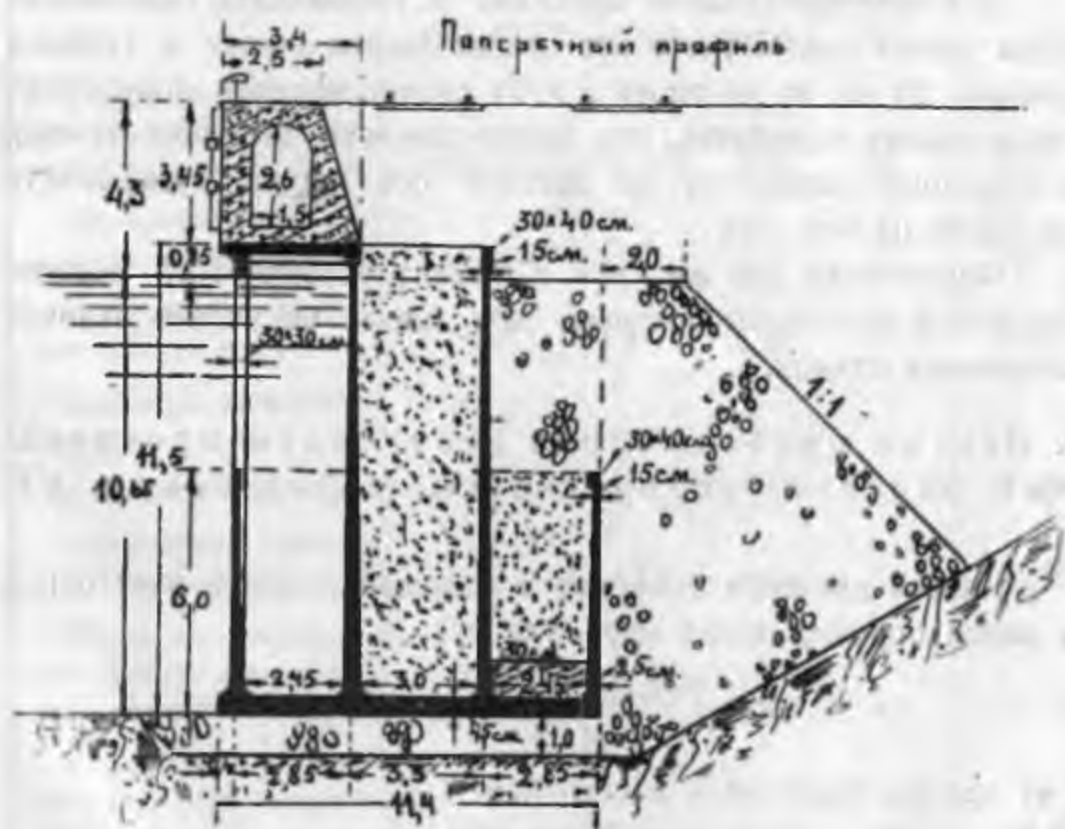
В качестве примера расчета приведем эскизный проект, составленный автором настоящего руководства в качестве одного из вариантов проектируемой набережной для Туапсинского порта глубиной 35', рассмотренный и принятый с некоторыми изменениями Техническим Совещанием ЦУМОР'а в октябре месяце 1925 года (четр. № 46).

#### А. Принятые расчетные данные.

1) Временная нагрузка—паровоз, весом 90 тонн, с пятью осями, нагрузкой на ось по 18 тонн, с расстоянием между осями 1,5 м. и между крайними осями 6 м.

Железнодорожные пути проложены по набережной, вдоль таковой. Ось первого пути находится в расстоянии 5 м. от кордона, расстояние между осями соседних путей 4,84 м.

2) Вес сухого грунта . . . . .	1700 кг/м <sup>3</sup>
3) » грунта в воде . . . . .	1000 »
4) » камня в воде . . . . .	1000 »
5) » железо-бетона на воздухе . . . . .	2400 »
6) » » » в воде . . . . .	1400 »
7) » бетона на воздухе . . . . .	2200 »
8) » » в воде . . . . .	1200 »
9) Угол естеств. откоса сухого грунта	35° »
10) » » » грунта в воде	25° »
11) » » » камен. наброски	45° »
12) Коэффициент трения бетона по камню	0,70 »
13) » » камен. наброски	
по глине . . . . .	0,33 »



Черт. № 46.

Как это выведено в отделе I главе V настоящего руководства, временная нагрузка паровозами приводится к равномерно распределенной нагрузке, равной  $2,27 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2}$ .

В. Определение величины наибольшего распора на всю стенку набережной и определение плеча такового.

Из чертежа видно, что распор и плечо распора будут те же, что были определены в примерах расчета стенки набережной из массивовой кладки (см. отдел I, гл. V, § 1) и таким образом:

сумма распоров  $R = 39.100$  кг.

Общий опрокидывающий момент  $M_0 = 263.700$  кг  $\times$  м.

Общее плечо распора приложено на высоте

$$r = \frac{263.700}{39.100} = 6,73 \text{ м.}$$

С. Предварительное приблизительное определение элементов устойчивости.

Для предварительной прикидки устойчивости намечаемой схемы ящика примем, что все стенки ящика имеют в среднем толщину 20 см и, не вводя в этот расчет наличия поперечных стенок ящика и полагая, что центр тяжести железо-бетонных конструкций находится на средней оси ящика, будем иметь (см. табл. на стр. 95).

Фактически как вес, так и момент устойчивости должны получиться несколько большие, ибо здесь не учтено наличие поперечных стенок.

Д. Первые приближенные результаты производства проверки устойчивости статическим методом.

Кривая давления проходит в подошве ящика в расстоянии от ребра опрокидывания (формула 22)

$$x = \frac{748,48 - 263,7}{134,75} = 3,69 \text{ м.},$$

а от центра подошвы в расстоянии

$$4,7 - 3,69 = 1,01 \text{ м.}$$

Тогда давления на наброску будут:

у ребра опрокидывания

$$\delta_{\max} = \frac{134,75}{9,4} \left( 1 + \frac{6 \times 1,01}{9,4} \right) = 23,6 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 2,36 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Наименование частей.	Подсчет для определения веса.	Вес в тоннах.	Плечо относительно ребра опрокидывания в метрах.	Момент устойчивости в тонно-метрах.
Надводная надстройка, учитывая, что она облегчена галлереей .	$\left(\frac{2,5+3,4}{2}\right) 3,45 \times 2,2 =$	+22,4	1,49	+33,4
	$1,5 \times 2,5 \times 2,2 =$	-8,25	1,5	-12,38
		14,15		21,02
Земляная засыпка слоем 3,45 м над ящиком	$\left(\frac{6,9+6,0}{2}\right) 3,45 \times 1,7$	37,8	6,15	232,50
Железо - бетонная плита, несущая надводную надстройку . . .	$0,20 \times 3,4 \times 2,4$	1,63	1,7	2,77
Две продольные средние стенки ящика над водой . . . . .	$0,85 \times 0,20 \times 2 \times 2,4$	0,816	4,9	4,0
Две продольные средние стенки ящика под водой . . . . .	$10,25 \times 0,20 \times 2 \times 1,4$	5,74	4,9	28,15
Две продольные наружные стенки ящика .	$5,6 \times 0,2 \times 2 \times 1,4$	3,14	4,9	15,40
Дно ящика с передним приливом 0,4 . . .	$9,4 \times 0,4 \times 1,4$	5,26	4,7	24,75
Земляная надводная засыпка:				
в среднем отделении	$3,00 \times 0,85 \times 1,7$	4,33	4,9	21,25
над крайним задним отделением . . . .	$2,8 \times 0,85 \times 1,7$	4,04	8,0	32,32
Подводное внутреннее заполнение среднего отделения . . . .	$3,00 \times 10,25 \times 1,0$	30,75	4,9	151,00
Подводная каменная наброска над задним отделением . . . . .	$2,8 \times 4,65 \times 1,0$	13,04	8,0	104,32
Подводное заполнение заднего отделения ящика . . . . .	$2,6 \times 5,40 \times 1,0$	14,05	—	111,00
Итого . . .		134,75	7,9	748,48

у заднего ребра

$$\delta_{\min} = \frac{134,75}{9,4} \left( 1 - \frac{6 \times 1,01}{9,4} \right) = 5,1 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 0,51 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\mu = \frac{748,48}{263,7} = 2,84$$

Коэффициент устойчивости на скольжение

$$\tau_1 = \frac{134,75 \times 0,7}{39,1} = 2,41$$

Устойчивость на скольжение стенки вместе с частью каменной постели по грунту, предположив в запас прочности, что каменная наброска, двигаясь по грунту, не встретит сопротивления со стороны впереди лежащего грунта.

Вес той каменной призмы наброски постели, которая должна скользить вместе с ящиком.

На 1 пог. м. ящика объем этой каменной наброски будет:

$$\frac{13,4 + 11,4}{2} \times 2,0 = 24,8 \text{ куб. м.}$$

Итого вес ящика на 1 пог. м. плюс вес каменной постели будет:

$$134,75 + 24,8 = 159,55 \text{ тон.}$$

Отсюда коэффициент устойчивости на скольжение по грунту будет:

$$\tau_2 = \frac{159,55 \times 0,33}{39,1} = 1,35.$$

Хотя полученное значение этого коэффициента и несколько маловато, но, имея в виду, что, во-первых, при точном подсчете вес устойчивости очевидно будет несколько больше, а кроме того, если учесть сопротивление грунта лежащего впереди, то для предварительного подсчета пока допускаем принятые размеры.

Е. Определение веса ящика, расположения центра тяжести, глубины осадки в первый период плавания, затем определение центра тяжести и погружения ящика во второй период нахождения ящика на плаву и, наконец, определение веса ящика с учетом объема вытесненной ящиком воды и центра тяжести железо-бетонной конструкции после установки ящика на постель.

Из прилагаемой в конце книги таблицы (первые 7 граф) находим положение центра тяжести ящика, и в виду того, что он оказался в расстоянии 4,56 м. от наружной грани подошвы, иначе говоря, левее оси симметрии центральной части ящика,— путем балластировки заднего отделения ящика бетоном, для чего требуется его положить слоем 0,794 м., перемещаем центр тяжести в непосредственную близость к оси симметрии. Как это видно из таблицы, новое положение центра тяжести получается:

- 1) от подошвы ящика на высоте 3,53 м.,
- 2) от наружной грани нижнего прилива 4,89 м.

Полный вес ящика вместе с балластом получился— 1033,4 тон.

При удельном весе морской воды, равном 1,014, получаем, что объем вытесненной воды будет:

$$\frac{1033,4}{1,014} = 1019 \text{ куб. м.}$$

Объем нижнего выступа дна с приливом равняется:

$$\frac{0,4 + 0,8}{2} \times 0,4 \times 25 = 6 \text{ куб. м.}$$

Следовательно, само тело ящика должно вытеснить объем  $1019 - 6 = 1013$  куб. м.

В виду того, что ширина самого тела ящика 9 м. и длина 25 м., то для того, чтобы ящик вытеснил 1013 куб. м. воды своим телом, то при условии его вертикального положения, он должен погрузиться в воду на глубину  $\frac{1013}{9 \times 25} = 4,50$  м.



При вертикальном положении ящика центр водоизмещения будет расположен:

- 1) от подошвы ящика на высоте:

$$\frac{6 \times 0,511 + 1013 \times 2,25}{1.019} = 2,24 \text{ м,}$$

- 2) от наружной грани нижнего прилива:

$$\frac{6 \times 0,223 + 1013 \times 4,9}{1019} = 4,88 \text{ м.}$$

Таким образом, предположение, что ящик будет плавать вертикально, оказалось правильным, ибо центр тяжести и центр водоизмещения лежат почти на одной вертикальной прямой.

Итак, мы получили, что ящик после спуска на воду плавает с глубиной осадки, равной 4,5 м.

При этой осадке он отводится к месту установки в стенку набережной и здесь погружается.

Для погружения ящика пускают воду в боковые отделения ящика, оставляя порожним среднее отделение, отчего ящик садится на глубину 9,04 м.

Действительно, как это видно из графы 8, объем водоизмещения в таком случае остается тот же — 1.019 куб. м.

При этом, как видно из граф (8—12), центр водоизмещения в новом положении оказывается отстоящим:

- 1) от подошвы ящика на высоту 3,95 м.,

- 2) от наружной грани нижнего прилива 5,00 м.

В силу того, что центр тяжести и центр водоизмещения оказываются не на одной вертикальной прямой, то ящик должен наклониться до тех пор, пока центр тяжести и центр водоизмещения не окажутся на одной вертикали.

При этом наклон ящика должен быть таким, чтобы угол наклона удовлетворял приблизительно следующему равенству:

$$\operatorname{ctg} \varphi = \frac{3,95 - 3,53}{5,00 - 4,89} = \frac{0,42}{0,11} = 3,82,$$

откуда  $\varphi = 14^{\circ} 40'$ .

Фактически угол наклона будет несколько меньше, ибо центр водоизмещения при таком крене должен переместиться несколько влево и будет отстоять от наружной грани нижнего прилива не на расстоянии 5,00 м., а несколько меньше.

Действительно, при таком крене высокая стенка, ближайшая к колоннам, должна опуститься в воду не на 9,04, а на глубину  $9,04 + \frac{3,6}{2} \operatorname{tg} (14^{\circ}40') = 9,51$  м.; соответственно этому противоположная высокая стенка будет погружена в воду на глубину  $9,04 - \frac{3,6}{2} \operatorname{tg} (14^{\circ}40') = 8,57$  м.

Поэтому центр водоизмещения средней части ящика будет иметь координаты:

$$x_3 = 3,1 + \frac{3,6}{3} \left( \frac{9,51 + 2 \times 8,57}{9,51 + 8,57} \right) = 3,1 + 1,76 = 4,86 \text{ м.},$$

$$y_3 = \frac{9,51}{2} - \left( \frac{9,51 - 8,57}{2} \times \frac{1,76}{3,6} \right) = 4,755 - 0,23 = 4,525 \text{ м.}$$

Отсюда  $W_{y_3} = 3680 \text{ м}^4$  и  $W_{x_3} = 3950 \text{ м}^4$ .

Тогда сумма графы 10 получается  $4028 \text{ м}^4$  и сумма графы 12 —  $5039 \text{ м}^4$ .

Отсюда новое положение центра водоизмещения будет в расстоянии:

1) от подошвы ящика—3,96 м.,

2) от наружной грани нижнего прилива — 4,94 м.

При таком положении центра водоизмещения ящик наклонится на угол  $\varphi_1$ , который должен удовлетворять равенству:

$$\operatorname{ctg} \varphi_1 = \frac{3,95 - 3,53}{4,94 - 4,89} = \frac{0,42}{0,05} = 8,4,$$

откуда  $\varphi_1 = 6^{\circ} 40'$ .

Следовательно, фактически ящик в этом положении своего плавания должен наклониться на угол  $\varphi_2$ , который должен находиться в пределах:

$$6^{\circ}40' < \varphi_2 < 14^{\circ}40',$$

приблизительно  $11^{\circ}$ .

Посмотрим, что от этого может произойти.

При таком крене—одна высокая стенка будет погружена в воду на глубину:

$$9,04 + \frac{3,6}{2} \operatorname{tg} (11^{\circ}) = 9,39 \text{ м.},$$

а другая стенка—

$$9,04 - \frac{3,6}{2} \operatorname{tg} (11^{\circ}) = 8,69 \text{ м.}$$

Таким образом, над поверхностью воды одна стенка будет находиться на высоте  $11,5 - 9,39 = 2,11$  м, а другая  $11,5 - 8,69 = 2,81$  м, что доказывает полную безопасность этого крена от заливания ящика водой.

Для того, чтобы избежать этот крен, можно при погружении ящика из первого его положения на плаву во второе добавить некоторое количество баласта в виде песка или камня в заднее отделение ящика, в то время когда туда напускают воду.

Г. Нахождение метацентров в обоих случаях состояния ящика на плаву и определение устойчивости такового.

Момент инерции площади ватерлинии в первый период плавания относительно продольной оси ящика будет:

$$J = \frac{25 \times 9^3}{12} = 1520 \text{ м}^4.$$

Объем водоизмещения, как выше у нас определился:

$$W = 1019 \text{ м}^3.$$

Отсюда метацентрическая высота, по форм. (6), будет:

$$\frac{J}{W} = \frac{1.520}{1.019} = 1,49 \text{ м.}$$

А так как центр тяжести ящика расположен на высоте 3,53 м., а центр водоизмещения на высоте 2,24 м., то расстояние между метацентром и центром тяжести:

$$M = 2,24 + 1,49 - 3,53 = 0,20 \text{ м.}$$

При глубине погружения ящика на 4,5 м. и при высоте борта над горизонтом в 1,5 м., ящик начнет черпать бортом воду, если его накрентить на угол  $\alpha$ , который определится из следующего равенства:

$$1,5 = 4,5 \operatorname{tg} \alpha, \text{ откуда } \operatorname{tg} \alpha = 0,33 \\ \text{и } \alpha = 18^\circ 30'.$$

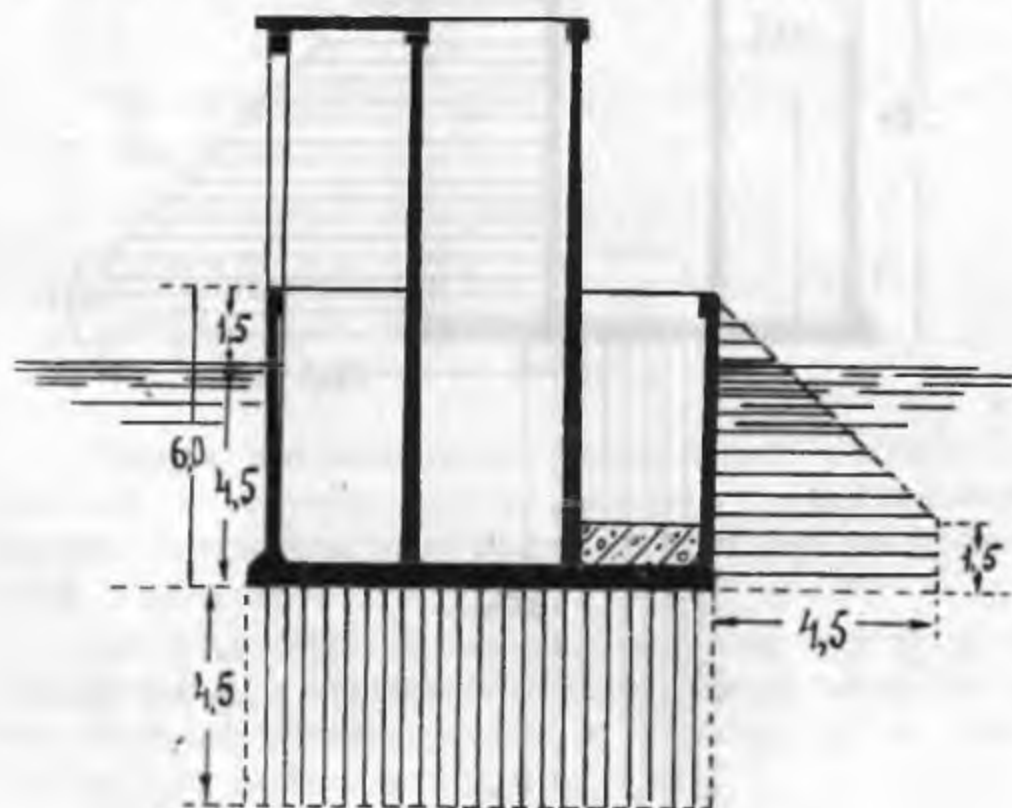
Таким образом, накрентить ящик на  $15^\circ$  можно вполне безопасно.

Для получения такого крена, на борт ящика нужно погрузить груз, определяемый по форм. (9):

$$p = \frac{2 \times 1033 \times 0,20 \sin 15^\circ}{9} = 11,9 \text{ тон.}$$

Отсюда видно, что на борт ящика могут быть установлены совершенно безопасно всякие приспособления, необходимые при спуске на воду, и затем нужные для отвода его к месту установки, поскольку их общая сумма веса не превосходит 12 тонн.

Во второй период плавания центр водоизмещения сам по себе расположен выше центра тяжести ящика на 0,42 м., что показывает на полную остойчивость ящика в этом положении.



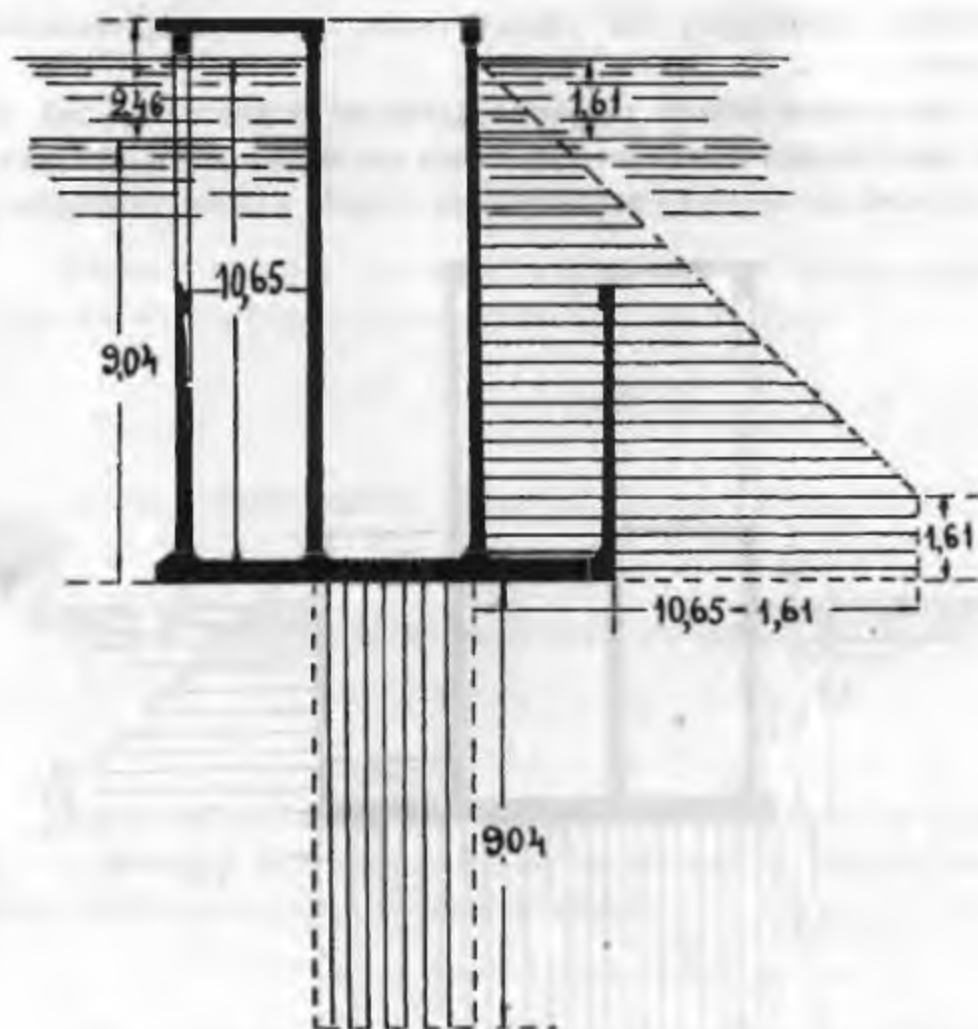
Черт. № 47.

### Г. Определение расчетных усилий на отдельные части ящика и примеры подбора сечений отдельных элементов.

Расчетная нагрузка на наружные стенки и на дно в первый период будет, согласно чертежа № 44, выражаться, как это показано на черт. № 47.

Расчетные нагрузки на высокие средние стенки ящика и на среднюю часть дна во второй период плавания определяются по черт. № 48.

После установки ящика на подсыпку и после заполнения его грунтом и камнем, средняя высокая стенка ящика, ближайшая к причальной линии, будет испытывать распор изнутри от засыпанного туда грунта.



Черт. № 48.

Как это указано в § 2 главы II настоящего руководства, верхняя часть стенки на некоторую глубину  $K$  будет испытывать распор, который определится по обыкновенной формуле распора.

Как это видно из чертежа № 46, самая верхняя часть стенки, выходящая из воды на высоту 0,85 м., будет испыты-

вать распор от сухого грунта, определяемый по формуле 5, отдел 1.

$$R_1 = 0,5 \times 0,85^2 \times 1700 \left[ 1 + 2 \frac{2270 + 3,45 \times 1700}{1700} \right] \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 2045 \text{ кг/пог. м.}$$

В виду того, что противоположная стенка отстоит на 3 м. от рассчитываемой, то глубина, до которой распор нужно определять по обыкновенной формуле 5, будет:

$$K = \frac{3,0}{\operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right)} = 4,78 \text{ м.}$$

Поэтому распор на глубину  $4,78 - 0,85 = 3,93$  ниже горизонта воды будет:

$$R_2 = 0,5 \times 3,93^2 \times 1000 \left[ 1 + 2 \frac{2270 + 4,3 \times 1700}{1000} \right] \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 18400 \text{ кг/пог. м.}$$

Полагая, что далее вглубь ящика начнет оказывать свое действие на величину распора наличие противоположной и боковых стенок, определим распор по формулам, предложенным проф. Кашкаровым.

Для этого разобьем сначала стенку на пояса, высотой каждый в 1 м., и соответственно этим поясам определим распор на глубине от верха стенок на 11,05 м., 10,05 м., 9,05 м., 8,05 м., 7,05 м., 6,05 м. и 5,05 м.

По формуле (10) в нашем случае:

$$\varphi_1 = 25^\circ,$$

$$\operatorname{tg} \varphi_2 \text{ — примем равным } 0,40,$$

$$u \text{ — периметр силоса } = 3 \times 2 + 3,4 \times 2 = 12,8 \text{ м.},$$

$$F \text{ — площадь силоса } = 3 \times 3,4 = 10,2 \text{ м}^2.;$$

$$\text{отсюда } m = \operatorname{tg}^2 (32^\circ 30') \times 0,40 \times \frac{12,8}{10,2} = 0,204.$$

Тогда давление в силосе на вышеуказанных глубинах будет по формуле (11):

$$q_1 = \frac{1}{0,204} \times 1000 \left[ 1 - \frac{1}{2,718^{(0,204 \times 11,05)}} \right] = 4380 \text{ кг.}$$

$$q_2 = \frac{1}{0,204} \times 1000 \left[ 1 - \frac{1}{2,718^{(0,204 \times 10,05)}} \right] = 4250 \text{ »}$$

$$q_3 = \frac{1}{0,204} \times 1000 \left[ 1 - \frac{1}{2,718^{(0,204 \times 9,05)}} \right] = 4120 \text{ »}$$

$$q_4 = \frac{1}{0,204} \times 1000 \left[ 1 - \frac{1}{2,718^{(0,204 \times 8,05)}} \right] = 3950 \text{ »}$$

$$q_5 = \frac{1}{0,204} \times 1000 \left[ 1 - \frac{1}{2,718^{(0,204 \times 7,05)}} \right] = 3740 \text{ »}$$

$$q_6 = \frac{1}{0,204} \times 1000 \left[ 1 - \frac{1}{2,718^{(0,204 \times 6,05)}} \right] = 3480 \text{ »}$$

$$q_7 = \frac{1}{0,204} \times 1000 \left[ 1 - \frac{1}{2,718^{(0,204 \times 5,05)}} \right] = 3150 \text{ »}$$

По формуле (12), получаем общее давление:

$$q'_1 = 2270 + 3,45 \times 1700 + 4380 = 12510 \text{ кг.}$$

$$q'_2 = 8130 + 4250 = 12380 \text{ »}$$

$$q'_3 = 8130 + 4120 = 12250 \text{ »}$$

$$q'_4 = 8130 + 3950 = 12080 \text{ »}$$

$$q'_5 = 8130 + 3740 = 11870 \text{ »}$$

$$q'_6 = 8130 + 3480 = 11610 \text{ »}$$

$$q'_7 = 8130 + 3150 = 11280 \text{ »}$$

Теперь, зная эти давления, находим по формуле (11) соответственные значения распоров:

$$\gamma_1 = 12510 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 5060 \text{ кг/пог. м.}$$

$$\gamma_2 = 5000 \text{ кг/пог. м.}$$

$$\gamma_3 = 4950 \text{ »}$$

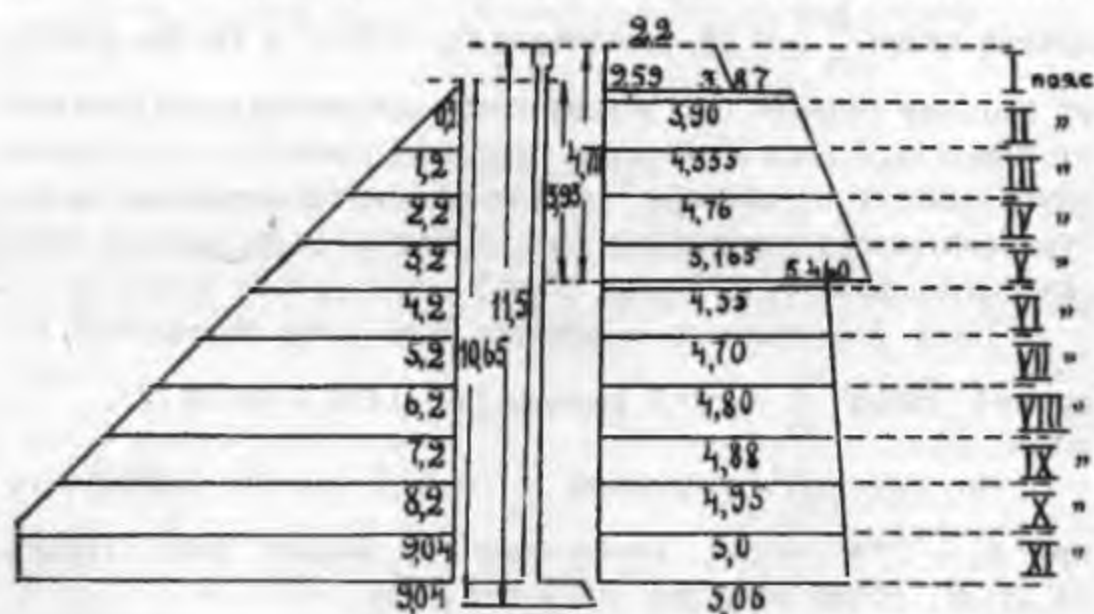
$$\gamma_4 = 4880 \text{ »}$$

$$\gamma_5 = 4800 \text{ »}$$

$$\gamma_6 = 4700 \text{ »}$$

$$\gamma_7 = 4550 \text{ »}$$

Таким образом, для расчета высоких стенок мы имеем все усилия, действующие на таковые в разное время (черт. № 49).



Черт. № 49.

Возьмем для примера и подберем сечение для IV пояса, полагая  $\zeta_b = 40 \text{ кг/см}^2$  и  $\zeta_e = 1000 \text{ кг/см}^2$ .

Здесь среднее значение величины распора —

$$\frac{4760 + 5165}{2} = 4962 \text{ кг/пог. м.}$$

и гидростатического давления:  $\frac{2,2 + 3,2}{2} \times 1,014 = 2,740 \text{ кг/м}^2$ .

Тогда момент в середине пролета, соответственно от распора  $M_r = \frac{4962 \times 3,35^2}{24} = 2325 \text{ кг} \times \text{м.}$



$$\begin{aligned} \text{от гидростатического давления: } M_g &= \frac{2,740 \times 3,35^2}{24} = \\ &= 1,285 \text{ кг} \times \text{м}. \end{aligned}$$

В виду того, что в этом поясе средняя толщина стенки ящика  $h=19,4$  см., и принимая  $a=a'=2$  см., по формуле (19), определяем удельный момент сопротивления для изгибающего момента от распора:

$$W_0 = \frac{232500}{100 (19,4-2)^2 \times 40} = 0,192.$$

По таблице III в вышеуказанных Графических Таблицах проф. Кашкарова находим, что соответствующее процентное содержание сжатой и растянутой арматуры можно подобрать на прямой линии  $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 25$ , равным для  $f'e=0,28\%$  и для  $f_e=0,88\%$  от площади сечения. Но в виду того, что изгибающий момент от гидростатического давления, примерно, равен 0,5 от изгибающего момента от распора, то и процентное содержание арматуры соответственно должно быть в сжатом и растянутом поясах с отношением 1:2 или 2:1.

Такое соотношение получается, если взять по таблице, на прямой линии  $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 27,8$  равным  $f'e=0,4\%$  и  $f_e=0,78\%$ .

Но если взять отношение  $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 27,8$ , то это значит, что при  $\sigma_e = 1000$  кг/см<sup>2</sup>, наибольшее  $\sigma_b$  может быть только 36 кг/см<sup>2</sup>, тогда получаем новое значение:

$$W_0 = \frac{232500}{100 (17,4)^2 \times 36} = 0,215.$$

По той же таблице, на кривой, соответственной 0,215, подбираем  $f'e = 0,48\%$  и  $f_e = 0,95\%$ , лежащие на прямой  $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 0,25$ .

Примерно, должно быть:

$$f'e = 17,4 \times 100 \times 0,0048 = 8,34 \text{ см}^2,$$

$$f_e = 17,4 \times 100 \times 0,0095 = 16,5 \text{ см}^2,$$

берем  $f'e = 5$  стерж. по 15 мм площадью 8,8 см<sup>2</sup>,

$$f_e = 11 \text{ стерж. по 14 мм площадью } 16,5 \text{ см}^2.$$

Проверим подобранное сечение на распор.

Положение нейтральной оси:

$$x = - \left( \frac{16,94 + 8,8}{100} \right) \times 15 + \\ + \sqrt{\left[ \left( \frac{16,94 + 8,8}{100} \right) 15 \right]^2 + \frac{2 \times 15}{100} \left[ 8,8 \times 2 + 16,94(19,4 - 2) \right]} = 6,57 \text{ см,}$$

тогда:

$$\sigma_b = \frac{232500}{\frac{100 \times 6,57}{2} \left[ 19,4 - 2 - \frac{6,57}{3} + \right] 15 \times 8,8 \frac{6,57 - 2}{6,57} (19,4 - 2 \times 2)} = \\ = 36,2 \text{ кг/см}^2.$$

$$\sigma_e = 15 \times \frac{36,2}{6,57} \left[ 19,4 - 2 - 6,57 \right] = 893 \text{ кг/см}^2.$$

При гидростатическом давлении:

$$x = - \left[ \frac{16,94 + 8,8}{100} \right] \times 15 + \\ + \sqrt{\left[ \frac{16,94 + 8,8}{100} \times 15 \right]^2 + \frac{2 \times 15}{100} \left[ 16,94 \times 2 + 8,8 \times 17,4 \right]} = 4,55 \text{ см,}$$

тогда:

$$\sigma_b = \frac{128500}{\frac{100 \times 4,55}{2} \left( 17,4 - \frac{4,55}{3} \right) + 15 \times 16,94 \times \frac{2,55}{4,55} \times 15,4} = 22,1 \text{ кг/см}^2 \\ \sigma_e = 15 \times \frac{22,1}{4,55} \left( 17,4 - 4,55 \right) = 936 \text{ кг/см}^2.$$

Действуя подобным образом, подберем сечения во всех поясах стенки.

Подбор сечений для наружных невысоких стенок не встретит никаких затруднений, т. к. там расчетная нагрузка имеет один знак, ибо эти стенки нужно рассчитать только на гидростатическое давление.

Средняя часть дна рассчитывается только на гидростатическое давление столба воды 9,04 м.

Крайняя часть дна, засыпаемая грунтом, рассчитывается на гидростатическое давление столба воды, высотой 4,5 м.

Передняя часть дна должна быть рассчитана на давление этой части дна на постель.

Выше у нас получилось, что  $\max \sigma = 2,5 \text{ кг/см}^2$  и  $\min \sigma = -0,56 \text{ кг/см}^2$ , поэтому под осью наружной стенки  $\sigma = 2,39 \text{ кг/см}^2$  и под осью высокой средней стенки  $1,83 \text{ кг/см}^2$ . В среднем же  $\sigma = 2,11 \text{ кг/см}^2 = 21,1 \text{ тон/м}^2$ .

Тогда, считая, что плита опирается на контур со сторонами 3,55 м. и 2,85 м., получим, что изгибающий момент в пролете будет, согласно (15) и (16), где  $\alpha = \frac{2,85}{3,55} = 0,802$ .

$$M_{2,85} = \frac{21,1}{1+2 \times 0,802^4} \times \frac{2,85^2}{24} = 3,9 \text{ тон} \times \text{метр.}$$

$$M_{3,55} = \frac{21,1}{1+2 \frac{1}{0,802^4}} \times \frac{3,55^2}{24} = 1,9 \text{ тон} \times \text{метр.}$$

На опорах соответственно:  $M_{2,85}^0 = 7,8 \text{ тонно-метр.}$ ,

$$M_{3,55}^0 = 3,8 \text{ тонно-метр.}$$

из каких условий и подбираем сечение.

Передний прилив рассчитаем, как консоль, несущую нагрузку на длину 0,52 м. по  $2,45 \text{ кг/см}^2$ .

Расчет колонн и верхней плиты, несущей надводную надстройку, рассчитываем, как обычно принято рассчитывать в железобетонных мостовых конструкциях.

#### Н. Окончательная проверка устойчивости ящика в стенке набережной.

Из таблицы на стр. 109 видно, что центр тяжести сил устойчивости отстоит от линии, проведенной через наружную грань ребра опрокидывания, в расстоянии  $\frac{796,79}{144,01} = 5,53 \text{ м.}$

Кривая давления проходит в подошве ящика в расстоянии от ребра опрокидывания

$$X = \frac{796,79 - 263,7}{144,0} = 3,71 \text{ м.},$$

а от центра подошвы в расстоянии  $e = 4,7 - 3,71 = 0,99 \text{ м.}$

Тогда давления на наброску будут:

$$\sigma_{\max} = \frac{144}{9,4} \left( 1 + \frac{6 \times 0,99}{9,4} \right) = 25 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 2,5 \text{ кг/см}^2,$$

$$\sigma_{\min} = \frac{144}{9,4} \left( 1 - \frac{6 \times 0,99}{9,4} \right) = 5,64 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 0,564 \text{ кг/см}^2,$$

Наименование частей.	Подсчет для определения веса.	Вес в тоннах.	Плохо вес относительно ребра опирающийся в метрах.	Момент устойчивости в тонно-метрах.
Надводная надстройка . . . . .	(определено раньше).	14,15	—	21,02
Земляная засыпка слоем 3,45 . . . . .	»	37,80	—	232,50
Надводная железобетонная конструкция ящика . . . . .	(по таблице гр. 15 и 16) $\frac{88,62}{25} =$	3,55	2,79	9,88
Подводная железобетонная конструкция ящика . . . . .	(по таблице гр. 17 и 18) $\frac{556,19}{25} =$	22,3	5,08	113,50
Земляная надводная засыпка в среднем отделении . . . . .	(определено раньше).	4,33	4,9	21,25
То же в крайнем отделении . . . . .	»	4,04	8,0	32,32
Подводное внутреннее заполнение среднего отделения . . . . .	»	30,75	4,9	151,00
Подводная каменная наброска над задним отделением . . . . .	»	13,04	8,0	104,34
Подводное заполнение заднего отделения . . . . .	»	14,05	7,9	111,00
<b>Итого . . . . .</b>	—	<b>144,01</b>	—	<b>796,79</b>

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\mu = \frac{796,8}{263,7} = 3,03.$$

Коэффициент устойчивости на скольжение по наброске

$$\tau_{11} = \frac{144 \times 0,7}{39,1} = 2,58.$$

Коэффициент устойчивости на скольжение по грунту с частью наброски, не учитывая сопротивления лежащего впереди грунта

$$\tau_{12} = \frac{(144 + 24,8) \times 0,33}{39,1} = 1,42.$$

Определим теперь давление на грунт.

Среднее давление подошвы стенки на наброску

$$\sigma_s = \frac{144,0}{9,4 \times 1,0} = 15,34 \frac{\text{ТОН}}{\text{М}^2} = 1,53 \text{ кг/см}^2,$$

тогда давления на грунт будут:

$$\begin{aligned} \max \sigma_k &= \frac{25,0}{15,34} \times \frac{144,0}{(9,4 + 4) \times 1,0} + 2,0 \times 1,0 = 17,5 + 2,0 = \\ &= 19,5 \frac{\text{ТОН}}{\text{М}^2} = 1,95 \text{ кг/см}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \min \sigma_k &= \frac{5,64}{15,34} \times \frac{144,0}{(9,4 + 4) \times 1,0} + 2,0 \times 1,0 = 3,95 + 2,0 = \\ &= 5,95 \frac{\text{ТОН}}{\text{М}^2} = 0,60 \text{ кг/см}^2. \end{aligned}$$

## I. Условный метод проверки устойчивости грунта под основанием.

Предположим, что грунт под основанием стенки такой, что его угол естественного откоса под водой = 25°.

По предыдущему заменим неравномерную передачу давления на грунт под основанием эквивалентной равномерной нагрузкой.

Кривая давления в подошве проходит в расстоянии 3,71 м. от ребра опрокидывания.

Приняв, что все давление стенки передается в подошву на ширину  $3,71 \times 2 = 7,42$  м. равномерно, получим, что равно-

мерное давление, передаваемое стенкой каменной наброске,

будет: 
$$\frac{144,00}{7,42} = 19,4 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 1,94 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Последнее давление, передаваясь через слой каменной наброски толщиной в 2 м. и распространяясь под углом в  $45^\circ$ , передается на площадь  $(7,42 + 2 \times 2,0) 1,0 = 11,42 \text{ м}^2$  и, таким образом, давление на грунт будет, учитывая добавочное давление от веса слоя каменной наброски,

$$= \frac{144,0}{11,42} + 2,0 = 12,6 + 2 = 14,6 \frac{\text{тон}}{\text{м}^2} = 1,46 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

По принятым обозначениям в главе IV § 1 отдела I, можем написать:

$$f = \text{tg} \varphi = \text{tg} 25^\circ = 0,466,$$

$$\mu = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) = 2,46.$$

Подставляя эти значения в формулы (46) и (47), получим:

$$\alpha = - \frac{4 \times 2,46^2 + 4 \times 2,46 + 1}{12 \times 2,46^2 \times 0,466^2} = - 2,73,$$

$$\beta = \frac{-8 \times 2,46^3 + 42 \times 2,46^2 - 6 \times 2,46 - 1}{108 \times 2,46^3 \times 0,466^3} +$$

$$+ \frac{1,0 \times 11,42 \sin 50^\circ - 4 \times 14,6}{4 \times 1,0 \times 2,46 \times 11,42 \sin^2 25^\circ} =$$

$$= 0,734 - 2,48 = - 1,746 \approx - 1,75.$$

Подставляя это значение в (43), получим:

$$x^3 - 2,73x - 1,75 = 0.$$

Возьмем  $x_1 = 2,0$ ,

$$x_2 = 2 - \frac{8 - 5,46 - 1,75}{12 - 2,73} = 2 - 0,085 = 1,915,$$

берем  $x_2 = 1,915$ ,

$$x_3 = 1,915 - \frac{7,022 - 5,22 - 1,75}{10,98 - 2,73} = 1,915 - 0,006.$$

Принимаем  $x = 1,91$ ; подставляя это значение в (49) —

$$Z = 1,91 - \frac{4 \times 2,46 - 1}{6 \times 2,46 \times 0,466} = 0,62.$$

Подставляя числовые значения в (37):

$$A=1,0 \times 2,46 \times 11,42 \times 0,466=13,1,$$

$$B=1,0 \times 11,42(2,46-1)=16,70,$$

$$C=1,0 \times 11,42 \times 0,466-2 \times 14,6=-23,88,$$

$$D=2 \times 0,466 \times 14,6=13,6,$$

а подставляя в (36), получим:

$$J = \frac{11,42}{2} \times \frac{13,1 \times 0,62^3 + 16,7 \times 0,62^2 - 23,88 \times 0,62 + 13,6}{1 + 0,466 \times 0,62} = 37 \text{ тонн.}$$

Таким образом, получилось, что при распоре в 37 тонн и больше грунт, находящийся под стенкой набережной, может деформироваться, а так как у нас максимальное значение распора равно 39,1 тонн, то можно считать, что стенка в том виде, как она рассчитана, расположенная на грунте, обладающем углом естественного откоса под водой, равным  $25^\circ$ , оказывается в предельном состоянии равновесия, и чтобы ее сделать более устойчивой, следует фактически уширить переднюю порожнюю часть, чем можно получить более центральное расположение кривой давления в подошве и уменьшить величину давления на грунт под стенкой.

### III. РАСЧЕТ РЯЖЕВЫХ НАБЕРЕЖНЫХ

После всего сказанного выше о расчете набережных, сооружаемых из массивовой кладки и из исполинских железобетонных ящиков, для пояснения способа расчета набережных, сооружаемых из деревянных ряжей, остается отметить только те специальные особенности, которые присвоены деревянным ряжам, являющимся собственно упрощенным типом набережных из железобетонных ящиков.

#### Г Л А В А I

### Расчет вертикальных связей венцов ряжей между собой, а также со дном во время загрузки ряжа камнем, при его установке.

Когда ряж уже спущен на воду и по отводе его к месту установки происходит его наполнение камнем для погружения на дно, очевидно, что верхняя часть ряжа, стремясь всплыть наверх, стремится оторваться от дна, чему сопротивляются либо вертикальные сжимы, поставленные по стенкам ряжа, либо ерши, которыми схвачены все венцы между собой и первый ряд венцов схвачен с дном.

Назвав удельный вес дерева  $\delta$ , диаметр бревен ряжа— $d$ , полную высоту ряжа— $H$ , высоту верхней поверхности дна ряжа— $h_0$  (третий—четвертый венец) и глубину установки ряжа— $H_0$ , будем иметь: объем дерева на одну пог. единицу периметра, включая в таковой и промежуточные стенки на 1 пог. единицу по высоте:

$$\frac{\pi d^2}{4} \times 1 \times \frac{1}{d} = \frac{\pi d}{4} \text{ куб. единицу.}$$



Отсюда будем иметь собственный вес стенок ряжа от верхней поверхности дна до верха ряжа на 1 пог. единицу длины периметра:

$$\frac{\pi d}{4} (H - h_0) \delta.$$

Назвав через  $\gamma_0$  удельный вес воды, будем иметь, что при погружении ящика на глубину  $H_0$  стенки ряжа с перегородками на 1 пог. единицу периметра вытеснят воды по своей высоте  $(H_0 - h_0)$  весом:

$$\frac{\pi d}{4} (H_0 - h_0) \gamma_0.$$

Отсюда усилие, которое стремится оторвать стенки от дна ряжа, которое приходится на 1 пог. единицу периметра ряжа, при условии предположения, что между стенками ряжа и засыпанным в него камнем не будет трения:

$$\frac{\pi d}{4} (H_0 - h_0) \gamma_0 - \frac{\pi d}{4} (H - h_0) \delta = \frac{\pi d}{4} \left[ (H_0 - h_0) \gamma_0 - (H - h_0) \delta \right] \quad (1)$$

Зная это усилие, а также зная, на каком расстоянии по периметру расположены сжимы, мы будем знать усилие, приходящееся у дна на одну пару сжимов. Зная последнее и зная площадь поперечного сечения сжимов, можно поверить напряжения на растяжение в сжимах. Таким же образом, зная диаметр болтов, имеем возможность поверить их на перерезывание или на смятие дерева вдоль волокна.

В случае если венцы ряжа между собой и с дном схвачены помощью забитых ершей, то зная отрывающее усилие, приходящееся на 1 пог. единицу периметра стенок ряжа, имеем все данные для определения необходимого числа ершей, допуская на ерш размером  $\frac{3}{4}'' \times \frac{3}{4}'' = 1,9 \times 1,9$  см. — 1.000 кг.

## Г Л А В А II

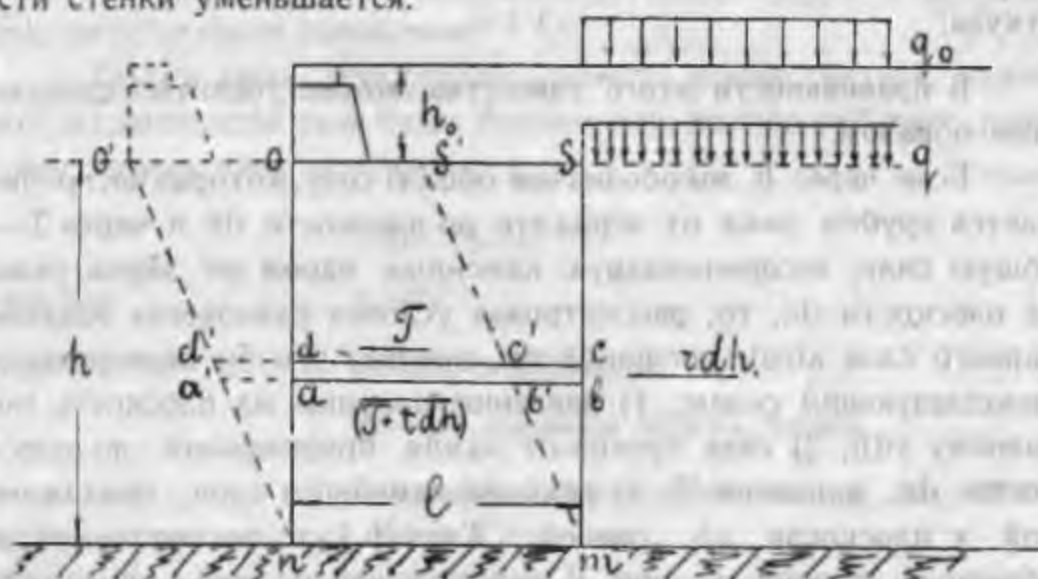
### Условный метод расчета ряжевой набережной.

Ряжевая набережная, подверженная распору со стороны засыпанного за нею грунта, действующего непосредственно на ряж, а также и на находящуюся на ряже надстройку поверяется в смысле своей устойчивости на сдвиг, на опрокидывание, на выпирание находящегося под ряжем грунта и т. д. совершенно

так же, как и набережные, сложенные из массивов или устроенные из железо-бетонных исполинских массивов.

Здесь мы рассмотрим расчет устойчивости на такую деформацию, которая свойственна и является характерной исключительно для ряжей.

Ряж, имеющий в поперечном разрезе форму прямоугольника, деформируется обращаясь в параллелограм, при чем настолько значительно, что весь камень, составляющий его ядро, перемещается в сторону наклона ряжа, что может повлечь за собой, помимо деформации ряжа,—опрокидывание стенки, ибо с деформацией перемещается центр тяжести стенки и плечо устойчивости, а с этим связанный и момент устойчивости стенки уменьшается.



Черт. № 50.

Подобного рода деформация имела место в Гельсингфорсском порту, а также в Ревельском порту, где был устроен в 1915 г. мол с ряжевными набережными по бокам и с внутренним заполнением ядра мола грунтом.

Полагая, что прямоугольный ряж под действием распора принимает форму параллелограмма, иначе говоря, каждый из венцов ряжа под действием горизонтальной силы перемещается по нижележащему венцу в сторону действия горизонтальной силы, и из этих предположений определим необходимую ширину ряжа  $l$ , дабы исключить возможность подобной деформации.

Обычными методами строительной механики этот вопрос не может быть решен и потому для решения его проф. Н. М. Герсеванов предложил условный метод ниже излагаемый.

Вырезав двумя горизонтальными плоскостями  $ab$  и  $dc$  элементарный слой ряжа  $abcd$  толщиной  $dh$ , и рассматривая условие его упругого равновесия, мы должны, во-первых, принять во внимание горизонтальное давление сзади лежащей засыпки  $rdh$  (элементарную величину распора, приходящегося на плоскость  $bc$  выделенного слоя ряжа) и выяснить, какая доля этого давления воспринимается слоем камня  $abcd$ , заполняющего ряж и какая доля этого давления воспринимается деревянным каркасом ряжа.

Обозначив первую через  $tdh$ , а вторую через  $edh$  мы на основании законов статики должны иметь:

$$rdh = tdh + edh$$

откуда:  $r = t + e \dots \dots \dots (2)$

В правильности этого равенства можно убедиться следующим образом:

Если через  $E$  мы обозначим общую силу, которая воспринимается срубом ряжа от верха его до плоскости  $dc$  и через  $T$  — общую силу, воспринимаемую каменным ядром от верха ряжа до плоскости  $dc$ , то, рассматривая условия равновесия элементарного слоя  $abcd$ , толщиной  $dh$ , найдем, что он подвергается нижеследующим силам: 1) давлению засыпки на плоскость  $bc$ , равному  $rdh$ ; 2) силе трения от камня, приложенной по плоскости  $dc$ , и равной  $T$ ; 3) реакции каменного слоя, приложенной к плоскости  $ab$ , равной  $(T + tdh)$  и направленной в обратную сторону; 4) силе  $E$ , действующей на сруб и приложенной по плоскости  $dc$  и 5) силе  $(E + edh)$ , приложенной по плоскости  $ab$ , являющейся реакцией сруба и направленной в обратную сторону. Выражая условия равновесия между этими 5 силами, приходим к следующему равенству:

$$rdh + T + E = (T + tdh) + (E + edh),$$

упрощая которое приходим к равенству (2).

Статическим методом расчета может быть определена, хотя и не вполне точно, величина горизонтального давления засыпки  $г$ .

Но статические методы расчета не дают возможности определить  $t$  и  $e$ , на которые разбивается  $г$ , чтобы определить сопротивление камня и сруба, почему приходится прибегнуть к условному методу расчета.

## § 1. Расчет деформации ряжевой набережной.

Рассмотрим деформацию ряжа  $mpos$ , изображенного на чертеже № 50, шириной  $l$  и высотой  $h$ , подверженного действию распора сзади засыпанного грунта, а также—действию силы  $k$ , приложенной к его верхней плоскости  $os$  и происходящей от распора грунта на каменную стенку, поставленную на ряж. Предположим, что ряж, деформируясь, принимает в своем поперечном сечении форму параллелограмма  $mno's'$ , при чем деформация эта такова, что весь камень, наполняющий ряж, получает некоторое перемещение, сообразно деформации сруба, т.-е. каждый элементарный слой камня  $abcd$  перемещается горизонтально, сдвигаясь по нижележащему слою камня и принимая соответствующее положение.

Такого рода деформация может осуществиться, только когда сдвигающая сила будет больше или, по меньшей мере, равна силе трения слоя по слою, т.-е.

$$tdh = f\Delta dh$$

откуда:  $t = f\Delta l \dots \dots \dots (3)$

где  $l$ —ширина ряжа,  
 $\Delta$ —вес единицы объема камня  
 и  $f$ —коэффициент трения камня по камню, обычно принимаемый равным единице.

К этому же выводу приходим из следующих соображений: по условию в каждой горизонтальной плоскости, а следовательно, и в плоскости  $dc$  происходит движение камня, при чем в этой плоскости к слою камня приложена сила  $T$ , происходящая от сдвижения всего слоя камня  $dcso$  по плоскости  $dc$  и равная величине силы трения в этой плоскости  $cs \times l \times \Delta \times f$ , а в плоскости  $ab$  к слою  $abcd$  приложена сила  $T + tdh$ , происходящая от реакции нижней части камня при сдвижении камня по плоскости  $ab$  и равная  $T + tdh - bs \times l \times \Delta \times f$ , откуда, вычитая эти два равенства одно из другого, получаем:

$$(T + tdh) - T = (bs - cs) \times l \times \Delta \times f,$$

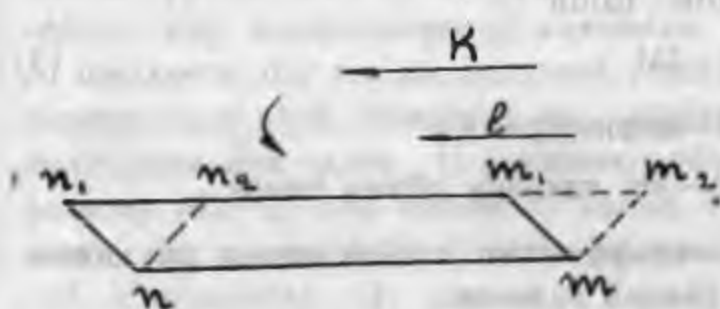
откуда:  $tdh = bc \times l \times \Delta \times f = l \times \Delta \times f \times dh,$

что подтверждает равенство (3).

\*Обратим внимание еще на следующее обстоятельство: под действием горизонтальной нагрузки от распора на ряж и от верхней надстройки ряж стремится деформироваться в сторону действия горизонтальной силы, т.-е. в случае, изображенном на чертеже № 50, ряж должен, деформируясь, наклоняться влево от вертикальной линии, а не вправо.

Другими словами, если мы рассмотрим деформацию самого нижнего элементарного слоя ряжа, то его деформация должна иметь вид, изображенный на черт. № 51 буквами:  $n, n_1, m_1, m$ , а отнюдь не вид, изображенный буквами:  $n, n_2, m_2, m$ . Такая деформация может иметь место только в том случае, если сумма моментов всех горизонтальных сил, приложенных к деревянному каркасу ряжа выше плоскости  $nm$ , будет относительно этой плоскости положительна и направлена по стрелке, указанной на чертеже. Иначе говоря, должно быть соблюдено неравенство:

$$kh + \int_0^h eh \, dh > 0 \dots \dots \dots (4)$$



Черт. № 51.

где величина  $h$  под интегралом является величиной переменной, высший предел которой равен  $h$  — высоте ряжа.

Предположим, что величина  $l$  — ширина ряжа — выбрана нами так, чтобы полученное отсюда значение:

$$l = r - t - r - f\Delta l \dots \dots \dots (5)$$

и подставленное в неравенство 4 не удовлетворяло ему.

Тогда мы будем иметь:

$$kh + \int_0^h (r - f\Delta l) h \, dh \leq 0 \dots \dots \dots (6)$$

При таком положении вещей очевидно, когда не соблюдено неравенство (4), не может быть предположенной деформации и отсюда можно сделать вывод, что если ширина ряжа выбрана так, что неравенство (6) удовлетворено, то ряж будет устойчив против предположенной деформации.

## § 2. Определение необходимой ширины ряжа, гарантирующей ряж от деформации.

В виду того, что в неравенстве (6) буква  $h$  так же, как и в неравенстве (4), имеет двойное значение, то для того, чтобы не сбиться, назовем постоянную величину  $h$ , соответствующую высоте ряжа через  $h_1$ , оставив за переменной  $h$  ее прежнее обозначение, тогда окончательно выражение будет иметь вид

$$kh_1 + \int_0^{h_1} (r - f\Delta l) h dh \leq 0 \dots \dots (6 \text{ bis}),$$

Если вес единицы объема, засыпанного за ряжем грунта, назовем через  $\Delta_1$ , угол естественного откоса его — через  $\varphi$ , через  $q_0$  назовем временную нагрузку на единицу поверхности набережной, то будем иметь, что величина вертикального давления  $q$  на единицу поверхности в плоскости  $sw$ , совпадающей с верхней горизонтальной плоскостью ряжа будет:

$$q = q_0 + h_0 \Delta_1.$$

Тогда удельная величина распора на высоте  $h$  от подошвы будет, на основании приведенных в отделе I, глава 1, § 1 формул для случая II:

$$r = \Delta_1 (h_1 - h) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) + q \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2).$$

Подставляя эти значения в неравенство (6 bis) и выполняя интегрирование в пределах от 0 до  $h_1$ , получим:

$$\begin{aligned} kh_1 + \Delta_1 h_1 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \int_0^{h_1} h dh - \Delta_1 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \int_0^{h_1} h^2 dh + \\ + [q \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - f\Delta l] \int_0^{h_1} h dh = \\ = Kh_1 + \frac{\Delta_1 h_1^3}{2} \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - \frac{\Delta_1 h_1^3}{3} \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) + \\ + \frac{h_1^2}{2} [q \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - f\Delta l] = Kh_1 + \frac{1}{6} \Delta_1 h_1^3 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) + \\ + \frac{h_1^2}{2} [q \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - f\Delta l] \leq 0 \end{aligned}$$

Решая это неравенство относительно  $l$ , находим:

$$Kh_1 + \frac{1}{6} \Delta_1 h_1^3 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) - \frac{h_1^2}{2} q \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \leq \frac{h_1^2}{2} f \Delta l,$$

откуда

$$l \geq \frac{2k}{h_1 f \Delta} + \frac{\Delta_1 h_1 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)}{3 f \Delta} + \frac{q \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)}{f \Delta} \dots (7)$$

В частном случае, когда над ряжем нет надстройки и уровень засыпки совпадает с верхом ряжа, формула (7) принимает вид:

$$l \geq \frac{\Delta_1 h_1 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)}{3 f \Delta} + \frac{q_0 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)}{f \Delta} \dots (8)$$

а когда отсутствует и временная нагрузка  $q_0$ , то

$$l \geq \frac{\Delta_1 h_1 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)}{3 f \Delta} \dots (9)$$

К этому нужно добавить, что в этих формулах  $\Delta$ , как выше было условлено, означает вес единицы объема каменного заполнения ряжа, при чем необходимо иметь в виду, что около 0,4 объема ряжа занято деревом и лишь остальной объем, около 0,6 объема ряжа, приходится на камень.

Взятая ширина ряжа  $l$  по неравенству (7), (8) или (9) гарантирует ряж от предположенной деформации перекашивания ряжа, но взятое по этим неравенствам значение  $l$  может оказаться с большим запасом прочности, при чем этот запас в некоторых случаях может повести к явно преувеличенным результатам.

Перейдем сейчас к выяснению этих случаев.

Если в основной формуле (7), определяющей достаточную ширину ряжа, будем изменять только величины  $h_1$  и  $l$ , а остальные величины, входящие в эту формулу, предположим, сохраняющими свое значение, то с увеличением  $h_1$ , величина  $l$  будет увеличиваться, т.-е. будет функцией возрастающей, если производная  $l$  по  $h_1$  будет положительной; если же производная  $\frac{dl}{dh_1}$  будет отрицательна, то величина  $l$  будет уменьшаться с увеличением  $h_1$  или, что то же самое,  $l$  будет увеличиваться с уменьшением  $h_1$ . В этом последнем случае, мы, очевидно, получим

преувеличенные значения  $l$ , ибо чем меньше,  $h_1$ , тем фактически должно быть и меньше  $l$ .

Взяв производную  $l$  по  $h_1$ , по формуле (7), имеем:

$$\frac{dl}{dh} = -\frac{2k}{f\Delta h_1^2} + \frac{\Delta_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)}{3f\Delta} \dots \dots (10)$$

Итак, функция  $l$  будет возрастающей, если будет соблюдено неравенство:

$$-\frac{2k}{f\Delta h_1^2} + \frac{\Delta_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)}{3f\Delta} > 0,$$

откуда получаем:

$$h_1 > \sqrt{\frac{6k}{\Delta_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)}} \dots \dots \dots (11)$$

В противном случае, если будет соблюдено неравенство,

$$h_1 < \sqrt{\frac{6k}{\Delta_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)}} \dots \dots \dots (12)$$

то функция  $l$  будет убывающая.

Из неравенств (11) и (12) следует, что если мы подберем  $h_1$ , так, что эта величина, которую назовем через  $h'_1$ , будет выражаться следующим образом:

$$h'_1 = \sqrt{\frac{6k}{\Delta_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)}} \dots \dots \dots (13)$$

и ей будет соответствовать полученное из формулы (7) значение  $l'$ , куда подставим значение  $h'_1$ , то при высоте ряжа меньшей  $h'_1$ , соответствующая ширина ряжа  $l$  будет получаться по формуле (7) с преувеличенным значением и будет иметь излишек прочности, ибо в этом случае, который соответствует формуле (12), функция  $l$  является убывающей.

Поэтому в последнем случае, если высота ряжа будет фактически меньше величины  $h'_1$ , полученной по формуле (13), следует, чтобы не создавать излишков прочности, ширину ряжа  $l$  взять такую, которая определится из формулы (7), (8) или (9), куда подставим вместо  $h_1$  величину  $h'_1$ .



### § 3. Общие указания, выработанные практикой при проектировании ряжевых конструкций.

Основным правилом при проектировании ряжевых конструкций является подобрать размеры ряжа такими, чтобы лес, имеющийся в данном районе, был использован наиболее экономически и чтобы было возможно меньше обрезков.

Поэтому, если, например, известно, что в данном районе наиболее ходовой размер леса имеет длину 6,5 м. (9 арш.), то следует как длину ряжа, так и ширину его подбирать так, чтобы эти размеры были кратными 6,5 м.

Затем рекомендуется внешним формам ряжа придавать прямоугольное очертание и, если делать наклон одной или двух продольных стен, то этот наклон по отношению к вертикали должен быть небольшим, ибо при большом наклоне стенок ряжа заполнение его камнем в острых углах будет не вполне удовлетворительным.

Промежуточные поперечные и продольные стенки ряжа обыкновенно располагают во взаимном расстоянии ось от оси на 2 м., при чем эти стенки иногда делают не сплошными, а с перерывами, располагая невысокие стенки в 5—10 бревен по высоте в шахматном порядке. Такое расположение промежуточных стенок несколько лучше связывает наружные стенки, но имеет то неудобство, что, при заполнении ряжа камнем, крупные камни могут застрять между стенками и не дадут заполнить ряж.

Как выше указывалось, для связи отдельных венцов ряжа между собой по высоте ставят сжимы, которые располагают как по наружным стенкам, так и по поперечным промежуточным стенкам, а иногда располагают их на остатках, т.-е. на выступающих концах бревен поперечных стенок. Иногда же сшивают отдельные венцы ряжа между собой по высоте помощью ершей.

В первом случае сжимы иногда ставят, прирубая их к круглым бревнам ряжа, при чем в этом случае, очевидно, поверку сжимов нужно произвести только на разрыв и можно болтов не поверять. Иногда же, наоборот, в месте расположения сжима стенку ряжа стесывают под плоскость и в этом случае, кроме поверки на разрыв самого сжима, необходимо произвести и поверку прочности болтов, стягивающих сжим.

Под днищем ряжа обыкновенно располагают два—три венца стенок, что дает ряжу большую устойчивость после его установки от горизонтального перемещения по основанию.

Прирубка бревен ряжа друг к другу обыкновенно делается или в чашку или замком. У нас принято за правило делать врубки: 1) по углам и в пересечениях с наружными стенками—замками, 2) а в остальных местах—в чашку.

Высоту ряжей обыкновенно принимают такой, чтобы верхний венец ряжа находился под водой при самом низком горизонте, устраивая верхнее строение из каменной кладки на растворе. Делается это из тех соображений, чтобы дерево ряжа не подвергалось гниению, ибо смена отдельных венцов ряжа представляет собой сложную и дорого стоящую работу.

Задние стенки ряжа, ради экономии, иногда делают не во всю высоту ряжа.

При проектировании ряжевых набережных полезно учесть рассуждение, приведенное в отделе I, глава IV, § 5.

### ГЛАВА III

#### Пример расчета.

Положим, требуется поверить устойчивость ряжевой набережной следующего профиля, с временной нагрузкой на поверхность, равной 900 пудов на 1 кв. саж. или, что то же, 3,25 тонны на 1 кв. метр.

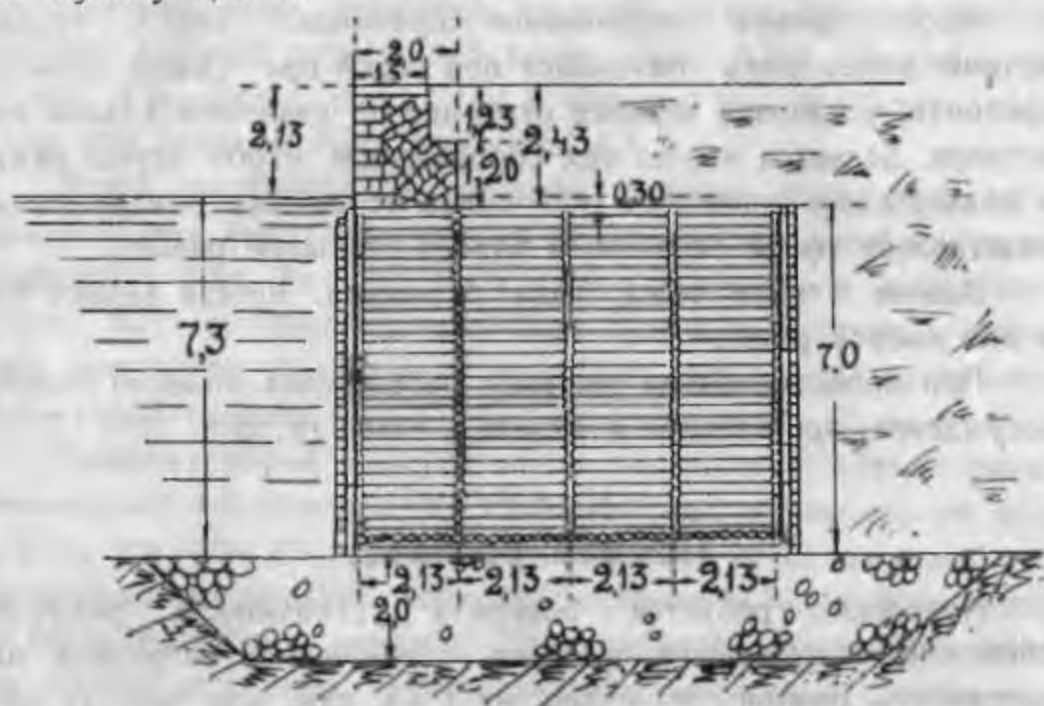
Принимая следующие расчетные данные:

- 1) Вес каменной кладки на воздухе . . . 2,2 т. в 1 куб. м.
- 2) » » » под водой . . . 1,2 » » » » »
- 3) » » наброски под водой . . . 1,0 » » » » »
- 4) » дерева на воздухе. . . . . 0,6 » » » » »
- 5) » сухого грунта, являющегося за-  
сыпкой . . . . . 1,7 » » » » »
- 6) Вес грунта под водой . . . . . 1,0 » » » » »
- 7) Угол естественного откоса грунта на  
воздухе . . . . . 35°
- 8) То же под водой . . . . . 25°
- 9) Предположим, что набережная по-  
строена на песчаном грунте, где ко-  
эффициент трения каменной наброски  
по грунту . . . . . 0,50
- 10) Коэффициент трения ряжа по наброске 0,70

А. Определение величины распора и опрокидывающего момента.

Определим величину распора, который приходится на верхнюю надстройку.

Этот распор сложится из двух составляющих: распора от сухого грунта на глубину 2,13 м. и распора от грунта в воде на глубину 0,30 м.



Черт. № 52.

По формуле (5) 1 отдела, имеем:

$$R_1 = \frac{1700 \times 2,13^2}{2} \left( 1 + 2 \frac{h_0}{2,13} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right),$$

$$\text{где } h_0 = \frac{3250}{1700} = 1,91 \text{ м.},$$

отсюда  $R_1 = 2920$  кг. на 1 пог. м.;

$$R_2 = \frac{1000 \times 0,30^2}{2} \left( 1 + 2 \frac{h'_0}{0,30} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right),$$

$$\text{где } h'_0 = \frac{3250 + 1700 \times 2,13}{1000} = 6,87 \text{ м.}$$

откуда  $R_2 = 855$  кг. на 1 пог. м.

Распор, приходящийся непосредственно на ряж:

$$R_3 = \frac{1000 \times 7,0^2}{2} \left( 1 + 2 \frac{h''_0}{7,0} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right),$$

$$\text{где } h''_0 = \frac{3250 + 1700 \times 2,13 + 1000 \times 0,3}{1.000} = 7,17 \text{ м.}$$

откуда  $R_3 = 30200$  кг. на 1 пог. м.

Общая величина распора на набережную стенку получается на 1 пог. м. длины:

$$R = R_1 + R_2 + R_3 = 2920 + 855 + 30200 = 33975 \text{ кг. на 1 пог. м.}$$

Плечи приложения этих распоров будут:

$$r_1 = \frac{2,13}{3} \left( \frac{2,13 + 3 \times 1,81}{2,13 + 2 \times 1,81} \right) = 0,94 \text{ м., } r_1^0 = 7,3 + 0,94 = 8,24 \text{ м.}$$

$$r_2 = \frac{0,30}{3} \left( \frac{0,30 + 3 \times 6,87}{0,30 + 2 \times 6,87} \right) = 0,149 \text{ м., } r_2^0 = 7,0 + 0,15 = 7,15 \text{ м.}$$

$$r_3 = \frac{7,0}{3} \left( \frac{7,0 + 3 \times 7,17}{7,0 + 2 \times 7,17} \right) = 3,12 \text{ м.}$$

Общий опрокидывающий момент—

$$M_0 = 2920 \times 8,24 + 855 \times 7,15 + 30200 \times 3,12 = 118760 \text{ кг. м.}$$

В. Определение необходимой ширины ряжа, обеспечивающей против деформации.

Подставив в формулу (7) числовые значения:

$$K = R_1 + R_2 = 3775 \text{ кг.}$$

$$h_1 = 7,0 \text{ м.,}$$

коэффициент трения камня по камню  $f = 1,0$ ,

$\Delta$ —вес 1 куб. м. камня в воде, служащего заполнением ряжа и составляющего 0,6 от объема всего ряжа по наружному обмеру и потому  $0,6 \times 1000 = 600$  кг.

$\Delta_1$ —вес 1 куб. м. грунта в воде засыпанного

сзади. . . . . — 1000 кг.

$\varphi$  —угол естественного откоса грунта. . . . . —  $25^\circ$

$q$  —вертикальное давление на 1 кв. м. плоскости на уровне верха ряжа  $h''_0 = 7170$  кг.

Тогда ширина ряжа:

$$l \geq \frac{2 \times 3775}{7,0 \times 600} + \frac{1000 \times 7,0 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right)}{3 \times 600} + \frac{7170 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right)}{600}$$

откуда  $l \geq 1,8 + 1,58 + 4,84 = 8,22 \text{ м.}$

Теперь посмотрим не является ли полученное значение выбранным с большим запасом.

Для этого по формуле (13) определим ту высоту ряжа  $h'$ , по которой полученное значение ширины ряжа  $l'$  является выбранным без излишков прочности и если окажется, что наш ряж имеет высоту  $h$ , меньшую, чем полученное значение  $h'$ , то это покажет, что в полученном нами значении  $l$  есть некоторый излишек прочности.

$$h' = \sqrt{\frac{6 \times 3775}{1000 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right)}} = 7,46 \text{ м.} > 7,0 \text{ м.}$$

Отсюда видно, что ширину ряжа, для того, чтобы не было излишка прочности, следует взять по формуле:

$$l_1 = \frac{2 \times 3775}{7,46 \times 600} + \frac{1000 \times 7,46 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right)}{3 \times 600} + \frac{7170 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right)}{600}$$

откуда  $l_1 \geq 1,69 + 1,68 + 4,84 = 8,21 \text{ м.}$ , что существенно не меняет значения  $l$ .

Принимаем ширину ряжа 4 саж. — 8,52 м., что соответствует ходовому размеру бревен длиной 12 арш.

### В. Определение устойчивости ряжа.

По предыдущему

Наименование частей стенки.	Подсчет для определения веса.	Вес в тоннах.	Плечо устой- чивости в метрах.	Момент устой- чивости в тонно- метрах.
Верхняя часть надвод- ной надстройки . . .	1,5×1,23×2,2	4,06	0,75	3,04
Нижняя часть верхней надстройки над во- дой. . . . .	2,0×0,9×2,2	3,96	1,0	3,96
То же—часть под во- дой. . . . .	2,0×0,3×1,2	0,72	1,0	0,72
Земляная засыпка над выступ. надстройки.	0,5×1,23×1,7	1,045	1,75	1,83
Земляная засыпка над ряжем над водой . .	6,52×2,13×1,7	23,65	5,26	124,40
То же под водой . . .	6,52×0,30×1,0	1,955	5,26	10,30
Каменная засыпка ряжа	8,52×7,0×0,6×1,0	35,80	4,26	152,60
Вычитается плавуче- сть деревянного остова ряжа . . . .	8,52×7,0×0,4×0,4	-9,53	4,26	-40,60
		61,66		256,25

Отсюда получаем, что равнодействующая распора и огрузочного веса проходит от ребра опрокидывания в расстоянии:

$$x = \frac{256,25 - 118,76}{61,66} = 2,23 \text{ м.}$$

В виду того, что  $2,23 \text{ м.} < \frac{8,52}{3}$ , то

$$\sigma_{\max} = \frac{2}{3} \frac{61,66}{2,23} = 18,4 \frac{\text{тонн}}{\text{м}^2} = 1,84 \frac{\text{кг.}}{\text{см}^2}$$

\*Коэффициент устойчивости на опрокидывание.

$$\mu = \frac{256,25}{118,76} = 2,16.$$

Коэффициент устойчивости на скольжение по каменной наброске:

$$\tau_{11} = \frac{61,66 \times 0,7}{30,2} = 1,43.$$



Черт. № 53.

Коэффициент устойчивости на скольжение с частью каменной постели по грунту, учитывая, что такому скольжению сопротивляется отпор впереди лежащего грунта.

Из чертежа № 53 видно, что вместе с ряжем стремится скользить каменная призма объемом—

$$\frac{(4 + 6,69) + 6,69}{2} \times 2 = 17,38 \text{ куб. м.,}$$

весом—17,38 тонн.

Отсюда коэффициент устойчивости на скольжение по грунту, не учитывая отпора впереди лежащего грунта будет:

$$\tau_{12} = \frac{(61,66 + 17,38) \times 0,50}{30,2} = 1,31$$

При учете отпора впереди лежащего грунта, который равен на 1 пог. м. длины:

$R_{\text{пассив.}} = \frac{1000 \times 2,0^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{25^\circ}{2} \right) = 4,93$  тонн. на 1 пог. м.,  
получается:

$$\tau_{13} = \frac{(61,66 + 17,38) 0,50 + 4,93}{30,2} = 1,47.$$

Определение устойчивости грунта на выпирание производится по предыдущему.

В виду того, что равнодействующая распора и давления проходит в расстоянии 2,23 м. от ребра опрокидывания, примем, что для замены неравномерного давления по подошве, рязж передает всю свою вертикальную нагрузку с 1 пог. м. равномерно на площадь  $2 \times 2,23 \times 1 = 4,46$  кв. м.

Тогда давление на каменную наброску будет:

$$\frac{61,66}{4,46} = 13,85 \frac{\text{тонн}}{\text{м}^2}.$$

Последнее давление, передаваясь через слой каменной наброски толщиной 2 м. и распространяясь под углом в  $45^\circ$ , передается на площадь  $(4,46 + 2 + 2) \times 1,0 = 8,46 \text{ м}^2$ , и тогда давление на грунт будет, учитывая собственный вес наброски:

$$\frac{61,66}{8,46} + 2,0 = 7,29 + 2 = 9,29 \frac{\text{тонн}}{\text{м}^2}.$$

По принятому обозначению:

$$f = \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} 25^\circ = 0,466,$$

$$\mu = \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 2,46.$$

Подставляя эти значения в формулы (46) и (48) I отдела:

$$\alpha = - \frac{4 \times 2,46^2 + 4 \times 2,46 + 1}{12 \times 2,46^2 \times 0,466^2} = - 2,73$$

$$\beta = \frac{-8 \times 2,46^3 + 42 \times 2,46^2 - 6 \times 2,46 - 1}{108 \times 2,46^3 \times 0,466^3} +$$

$$+ \frac{1,0 \times 8,46 \sin 50^\circ - 4 \times 9,29}{4 \times 1,0 \times 2,46 \times 8,46 \sin^2 25^\circ} = 0,734 - 1,75 = -1,016.$$

Подставляя в (43):

$$x^3 - 2,73 x - 1,016 = 0.$$

Возьмем  $x_1 = 1,8$ ,

$$\text{тогда } x_2 = 1,8 - \frac{5,83 - 4,91 - 1,02}{9,72 - 2,73} = 1,8 + \frac{0,10}{6,99} = 1,814;$$

принимаем  $x = 1,81$ ;

подставляя это значение в (49):

$$Z = 1,81 - \frac{4 \times 2,46 - 1}{6 \times 2,46 \times 0,466} = 1,81 - 1,29 = 0,52.$$

Подставляя числовые значения в (37):

$$A = 1,0 \times 2,46 \times 8,46 \times 0,466 = 9,7$$

$$B = 1,0 \times 8,46 (2,46 - 1) = 12,35$$

$$C = 1,0 \times 8,46 \times 0,466 - 2 \times 9,29 = -14,64$$

$$D = 2,0 \times 0,466 \times 9,29 = 8,65$$

из (36) получаем:

$$J = \frac{8,46}{2} \times \frac{9,7 \times 0,52^3 + 12,35 \times 0,52^2 - 14,64 \times 0,52 + 8,65}{1 + 0,466 \times 0,52} = 19,7 \text{ тонн.}$$

Из этого видно, что эта набережная будет неустойчива на грунте, угоя естественного откоса которого под водой равен  $25^\circ$ , ибо при распоре, большем 19,7 тонн, грунт под основанием должен будет начать выпираться. Полученное же значение распора у нас 30,2 тонн  $>$  19,7 тонн.

Фактически следует увеличить ширину ряжа или же отсыпать позади ряжа каменную отсыпь и этим добиться более равномерного распределения давления по подошве.

Не производя здесь повторного расчета, положим, что благодаря каменной отсыпи за ряжем мы получили уменьшение величины распора и этим добились того, что набережная оказалась устойчива.

#### Г. Проверка прочности связей ряжа при его загрузке.

На основании формулы (1) этого отдела, при предположении, что бревна взяты для рубки ряжа толщиной 5 вер.—22 см., что  $H = H_0 = 7$  м., что дно ряжа расположено между 2 и 3 венцами и потому  $h_0 = 55$  см. и, наконец, что вес 1 куб. м. воды—1,014 т. и что вес 1 куб. м. дерева—0,6 т., получаем,



что сила, стремящаяся поднять стенки ряжа на 1 пог. м. полного периметра стенок, будет:

$$\frac{\pi \times 0,22}{4} \left[ (7,00 - 0,55) \times (1,014 - 0,6) \right] = 0,461 \text{ тонны.}$$

Полагая ряж срубленным в длину из 12 клеток, а в ширину—из 4 клеток (25,56×8,52 м.), получаем, что поперечных стен будет 13 штук и продольных стен—5 штук. Тогда полный периметр ряжа будет:

$$13 \times 8,52 + 25,56 \times 5 = 238,4 \text{ пог. м.}$$

Отсюда все усилие, приложенное к стенам ряжа, стремящееся их оторвать от дна, которое погружается под весом насыпанного на него камня, будет:

$$238,4 \times 0,461 = 110 \text{ тонн.}$$

Отсюда видим, что для загрузки камнем ряжа, чтобы он сел на дно, требуется в него забросать 110 куб. м. камня.

Полагая вертикальную связь венцов ряжа между собой и с дном получить помощью ершей и сжимов, которые будут поставлены по концам поперечных стенок, выходящих за лицо наружных продольных стенок и полагая в запас прочности отдельно рассчитать усилие в сжимах и количество необходимых ершей на все усилие в 110 тонн.

Тогда из предположения, что каждый ерш сечением 20 мм. × 20 мм. допускает на себя отрывающее усилие в 1,0 тонну, получаем, что количество ершей в каждом венце должно быть 110 штук.

По числу пересечений поперечных стен с наружными и продольными, получаем, что сжимов будет 13×2=26 пар.

И отсюда каждая пара будет нести растягивающее усилие  $= \frac{110}{26} = 4,23$  тонн.

Полагая сечения сжимов 15×15 см., получаем, что каждый брус будет испытывать растягивающее напряжение:

$$\frac{4230}{2 \times 15^2} = 9,4 \text{ кг/см}^2 < 60 \text{ кг/см}^2.$$

Ставя болты по высоте через 1,75 м., получаем, что каждый болт будет нагружен усилием:

$$\frac{4230}{4} = 1057 \text{ кг.}$$

Полагая болты  $\frac{3}{4}$ "—1,9 см., получаем, что площадь, подвергающаяся смятию в дереве, будет:  $1,9 \times 15 = 28,5 \text{ см}^2$ .

Отсюда напряжение на смятие в дереве вдоль волокна =

$$\frac{1057}{28,5} = 37 \text{ кг/см}^2 < 60 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение на перерезывание в болте =

$$= \frac{1057}{\frac{\pi \times 1,9^2}{4}} = 373 \text{ кг/см}^2 < 600 \text{ кг/см}^2.$$

#### IV. РАСЧЕТ СВАЙНЫХ НАБЕРЕЖНЫХ, ПРИНИМАЮЩИХ НА СЕБЯ РАСПОР ГРУНТА

Как это видно из примеров расчета, приведенных выше, сплошные стенки набережных при относительно больших глубинах получаются, с одной стороны, сами по себе крайне массивными и дорого стоящими, а с другой стороны, и давления на грунт получают такие, что только хороший грунт может выдерживать получающуюся нагрузку.

Поэтому в водах, в которых нет шашня, раньше преимущественно, набережные устраивались на деревянном свайном основании. Теперь же и у нас, и за границей проектируются и устраиваются железо-бетонные свайные набережные, которые, помимо того, что они дешевле, позволяют быстрее производить постройку.

При этом нужно отметить, что теория Ребхана, по которой выведены все вышеприведенные формулы для значений распоров, относится, главным образом, для стенок, которые могут подвергнуться сдвигению или осадке, иначе говоря, для стенок из массивовой кладки или из исполинских массивов. Что же касается шпунтовых или сплошных свайных рядов, то здесь, как показал опыт, а также, как это следует и из теоретических исследований—величина призмы обрушения, а следовательно, и величина распора получается меньше.

Причиной этого явления является то, что, благодаря полному закреплению сплошного свайного ряда в грунте, низ такого может быть принят вполне неподвижным. Если же верхняя часть этого ряда удерживается в незыблемом положении при помощи анкеров или же при помощи впереди стоящей эстакады, то, под действием распора, единственная деформация, которая возможна со сплошным свайным рядом,—это его прогиб по

середине и, таким образом, вместо полной призмы обрушения, которая давит на обыкновенную стенку—в данном случае на сплошной свайный ряд—будет нажимать призма обрушения, много меньшая по своему об'ему.

Опыты, произведенные крупной железобетонной фирмой Христиани и Нильсен над изучением этого вопроса, показали, что фактическая величина распора, который приходится на сплошные свайные ряды, в зависимости от рода засыпанного сзади грунта, колеблется в пределах от  $\frac{1}{3}$  до  $\frac{1}{5}$  от той величины распора, которая определена обычным способом.

В силу изложенного, последние расчеты набережных со сплошным или шпунтовым рядом свай поверены на прочность из предположения, что фактическая величина распора меньше той, которая определена по обычным формулам расчета. Так, Международная Набережная Николаевского порта, построенная в 1913 году, рассчитана из предположения, что фактическая величина распора равна половине теоретической; Набережная у холодильника в Ленинградском порту, построенная в 1925 году, рассчитана в предположении уменьшения величины распора в 3 раза.

Поэтому можно принять, что расчетную величину распора, при расчете сплошных или шпунтовых свайных рядов, следует уменьшать в два раза против теоретической.

На основании тех же опытов Христиани и Нильсен, расчетную величину отпора для свайных сплошных или шпунтовых рядов можно принять увеличенной в два раза против значения величины отпора, полученной по обычной формуле.

---

## Г Л А В А I.

### **Вывод основных формул для расчета свай.**

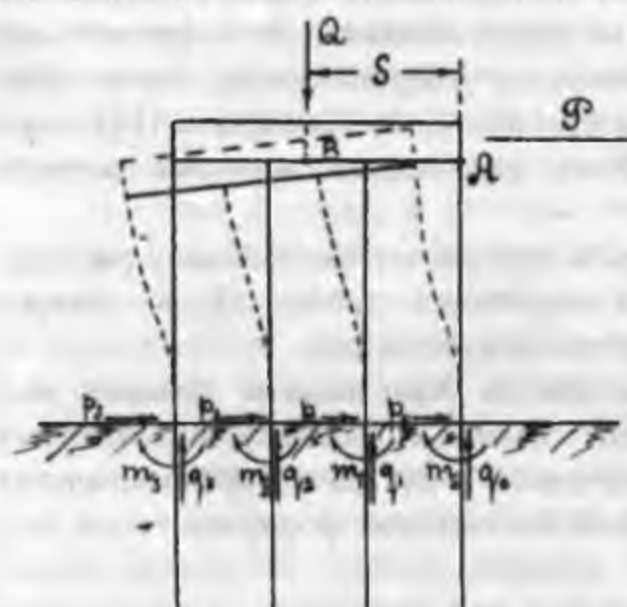
В виду того, что обычный тип этих набережных состоит из деревянного или железобетонного ростверка, основанного соответственно на деревянных или железобетонных сваях, причем часть свай забита вертикально, а часть—наклонно, а иногда и с наклонами в разные стороны, расчет такой набережной, как статически неопределимой системы, является чрезвычайно сложным. Поэтому фактически до последнего времени эти набережные рассчитывались графическим методом, при чем

определялись этим способом только те нагрузки, которые несет каждая из свай в отдельности.

Конечно, этот способ расчета можно рассматривать только, как приближенный, и в силу этого проф. Н. М. Герсевановым предложен новый метод расчета, который также основан на некоторых допущениях и поэтому является тоже не вполне точным, но который обрисовывает работу всей системы в целом и, как показывает практика, дает картину деформаций и усилий, весьма близкую к действительности.

### § 1. Вывод основных формул для вертикальных свай, закрепленных своим верхним концом в ростверк.

При выводе основных формул принято, что верхняя надстройка над сваями обладает полной жесткостью и не деформируется, изгибаются



Черт. № 54.

только одни сваи, как гибкие брусья, заделанные верхним своим концом, в железо-бетонную или бетонную подушку (ростверк), а внизу заделанные в грунт, причем глубину заделки свай в грунт приходится принимать, в зависимости от рода грунта, ближе к поверхности грунта или глубже.

Назовем, согласно чертежу № 54, через  $\theta$  и  $P$  соответственно равнодействующие всех вертикальных и всех горизонтальных сил, действующих на систему. Далее, через  $P_0, P_1, \dots, P_n$  — все горизонтальные реакции грунта для первой, второй, третьей и т. д. свай; через  $q_0, q_1, \dots, q_n$  — все вертикальные реакции грунта, действующие на каждую из свай, и через  $m_0, m_1, \dots, m_n$  назовем опорные моменты, действующие в точке каждого закрепления свай.

Примем, как выше сказано, что верхняя надстройка, оставаясь абсолютно жесткой, и не изменяется.

Пусть линия  $ON$  (черт. № 55) изображает проекцию нижней грани верхнего строения, а точки  $O, I, II$  и т. д. изображают собой проекции пересечения осей свай с верхним строением.

Пусть, затем, линия  $O'N'$  изображает положение вышеуказанной плоскости проекции нижней грани верхнего строения после деформации опоры под действием внешних сил, при чем точки  $O', I', II', \dots, N'$  изображают соответствующие новые положения точек  $O, I, II, \dots, N$ .

Тогда, по принятому предположению абсолютной жесткости верхнего строения, линия  $O'N'$  остается прямой и расстояния между точками  $O', I', II', \dots, N'$  остаются соответственно равными расстояниям  $O, I, II, \dots, N$ .



Черт. № 55.

Обозначим расстояния точек  $I, II, \dots, N$  от точки  $O$  через  $l_1, l_2, \dots, l_n$ .

Далее, назовем через  $a_0, a_1, \dots, a_n$  горизонтальные проекции смещения точек  $O, I, II, \dots, N$ , через  $b_0, b_1, \dots, b_n$  назовем вертикальные проекции смещения этих же точек и, наконец, через  $C$  назовем *tangens* угла поворота линии  $O'N'$  относительно первоначального положения.

В виду того, что значения  $C$  всегда получаются очень малыми, можно принять, что  $a_0 = a_1 = a_2 = \dots = a_n$ .

Из чертежа № 55 видно, что величины вертикальных проекций смещения опорных точек  $b_0, b_1, \dots, b_n$  можно выразить следующим общим равенством:

$$b_n = b_0 + Cl_n \dots \dots \dots (1)$$

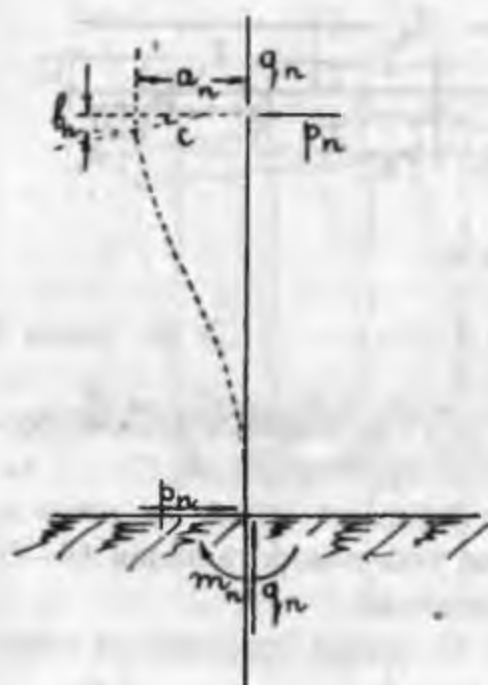
В виду принятого нами обозначения, где мы назвали через  $p_n$  и  $q_n$  горизонтальную и вертикальную проекции реакций грунта  $N$ -ой сваи и в виду того, что на каждую из свай по их высоте никаких других сил не приложено, то можно принять,

что на головы свай соответственно действуют силы,  $p_n$  и  $q_n$ , являющиеся составляющими соответственных сил  $P$  и  $\Theta$ , и действующие в прямо противоположном направлении реакциям грунта.

Рассмотрим условия изгиба какой-либо вертикальной сваи.

Для вывода упругой линии изгиба сваи предположим начало координат совмещенным с точкой заделки сваи в грунте, а ось  $x$ -ов с осью сваи до ее изгиба, тогда, обозначая через  $m_n$  величину изгибающего момента в точке заделки сваи в грунт, можно написать дифференциальное уравнение упругой линии сваи после ее изгиба:

$$EJ \frac{d^2y}{dx^2} = m_n - p_n x + q_n y \dots \dots \dots (2)$$



Черт. № 56.

Для упрощения расчета в выражении (2) пренебрежем последним членом  $q_n y$ , выражающим момент, даваемый продольной силой  $q_n$ . Действительно, как практика показала, исключение этого члена из выражения (2) изменяет результаты исчислений величины момента, примерно, на 20% и потому, в общем, существенно не влияет на решение; одновременно с этим, путем исключения этого члена, дальнейшее преобразование формулы (2) значительно упрощается.

Таким образом, в упрощенном виде дифференциальное

уравнение упругой линии сваи после ее изгиба будет:

$$EJ \frac{d^2y}{dx^2} = m_n - p_n x \dots \dots \dots (3)$$

где  $E$  — модуль упругости того материала, который принят для сваи,

$J$  — момент инерции сваи.

Интегрируя выражение (3):

$$EJ \frac{dy}{dx} = m_n x - p_n \frac{x^2}{2} + C_1 \dots \dots \dots (4)$$

и далее—

$$EJy = m_n \frac{x^2}{2} - p_n \frac{x^3}{6} + C_1 x + C_2 \dots \dots \dots (5)$$

в формулах (4) и (5) мы имеем, на основании условия закрепления сваи в грунте, что при  $x = 0$  будет:  $\frac{dy}{dx} = 0$  и  $y = 0$ , и поэтому можно сказать, что  $C_1$  и  $C_2$  равны нулю.

Далее, при  $x$ , равном длине сваи  $L_n$  (между нижней точкой закрепления и верхней), мы должны иметь  $\frac{dy}{dx} = c$  и  $y = a$ .

Подставляя эти величины в формулы (4) и (5), имеем:

$$EJc = m_n L_n - p_n \frac{L_n^2}{2} \dots \dots \dots (6)$$

$$EJa = \frac{m_n L_n^2}{2} - \frac{p_n L_n^3}{6} \dots \dots \dots (7)$$

Решая оба уравнения (6) и (7) относительно величин  $p_n$  и  $m_n$ , получим:

$$p_n = \frac{6EJ}{L_n^3} (2a - L_n c) \dots \dots \dots (8)$$

$$m_n = \frac{2EJ}{L_n^2} (3a - L_n c) \dots \dots \dots (9)$$

Далее, из условия сжатия сваи под влиянием продольной силы  $q_n$  можно написать:

$$q_n = \frac{b_n \omega E}{L_n} - \frac{b_0 \omega E}{L_n} + \frac{cl_n \omega E}{L_n} \dots \dots \dots (10)$$

где  $\omega$  есть площадь сечения сваи.

Теперь, имея выражения (8), (9) и (10) и подставляя в них числовые значения  $E$ ,  $J$ ,  $\omega$ ,  $L_n$ ,  $l_n$ —известные для каждой из свай, будем иметь  $3 \times (N + 1)$  уравнений, включающих в себе три неизвестных величины  $a$ ,  $b_0$  и  $c$ .

Воспользуемся тремя уравнениями статики, примененными к силам, действующим на всю систему, для чего мысленно



заменяем действие грунта на сваи соответственно силами  $p_n$ ,  $q_n$  и  $m_n$ , имея в виду, что внешние силы будут  $P$  и  $\Theta$ .

Первое уравнение должно выражать, что сумма горизонтальных сил, действующих на систему, равна нулю. В нашем случае горизонтальными силами являются внешняя сила  $P$  и силы  $p_1, p_2, \dots, p_n$  (горизонтальные реакции опор).

$$P = \sum_{n=0}^{n=N} p_n \dots \dots \dots (11)$$

Второе уравнение должно выражать, что сумма вертикальных сил, действующих на систему, равна нулю. В нашем случае вертикальными силами являются внешняя сила  $\Theta$  и силы  $q_1, q_2, \dots, q_n$  (вертикальные реакции опор).

$$\Theta = \sum_{n=0}^{n=N} q_n \dots \dots \dots (12)$$

Наконец, третье уравнение должно выражать, что сумма моментов всех сил относительно любой точки системы должна равняться нулю.

Возьмем, скажем, точку  $A$  (см. черт. № 54), где мы считаем приложенной силу  $P$ . Тогда сумма моментов вокруг этой точки сложится в нашем случае: 1) сумма изгибающих моментов реакций опор; 2) сумма моментов горизонтальных реакций опор относительно точки  $A$ ; 3) сумма моментов вертикальных реакций опор относительно точки  $A$ ; 4) момент вертикальной силы  $\Theta$  относительно точки  $A$ .

Для упрощения можно было бы выбрать, скажем, не точку  $A$ , а точку  $B$ , где проходит вертикальная сила  $\Theta$ ; тогда момент вертикальной силы  $\Theta$  относительно этой точки был бы равен нулю.

Тогда сумма моментов относительно точки  $A$  будет:

$$\sum M_A = \sum_{n=0}^{n=N} m_n - \sum_{n=0}^{n=N} p_n L_n + \sum_{n=0}^{n=N} q_n l_n - \Theta s = 0 \dots (13)$$

Если взять точку  $B$ , то сумма моментов относительно нее будет:

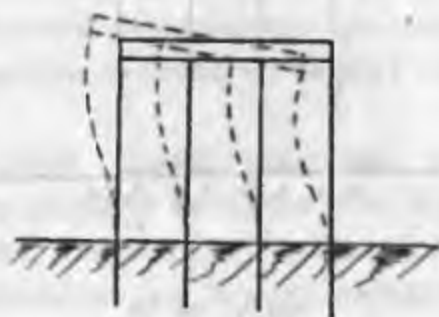
$$\sum M_B = \sum_{n=0}^{n=N} m_n - \sum_{n=0}^{n=N} p_n L_n - \sum_{n=0}^{n=K} q_n (s - l_n) + \sum_{n=k+1}^{n=N} q_n (l_n - s) = 0 (13 \text{ bis})$$

при чем в этом уравнении принято, что в  $\sum_{n=0}^{n=k} q_n (s-l_n)$  должны быть введены все сваи 0, 1, 2, . . . . . K, находящиеся правее точки В, и в выражение  $\sum_{n=k+1}^{n=N} q_n (l_n-s)$  включены все сваи (K+1), (K+2), . . . . . N, находящиеся левее точки В.

Подставляя в уравнения (11), (12) и (13) значения Р и  $\Theta$ , а затем значения  $p_n$ ,  $q_n$  и  $m_n$ , выраженные в функциях от трех неизвестных а,  $b_0$  и с, согласно формул (8), (9) и (10), будем иметь три уравнения с тремя неизвестными, решая каковые, находим величины а,  $b_0$  и с.

При этом, если получим, что а  $b_0$  и с будут иметь положительное значение, то это покажет, что те предположения, которые мы ввели в основу наших выводов, были правильны, т.е. верхнее строение примет тот наклон, который изображен на чертеже № 54.

Если же получится, что с будет со знаком минус, то это покажет, что верхнее строение наклонится не так, как изображено на чертеже № 54, а так, как изображено на чертеже № 57.



Черт. № 57.

То же можно сказать и относительно величины  $b_0$ . Если получим значение  $b_0$  со знаком минус, то это покажет, что свая О не укорачивается, а удлиняется, и вертикальное смещение ее верхней точки закрепления направлено вверх, а не вниз.

Получив значения а,  $b_0$  и с и подставив их в выражения (8), (9) и (10), будем иметь величины сил, действующих на сваи в нижней точке закрепления.

Величина изгибающего момента в верхней точке закрепления сваи, очевидно, будет:

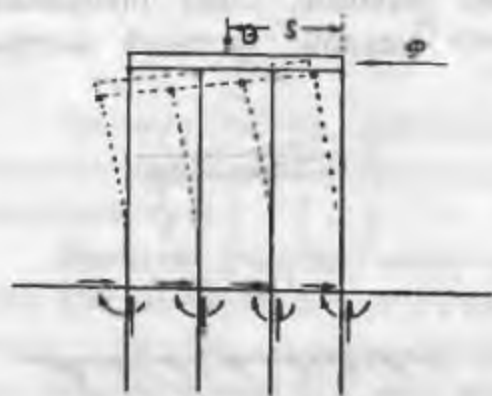
$$m'_n = m_n - p_n L_n + q_n a \dots \dots \dots (14)$$

Имея числовые значения  $p_n$ ,  $q_n$ ,  $m_n$  и  $m'_n$ , будем иметь все необходимые данные для проверки прочности проектируемого сооружения.

## § 2. Вывод основных формул для вертикальных свай, верхним концом своим соединенных с ростверком шарнирами.

Если принять те же обозначения, которые нами приняты выше и ввести то же предположение об абсолютной жесткости верхнего строения, но сделать предположение, что верхними концами сваи соединены с ростверком шарнирами (черт. № 58),— что можно допустить, если, например, на деревянных сваях, на шипах расположен деревянный ростверк,—то основные формулы примут следующий вид.

Интегрируя попрежнему уравнение упругой линии изгиба сваи (3), получаем уравнения (4) и (5), при чем, попрежнему, в силу закрепления свай в грунте  $X=0$ , получаем  $\frac{dy}{dx} = 0$  и  $y=0$ , почему  $C_1$  и  $C_2$  равны 0.



Черт. № 58.

Далее, имея в виду то, что в верхнем своем конце свая соединена шарниром с ростверком и таким образом изгибающий момент в этом месте равен нулю и в этой точке имеется только вертикальная, составляющая  $q_n$ , и горизонтальная, составляющая  $p_n$ , то мы можем написать, что изгибающий момент в нижней точке закрепления будет:

мент в нижней точке закрепления будет:

$$m_n = p_n L_n \dots \dots \dots (15)$$

где  $L_n$  есть длина сваи (от верхнего шарнира до нижней точки закрепления). Кроме того, подставляя в формулу (5) значение  $y=a$  при  $x=L_n$ , получаем:

$$EJa = \frac{m_n L_n^2}{2} - \frac{p_n L_n^3}{6},$$

и подставляя в это выражение значение формулы (15), получаем:

$$EJa = \frac{p_n L_n^3}{2} - \frac{p_n L_n^3}{6} = \frac{p_n L_n^3}{3},$$

откуда находим:

$$p_n = \frac{3EJ}{L_n^3} a \dots \dots \dots (16)$$

и подставляя это выражение в (15),

получаем:

$$m_n = \frac{3EJa}{L_n} \dots \dots \dots (17)$$

Попрежнему можем написать формулу (10):

$$q_n = b_0 \frac{\omega E}{L_n} + c \frac{l_n \omega E}{L_n} \dots \dots \dots (10)$$

Далее, по предыдущему подставив в формулы (16), (17) и (10) числовые значения  $E$ ,  $J$ ,  $\omega$ ,  $L_n$  и  $l_n$  для каждой из свай от 0 до  $N$ , получим, что  $p_n$ ,  $q_n$  и  $m_n$  будут выражены в функциях от неизвестных  $a$ ,  $b_0$  и  $c$ . Наконец, на основании предыдущего, можем написать все три уравнения (11), (12) и (13), при чем последнее уравнение в этом случае не должно включать в себе первого и второго членов, ибо первый член представляет собою сумму моментов всех свай в точках их закрепления в грунте, и потому в этом случае в силу того, что введено предположение о шарнирном соединении ростверка с головами свай, — опорные моменты в сваях не смогут передаться на ростверк.

Второй член представляет собой сумму моментов горизонтальных составляющих опорных реакций свай, при чем, в силу того же предположения шарнирного соединения верхних концов свай с ростверком, эта сумма моментов не может передаться через шарниры.

Таким образом, формула (13) принимает вид:

$$M_A = \sum_{n=0}^{n=N} q_n l_n - \theta s = 0 \dots \dots (18)$$

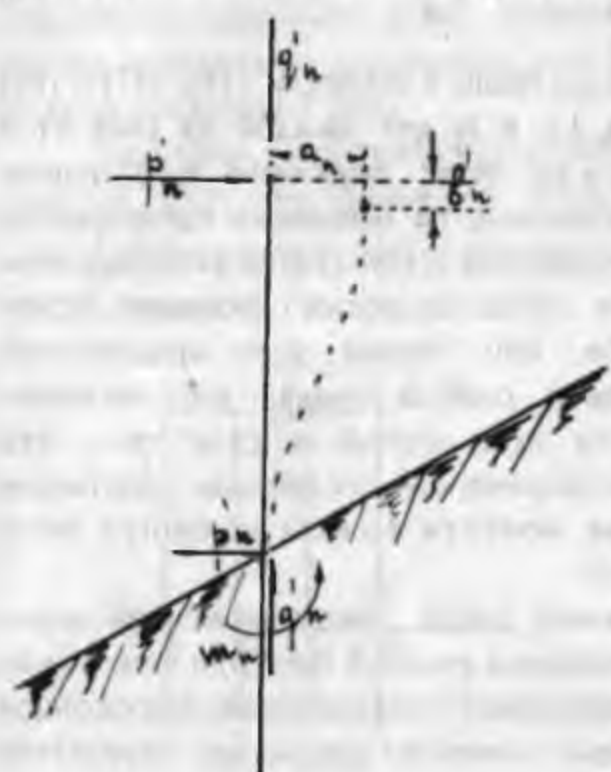
и формула (13 bis):

$$M_B = - \sum_{n=0}^{n=K} q_n (s - l_n) + \sum_{n=(K+1)}^{n=N} q_n (l_n - s) = 0 \dots (18 \text{ bis})$$

По предыдущему решая эти три уравнения относительно трех неизвестных  $a$ ,  $b_0$  и  $c$  и полученные значения подставляя в формулы (16), (17) и (10), находим значения  $p_n$ ,  $q_n$  и  $m_n$ , и таким образом, будем иметь все необходимые данные для проверки прочности всей системы.

### § 3. Вывод основных формул для наклонных свай, закрепленных своими верхними концами в растворе.

Выведенные нами в формулах (8), (9) и (10) значения  $p_n$ ,  $q_n$  и  $m_n$  для вертикальных свай будут иметь для наклонных свай



Черт. № 59.

ту же зависимость с той лишь разницей, что вместо  $p_n$ ,  $q_n$ ,  $a_n$  и  $b_n$  в формулах (8) и (10) следует подставить  $p'_n$ ,  $q'_n$ ,  $a'_n$  и  $b'_n$ , т.-е. усилия, действующие на голову наклонных свай, и проекции смещения голов свай перпендикулярны их оси и вдоль оси (см. черт. № 59).

С другой стороны, как это видно из чертежа № 60, значения  $p'_n$  и  $q'_n$  можно выразить через  $p_n$  и  $q_n$ , которые соответственно направлены горизонтально и вертикально, если назвать через  $\alpha$  угол наклона свай:

$$\left. \begin{aligned} p'_n &= p_n \cos \alpha + q_n \sin \alpha \\ q'_n &= q_n \cos \alpha - p_n \sin \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots (19)$$

Если свая будет наклонена в другую сторону по отношению к действующим на нее силам, иначе говоря, будет угол  $-\alpha$ , то формулы (19) приобретут согласно чертежу № 61, следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} p'_n &= p_n \cos \alpha - q_n \sin \alpha \\ q'_n &= q_n \cos \alpha + p_n \sin \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots (20)$$

Таким же образом, обозначая через  $a'_n$  и  $b'_n$  проекции смещения головы сваи на линию, перпендикулярную оси сваи, и на линию, совпадающую с осью, попрежнему называя горизонтальную проекцию перемещения головы через  $a_n$  и верти-

кальную проекцию—через  $b_n$ , мы будем иметь зависимость для свай, имеющих наклон, согласно черт. № 60:

$$\left. \begin{aligned} a'_n &= a_n \cos \alpha + b_n \sin \alpha \\ b'_n &= b_n \cos \alpha - a_n \sin \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (21)$$

и для свай, имеющих наклон, согласно чертежу № 61:

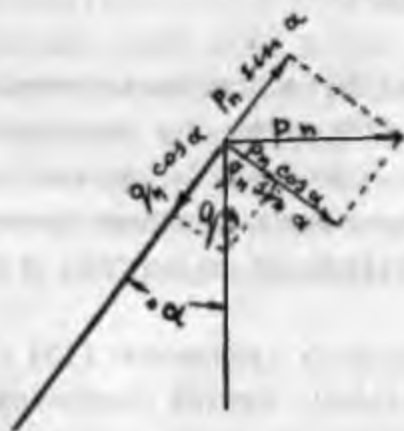
$$\left. \begin{aligned} a'_n &= a_n \cos \alpha - b_n \sin \alpha \\ b'_n &= b_n \cos \alpha + a_n \sin \alpha \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (22)$$

Таким образом, написав выражения (8), (9) и (10) для наклонных свай,—

$$p'_n = \frac{6EJ}{L_n^3} (2a'_n - L_n c) \dots \dots \dots (8 \text{ bis})$$

$$m'_n = \frac{2EJ}{L_n^2} (3a'_n - L_n c) \dots \dots \dots (9 \text{ bis})$$

$$q'_n = b'_n \frac{E\omega}{L_n} \dots \dots \dots (10 \text{ bis})$$



Черт. № 60.



Черт. № 61.

и подставляя в эти выражения соответственно значения  $p'_n$ ,  $q'_n$ ,  $a'_n$  и  $b'_n$  из выражений (19) и (21) или же из (20) и (22), в зависимости от наклона свай, а также имея в виду предыдущие выводы, что  $a_n = a_0$  и что  $b_n = b_0 + c l_n$ , получим следующие выражения для наклона свай, изображенного на черт. № 60:

$$\begin{aligned} p_n &= \frac{6EJ}{L_n^3} (2a_0 \cos \alpha + 2b_n \sin \alpha - L_n c) \cos \alpha - \\ &\quad - \frac{E\omega}{L_n} (b_n \cos \alpha - a_0 \sin \alpha) \sin \alpha \dots \dots \dots (23) \end{aligned}$$

$$q_n = \frac{6EJ}{L_n^3} (2a_0 \cos\alpha + 2b_n \sin\alpha - L_n c) \sin\alpha + \frac{E\omega}{L_n} (b_n \cos\alpha - a_0 \sin\alpha) \cos\alpha \dots (24)$$

$$m_n = \frac{2EJ}{L_n^2} (3a_0 \cos\alpha - 3b_n \sin\alpha - L_n c) \dots (25)$$

и для обратного наклона свай, изображенного на черт. № 61:

$$p_n = \frac{6EJ}{L_n^3} (2a_0 \cos\alpha - 2b_n \sin\alpha - L_n c) \cos\alpha + \frac{E\omega}{L_n} (b_n \cos\alpha + a_0 \sin\alpha) \sin\alpha \dots (26)$$

$$q_n = -\frac{6EJ}{L_n^3} (2a_0 \cos\alpha - 2b_n \sin\alpha - L_n c) \sin\alpha + \frac{E\omega}{L_n} (b_n \cos\alpha + a_0 \sin\alpha) \cos\alpha \dots (27)$$

$$m_n = \frac{2EJ}{L_n^2} (3a_0 \cos\alpha - 3b_n \sin\alpha - L_n c) \dots (28)$$

Имея выражения (23), (24) и (25) и соответственно при другом наклоне выражения (26), (27), (28), по предыдущему подставляем числовые значения  $E$ ,  $J$ ,  $\omega$ ,  $L_n$  и  $l_n$ , можем написать два равенства (11) и (12), отвечающие условию равенства нулю всех горизонтальных сил, действующих на систему и соответственно—вертикальных сил.

Третье уравнение будет аналогично уравнению (13) с той только разницей, что, при определении плечей моментов оси горизонтальных и вертикальных реакций опор относительно точки А или В, нужно будет длину свай  $L_n$  соответственно помножить на  $\sin\alpha$  или на  $\cos\alpha$ .

Равенства (13) и (13 bis) превратятся:

$$\Sigma M_A = \sum_{n=0}^{n=N} m_n - \sum_{n=0}^{n=N} p_n L_n \cos\alpha + \sum_{n=0}^{n=N} q_n (l_n + L_n \sin\alpha) - \theta s = 0 \dots (29)$$

$$\Sigma M_B = \sum_{n=0}^{n=N} m_n - \sum_{n=0}^{n=N} p_n L_n \cos\alpha - \sum_{n=0}^{n=k} q_n (s - l_n + L_n \sin\alpha) + \sum_{n=(k+1)}^{n=N} q_n (l_n - s + L_n \sin\alpha) = 0 \dots (29 \text{ bis})$$

при чем в последних формулах (29) и (29 bis) верхние знаки соответствуют взаимному расположению сил и наклона свай

для случая, изображенного на черт. № 60, и нижние знаки—обратному наклону свай, соответственно чертежу № 61. Далее, по предыдущему решая три уравнения (11), (12) и (29) или (29 bis) относительно  $a$ ,  $b_0$  и  $c$  и подставляя полученные значения в (23), (24), (25) или (26), (27) и (28), получаем значения  $p_n$ ,  $q_n$  и  $m_n$ , и подставляя значения  $p_n$  и  $q_n$  в выражения (19) или (20), получаем значения продольных и поперечных сил, действующих на сваи.

После этого можно определить величину момента в верхней точке закрепления свай:

$$m'_n = m_n - p'_n L_n \dots \dots \dots (30)$$

#### § 4. Вывод основных формул для наклонных свай, верхним концом своим соединенных с ростверком шарнирами.

Аналогично с вышеописанным мы можем сказать, что формулы (16), (17) и (10) сохранят свою зависимость и для наклонных свай, если в них заменить усилия  $p_n$  и  $q_n$ , являющиеся горизонтальными и вертикальными составляющими опорных реакций, соответственно усилиям  $p'_n$  и  $q'_n$ , направленными поперек и вдоль оси наклонных свай, а также заменить  $a_n$  и  $b_n$  перемещения головы сваи величинами  $a'_n$  и  $b'_n$ .

Тогда новые выражения (16), (15) и (10) будут:

$$p'_n = \frac{3 EJ}{L^3_n} a' \dots \dots \dots (16 \text{ bis})$$

$$m'_n = p'_n L_n \dots \dots \dots (15 \text{ bis})$$

$$q'_n = b'_n \frac{E\omega}{L_n} \dots \dots \dots (10 \text{ bis})$$

а подставляя сюда по предыдущему выражения (19) и (21) или (20) и (22), в зависимости от наклона свай, получаем для наклона свай, соответственно черт. № 60:

$$p_n = \frac{3 EJ}{L^3_n} (a \cos \alpha + b_n \sin \alpha) \cos \alpha - \frac{E\omega}{L_n} (b_n \cos \alpha - a \sin \alpha) \sin \alpha (31)$$

$$q_n = \frac{3 EJ}{L^3_n} (a \cos \alpha + b_n \sin \alpha) \sin \alpha + \frac{E\omega}{L_n} (b_n \cos \alpha - a \sin \alpha) \cos \alpha (32)$$

$$m_n = \frac{3 EJ}{L^2_n} (a \cos \alpha + b_n \sin \alpha)$$



и для наклонных свай, соответственно черт. № 61:

$$p_n = \frac{3 EJ}{L_n^3} (a \cos \alpha - b_n \sin \alpha) \cos \alpha + \frac{E \omega}{L_n} (b_n \cos \alpha + a \sin \alpha) \sin \alpha \quad (34)$$

$$q_n = \frac{3 EJ}{L_n^3} (a \cos \alpha - b_n \sin \alpha) \sin \alpha + \frac{E \omega}{L_n} (b_n \cos \alpha + a \sin \alpha) \cos \alpha \quad (35)$$

$$m_n = \frac{3 EJ}{L_n^2} (a \cos \alpha - b_n \sin \alpha).$$

По предыдущему подставив в это выражение числовые значения  $E$ ,  $J$ ,  $\omega$ ,  $L_n$  и  $l_n$  составляем три уравнения (11), (12) и (18) или (18 bis), решая которые относительно трех неизвестных  $a$ ,  $b_0$ , и  $c$ , подставляем полученные значения  $a$ ,  $b_0$  и  $c$  в выражения (31) до (36), в зависимости от угла наклона свай.

Затем, зная значения  $p_n$  и  $q_n$ , подставляем эти значения в выражения (19) или (20), находим поперечные и продольные силы, действующие на сваи.

Таким образом, имеем возможность поверить прочность свай.

## Г Л А В А II

### Расчет устойчивости пирса эстакадного типа.

Иногда ради экономии, а иногда ради ускорения производства работ, выступающие перпендикулярно или наклонно к берегу пристани (пирсы) делаются эстакадного типа. При этом, если такому пирсу придать известную жесткость в поперечном направлении, путем расположения его на наклонных сваях, то такой пирс иногда может принять на себя горизонтальное усилие от наваливающегося на него судна.

Расчет устойчивости такого пирса производится по тем же приемам, как и набережной, основанной на сваях, и принимающей на себя распор сзади засыпанного грунта, с той только разницей, что вместо распора грунта, в качестве горизонтальной силы, принимают давление парохода, который прижимается к пирсу давлением ветра на борт парохода.

При этом, в зависимости от расчетной глубины причала, принимают и длину судна и высоту его борта над водой.

Техническим совещанием ЦУМОР'а принято, что расчетное давление судна должно быть определено из предположения давления ветра на судно силой 150 кг. на 1 кв. м., и по этому

горизонтальному усилию произведен расчет прочности. Затем, взяв давление ветра в 250 кг. и 1 кв. м. поверхности судна, необходимо проверить напряжения в сваях пристани, при чем при этой нагрузке допускается принять более повышенные нормы допускаемых напряжений.

Что касается размера расчетного горизонтального усилия на пирс, то принимается, что все давление ветра, приходящееся на все судно, передается последним пирсу лишь половиной длины судна, из чего определяется величина расчетного горизонтального усилия, приходящегося на один поперечный ряд свай пирса.

Если пирс проектируется железобетонный, основанный на железобетонных сваях и с железобетонной плитой, то, на основании установленных норм для проектирования и расчета железобетонных конструкций, такой пирс по своей длине должен быть разделен температурными швами на отдельные отсеки длиной не свыше 40 м. При этом принимается, что все горизонтальное давление судна передается одному отсеку пирса (между двумя температурными швами), из чего и определяется расчетное горизонтальное усилие, приходящееся на один поперечный ряд свай.

При этом, кроме расчета на статическую горизонтальную нагрузку, необходимо произвести также поверку на динамическое действие судна, подходящего к причалу со скоростью 0,5 фута в секунду, направленное перпендикулярно оси пирса, что соответствует, примерно, скорости 1 фута в секунду при движении судна, направленному под углом  $30^\circ$  к оси пристани.

В этом случае, после определения величин деформации пристани при статической нагрузке по уравнениям (11), (12) и (13), получается, что величина горизонтального перемещения а выражается через величину горизонтальной статической нагрузки Р следующим образом:

$$P = Aa \dots \dots \dots (42)$$

где А есть некоторый числовой коэффициент, известный, когда известны значения Р и а.

Теперь, зная массу подходящего к пристани судна  $M_1$  и скорость движения  $v_1$ , а также зная массу той части пристани  $M_2$ , которая должна принять на себя удар судна, можно определить ту скорость  $v_2$ , которую получит масса пристани

после удара судна. При этом удар можно рассматривать, как упругий или неупругий. В виду того, что первый дает менее благоприятные результаты, следует применить формулу соответствующую таковому, тогда получим:

$$v_2 = \frac{2v_1 \times M_1}{M_1 + M_2} \dots \dots \dots (43)$$

Отсюда живая сила массы пристани после удара будет:

$$W = \frac{M_2 v_2^2}{2} \dots \dots \dots (44)$$

Эта живая сила должна поглотиться работой изгиба свай, и поэтому, назвав через  $P_1$  горизонтальную силу, соответствующую указанной живой силе (пока нам неизвестную), и через  $a_1$ —горизонтальную проекцию перемещения верхнего строения (также пока нам неизвестную), будем иметь:

$$W = \frac{M_2 v_2^2}{2} = \int_0^{a_1} P_1 da_1 \dots \dots \dots (45)$$

Но имея равенство (42), выражающее зависимость между всякими значениями  $P$  и  $a$  через числовой коэффициент  $A$ , мы равенство (45) можем переписать:

$$\frac{M_2 v_2^2}{2} = \int_0^{a_1} P_1 da_1 = A \int_0^{a_1} a_1 da_1 = A \frac{a_1^2}{2},$$

откуда получаем:

$$a_1 = v_2 \sqrt{\frac{M_2}{A}} \dots \dots \dots (46)$$

Теперь, получив величину  $a_1$  от действия удара судна, можем из равенства (12) и равенства (13) или (10), или (29) (в зависимости от конструкции) определить величины  $b_0$  и  $c$ .

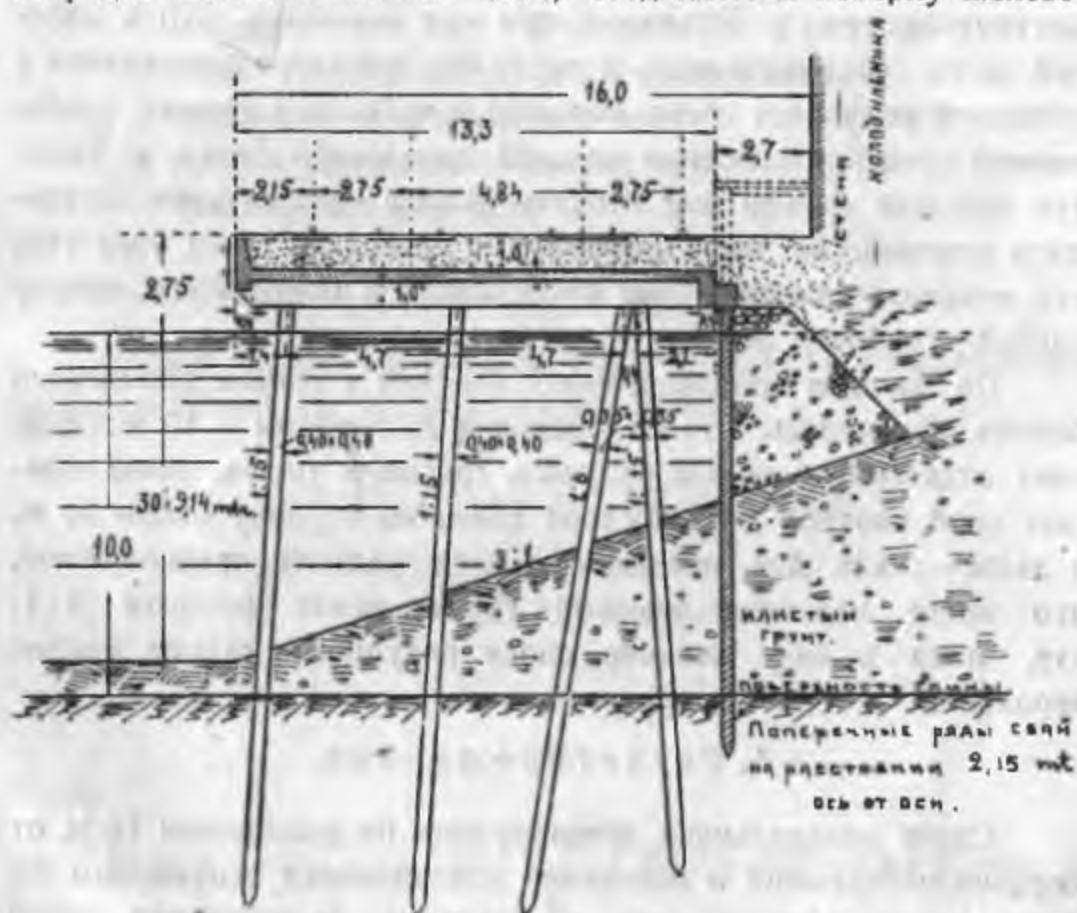
Зная же последние, по предыдущему мы находим все значения  $r_n$ ,  $q^n$ ,  $m_n$  и  $m'^n$ , что дает возможность проверить прочность конструкции.

## Примеры расчета.

В качестве примера расчета приведем расчет набережной, проектируемой для устройства в Новороссийском порту, в Цемесском бассейне, против холодильника по проекту, составленному автором настоящего руководства.

§ 1. Пример расчета железобетонной набережной на железобетонных сваях, принимающей на себя распор сзади засыпанного грунта.

Набережная, как это изображено на чертеже (62) состоит из рядов железобетонных свай, соединяемых поверху железобетонным



Черт. № 62.

бетонным верхним строением, состоящим из солидной железобетонной поперечной балки и железобетонной плиты. Поперечные ряды свай отстоят друг от друга (ось от оси) на расстоянии 2,15 м.

На железо-бетонной плите, для более равномерного распределения нагрузки, уложен слой балласта толщиной в 1 м. В передней части над плитой на высоту 1 м. возвышается железо-бетонный кордон, а под плитой устроена подкордонная балка, на которых располагаются отбойные рамы.

В задней части, под плитой, на всю высоту поперечной балки устраивается железо-бетонная продольная балка, на которую свободно опирается верхняя часть сплошного ряда железо-бетонных свай, который принимает на себя распор сзади лежащей засыпки и передает через указанную продольную балку часть распора на эстакаду.

При этом полезно отметить, что первоначально проектировался тип набережной, подобный указанному выше, с той лишь разницей, что сплошной свайный ряд включался в одну общую жесткую систему с эстакадой, при чем оказалось, что в верхней части сплошного ряда, в месте его жесткого сопряжения с эстакадой получался очень большой изгибающий момент, требовавший создания особенно сильной продольной балки, в которую таковой должен был входить. В виду чего автором настоящего руководства было предложено упростить этот узел тем, что отделить сплошной ряд от эстакады и обделав его вверху балкой—свободно опереть на эстакаду.

По данным произведенного бурения в районе Цемесского болота, выяснилось, что от ординара до глубины в 10 м. залегают отдельные слои ила, ракушки, гальки и торфа, далее залегает слой плотной светло-серой глины на глубину около 10 м. и далее—скала. Для предварительного расчета предположено, что после черпания илистый грунт ляжет откосом 3:1, что, имея в виду наличие слоев ракушки и гальки, вполне вероятно.

#### А. Расчетные данные.

Стена холодильника предположена на расстоянии 16 м. от кордона набережной и основание холодильника основанном на сваях, таким образом, что холодильник не оказывает собой никакого влияния на распор, действующий на сплошной ряд свай.

1) Временная нагрузка, расположенная на эстакаде, принята равной 900 пуд. на 1 кв. саж.  $= 3,25 \frac{\text{ТОННЫ}}{\text{М}^2}$ ;

2) Временная нагрузка, в запас прочности на призме обрушения, действующей на сплошной ряд свай, принята равной  $1 \frac{\text{тонны}}{\text{м}^2}$ , когда фактически никакой нагрузки не будет, в виду проектируемого устройства вокруг холодильника специальной площадки, опирающейся одной стороной на стену холодильника, а другой на колонки, опирающиеся на сплошной свайный ряд.

- |  |          |
|--|----------|
| 3) Вес 1 куб. м. сухого грунта . . . . .                                     | 1700 кг. |
| 4) » » » » грунта в воде . . . . .   | 1000 »   |
| 5) » » » » камня на воздухе. . . . .   | 1700 »   |
| 6) » » » » » в воде . . . . .  | 1000 »   |
| 7) Угол естественного откоса насыпного грунта на воздухе. . . . .            | 35°      |
| 8) Угол естественного откоса такового в воде . . . . .                       | 25°      |
| 9) Угол естественного откоса каменной наброски на воздухе и в воде . . . . . | 45°      |
| 10) Угол естественного откоса естественного грунта в откосе . . . . .        | 18° 26'  |

#### Б. Расчет сплошного свайного ряда.

Распор сухого грунта на глубину 1,4 м., передающийся непосредственно на эстакаду (черт. № 63).

$$R_1 = \frac{\gamma H^2}{2} \left( 1 + 2 \frac{h_0}{H} \right) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2),$$

где  $H = 1,4$  м.  
 $\gamma = 1700$  кг/м<sup>3</sup>  
 $h_0 = \frac{1000}{1700} = 0,588$  м.  
 $\varphi = 35^\circ$ .

Тогда:

$$R_1 = \frac{1700 \times 1,4^2}{2} \left( 1 + 2 \frac{0,588}{1,4} \right) 0,52^2 = 829 \text{ кг/на } 1 \text{ пог. м.}$$

Распор сухого грунта на глубину 1,35 м., передающийся на верхнюю часть сплошного шпунтового ряда свай, имея в виду, что  $h_0 = 1,4 + 0,588 = 1,988$  м.:

$$R_2 = \frac{1700 \times 1,35^2}{2} \left( 1 + 2 \frac{1,988}{1,35} \right) 0,52^2 = 1653 \text{ кг/на } 1 \text{ м.}$$

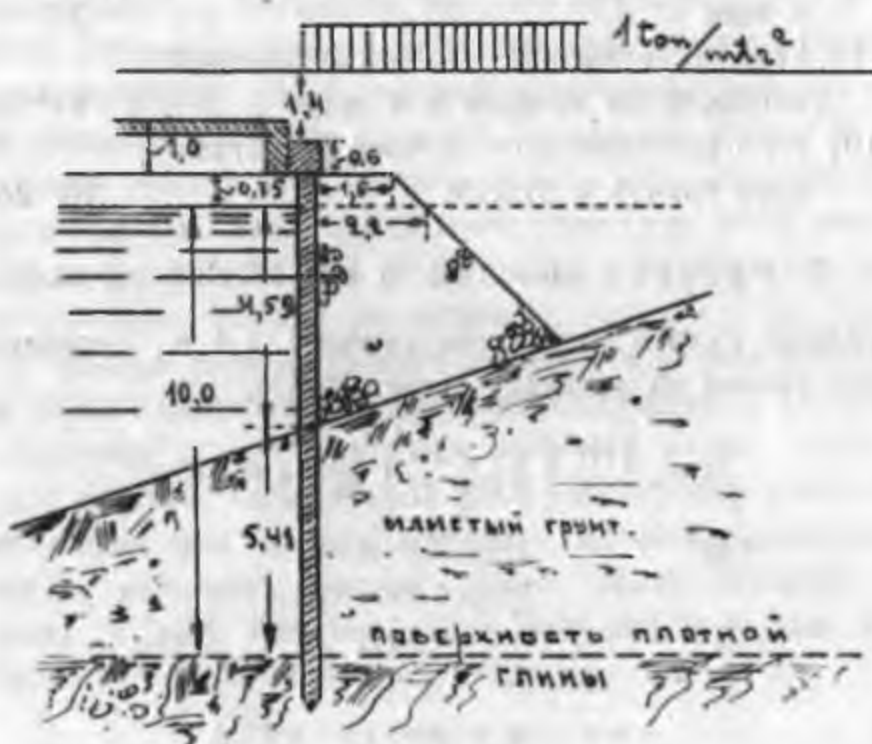
Что касается подводной части, то предположим, что здесь на неизвестную пока глубину  $S$  действует распор мокрого грунта  $R_3$  и далее на глубину  $4,59s$  — распор каменной заброски в воде.

Тогда, в виду того, что нами принято, что вес единицы объема грунта и камня как на воздухе, так и под водой весят одинаково и имея в виду то, что берма каменной наброски на горизонте воды равна  $2,2$  м. будем иметь:

$$R_3 = \frac{1000 \times S^2}{2} \left( 1 + 2 \frac{h_0}{S} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right),$$

где  $h_0 = \frac{1000 + 2,75 \times 1700}{1000} = 5,18$  м.,

откуда:  $R_3 = 203 s^2 + 2306 s$



Черт. № 63.

Далее, по формуле (15) отдела I, главы 1, § 3, вес призмы обрушения будет:

$$\begin{aligned} \Theta = & \frac{s^2}{2} 1000 + s \left[ 1700 (0,588 + 2,75) + \frac{1000 (2,2 + 4,59)}{2} \right] + \\ & + 2,2 \times 1700 (0,588 + 2,75) + \frac{2,2 \times 4,59 \times 1000}{2} = 500 s^2 + 9065 s + \\ & + 17524. \end{aligned}$$

Если назвать через  $\psi$  угол наклона плоскости обрушения к углу естественного откоса каменной наброски, который  $= 45^\circ$ , то, по формуле (14):

$$\operatorname{tg}\psi = \frac{4,59 - 2,2 - 2s}{4,59 + 2,2} = 0,352 - 0,294s,$$

откуда, по фор. (13),  $-R_4 = \Theta \operatorname{tg}\psi = 6160 - 1960s - 2490s^2 - 147s^3$ ,

Складывая  $R_3$  и  $R_4$  и взяв производную по  $s$  по ним, приравняем таковую нулю. Отсюда найдем значение  $s$ , дающее максимальное значение сумме  $R_3 + R_4$ .

$$R_3 + R_4 = 6160 + 346s - 2287s^2 - 147s^3,$$

$$\text{откуда} \quad 3 \times 147s^2 + 2 \times 2287s - 346 = 0,$$

$$s^2 + 10,4s - 0,785 = 0,$$

$$\text{откуда: } s = -5,2 \pm \sqrt{27,1 + 0,785} = -5,2 \pm 5,26$$

$$\text{или} \quad s = 0,06 \text{ м.}$$

Иначе говоря, практически можно принять, что  $s=0$  и что величину распора, приходящегося на сплошной свайный ряд ниже ординара, нужно вместо значений  $R_3$  и  $R_4$  определить просто, как распор от засыпанного за сплошной свайный ряд камня, находящегося в воде.

Тогда, по обычной формуле распора, получим:

$$R_3 = \frac{1000 \times 4,59^2}{2} \left( 1 + 2 \frac{5,68}{4,59} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right) = 6280 \text{ кг.}$$

Плечи двух последних распоров относительно поверхности откоса будут:

$$\text{плечо распора } R_2 \dots \Gamma_2 = \frac{1,35}{3} \left( \frac{1,35 + 3 \times 1,988}{1,35 + 2 \times 1,988} \right) + 4,59 = 5,21 \text{ м.}$$

$$\text{» } R_3 \dots \Gamma_3 = \frac{4,59}{3} \left( \frac{4,59 + 3 \times 5,68}{4,59 + 2 \times 5,68} \right) = 2,07 \text{ м.}$$

Отсюда равнодействующая распоров, действующих на сплошной свайный ряд, будет:

$$\Gamma_0 = \frac{R_2 \Gamma_2 + R_3 \Gamma_3}{R_2 + R_3} = \frac{1653 \times 5,21 + 6280 \times 2,07}{1653 + 6280} = 2,72 \text{ м.}$$

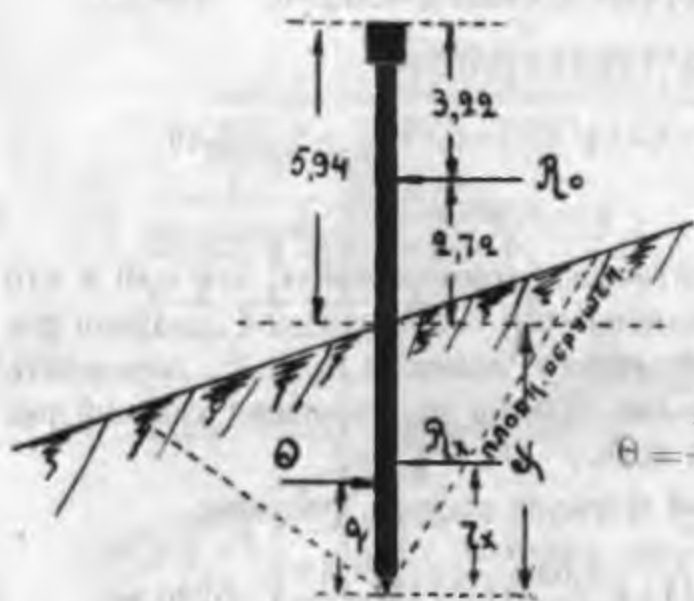


Определим теперь минимальную глубину забивки сплошного свайного ряда в откос, исходя из того условия, чтобы не имело места вращение свай вокруг верхней точки опоры сплошного ряда на эстакаду, иначе говоря, чтобы при искомой глубине забивки—величина момента отпора и распора вокруг точки вращения были бы между собой равны (черт. № 64). Распор илистого грунта на глубину  $x$  будет:

$$R_x = \frac{\gamma x^2}{2} \left(1 + 2 \frac{h_0}{x}\right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{18^\circ 26'}{2}\right),$$

где  $h_0 = \frac{4,59 \times 1000 + 2,75 \times 1700 + 1000}{1000} = 10,27 \text{ м.},$

тогда  $R_x = 260 x (x + 20,54).$



Черт. № 64.

Отпор грунта, лежащего по естественному откосу, выражается формулой

$$\Theta = \frac{\gamma h^2}{2} \cos^2 \varphi$$

и в данном случае

$$\Theta = \frac{1000 \times x^2}{2} \cos^2(18^\circ 26') = 450 x^2$$

На основании указанных выше опытов Христиани и

Нильсен, все величины распоров, действующих на сплошной свайный ряд, можем уменьшить вдвое и соответственно этому величину отпора увеличить в два раза.

Иначе говоря, будем иметь силы распора:

$$R_0 = \frac{R_1 + R_2}{2} = \frac{7933}{2} = 3967 \text{ кг/на 1 пог. м.}$$

$$\text{и } R_x = \frac{260}{2} x (x + 20,54) = 130 x (x + 20,54),$$

а силу отпора—

$$\Theta = 2 \times 450 x^2 = 900 x^2.$$

Соответственно этим силам, моменты относительно верхней точки опоры сплошного ряда на эстакаду будут:

$$M_{R_0} = 3967 \times 3,22 = 12770 \text{ кг. м.}$$

$$M_{R_x} = 130x^2 \left( 5,94 + \frac{2}{3}x \right) + 2670x \left( 5,94 + \frac{x}{2} \right) =$$

$$= 86,6x^3 + 2107x^2 + 15860x$$

$$M_{\theta} = 900x^2 \left( 5,94 + \frac{2}{3}x \right) = 5346x^2 + 600x^3$$

и исходя из положения  $M_{R_0} + M_{R_x} = M_{\theta}$ ,  
будем иметь:

$$12770 + 86,6x^3 + 2107x^2 + 15860x = 5346x^2 + 600x^3$$

$$\text{откуда} \quad x^3 + 6,31x^2 - 30,9x - 24,9 = 0$$

путем подбора получаем,

$$x = 3,74 \text{ м.}$$

Другими словами, глубина забивки свай в грунт на 3,74 м. является уже достаточной.

Фактически принимаем, что сплошной ряд забивается на 2 м. в глину, и таким образом, глубину забивки будем иметь 7,41 м.

Плоскость закрепления свай в грунте прием расположенной на уровне залегания глины и поверим прочность сплошного свайного ряда, полагая, что верхним концом своим последний свободно опирается на эстакаду.

Найдем в этих условиях, действующие на сплошной ряд, усилия.

Полагая, что сила распора илистого грунта ниже поверхности откоса уравнивается силой отпора, и таким образом, в запас прочности, полагая, что сплошной свайный ряд имеет свободный пролет от нижней закрепленной опоры до верхней свободной опоры  $l = 11,35$  м. (черт. № 65) и что он



Черт. № 65.

загружен сосредоточенным грузом  $P = 3967$  кг., равным величине равнодействующих распоров, действующих на верхнюю часть свайного ряда, выступающую над откосом, будем иметь величины реакций  $A$  и  $B$ , равными:

$$A = \frac{Pb^2(3a + 2b)}{2l^3} = 2324 \text{ кг.}$$

$$B = \frac{Pa(2a^2 + 6ab + 3b^2)}{2l^3} = 1643 \text{ кг.}$$

и величину опорного момента:

$$M_B = \frac{Pab(2a + b)}{2l^2} = 6003 \text{ кг. м.}$$

Если допустить, что верхняя опора  $A$  — подвижна, то величины опорных реакций и опорного момента изменятся, в зависимости от степени подвижности опоры  $A$ .

Определим, какое изменение в усилиях будет при условии, что перемещение опоры  $A$  —  $\Delta = 0,20$  см.

Тогда, приняв начало координат в точке  $A$  до ее смещения и направив ось  $x$ -ов по оси сваи, мы можем написать, что на участке  $AC$  величина изгибающего момента  $M'$  выражается:

$$M' = Ax.$$

На участке  $CB$ —

$$M'' = Ax - P(x-a).$$

На основании принципа Кастильяно, имеем:

$$\frac{dM'}{dA} = x \quad \frac{dM''}{dA} = x$$

$$\text{и } \frac{1}{EJ} \int_0^a (Ax)(x) dx + \frac{1}{EJ} \int_a^l [Ax - P(x-a)] (x) dx = -\Delta;$$

интегрируя это уравнение, получаем:

$$\frac{Aa^3}{3} + A \frac{l^3 - a^3}{3} - P \left[ \frac{l^3 - a^3}{3} - a \frac{l^2 - a^2}{2} \right] = -\Delta EJ,$$

решая которое относительно  $A$ , получим:

$$A = \frac{-6 \Delta EJ + P(3a + 2b) l^2}{2l^3}.$$

Далее, можем написать

$$B = P - A = \frac{6 \Delta EJ + P (2a^2 + 6ab + 3b^2) a}{2l^3}$$

Величина опорного момента:

$$M = Al - Pb = - \frac{6 \Delta EJ - P (2a + b) ab}{2l^2}$$

Приняв размер свай (черт. № 66)  $30 \times 30$  см. с арматурой, показанной на чертеже, будем иметь:

Центральный момент инерции каждой сваи—

$$J_0 = \frac{30^4}{12} + 15 (6 \times 2,84) \times \left(\frac{30}{2} - 4\right)^2 = 98700 \text{ см}^4.$$

Полагая, что сваи не удастся забить вполне плотно одна к другой и что между ними будут зазоры от 3 до 5 см., а в среднем 4 см.— получится, что на 1 пог. м. свайного ряда приходится  $\frac{100}{34} = 2,94$  сваи и

потому центральный момент инерции свайного ряда на 1 пог. м. длины последнего будет:

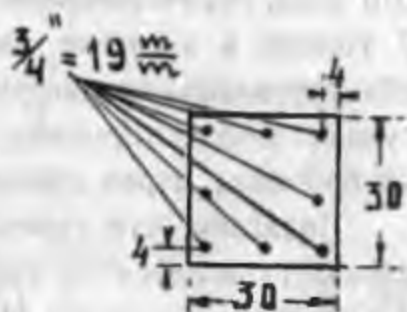
$$J = 2,94 J_0 = 290200 \text{ см}^4.$$

Принимая  $E = 140000$  кг/см<sup>2</sup>, будем иметь новые значения реакций:

$$A' = 2324 - 16 = 2308 \text{ кг.}$$

$$B' = 1643 + 16 = 1659 \text{ »}$$

$$M_B = -600000 - 18400 = -618700 \text{ » см.}$$



Черт. № 66.

Таким образом видно, что значения реакций и опорного момента при незначительном перемещении опоры А мало изменяется (реакции на 1% и моменты на 3%).

В виду того, что сплошной свайный ряд в пролете между опорами загружен сплошной нагрузкой, а не сосредоточенными грузами, то наибольшее значение изгибающего момента получается на опоре, и потому за расчетную величину изгибающего момента при проверке прочности свайного ряда необходимо принимать величину опорного изгибающего момента, равного

$M = 618700$  кг. см. на длину 1 пог. м. свайного ряда и равного  $M_0 = \frac{M}{2,94} = 210500$  кг. см. на 1 сваю.

Положение нейтральной оси сваи, работающей на изгиб, будет:

$$x = 9,6 \text{ см.};$$

тогда напряжение будет:

$$\text{в бетоне } \sigma_b = 42,6 \text{ кг/см}^2 < 45 \text{ кг/см}^2$$

$$\text{и в железе } \sigma_e = 1097 \text{ кг/см}^2 \text{ и } \sigma'_e = 371 \text{ кг/см}^2.$$

### В. Расчет эстакады.

Расчет верхнего строения, как не входящий в пределы данного руководства, здесь не приводится.

Укажем только, что вертикальная нагрузка от собственного веса, приходящаяся на 1 поперечный ряд свай, равна 77 тоннам, а в случае загрузки эстакады временной нагрузкой—вертикальная нагрузка равна 170 тоннам. При чем в обоих случаях можно принять, что равнодействующая вертикальных сил проходит через середину эстакады.

Полагаем, что горизонтальная нагрузка, действующая на эстакаду, складывается из распора, действующего непосредственно на эстакаду, и равного 415 кг. на 1 пог. м. и давления от сплошного свайного ряда, равного, как выше определено,  $A = 2324$  кг. на 1 пог. м., в случае если эстакада не переместится под действием горизонтальной нагрузки и  $A = 2308$  кг. на 1 пог. м., если эстакада подается на 0,2 см.

Всего горизонтальная нагрузка на 2,15 пог. м. набережной, соответствующих одному свайному ряду, будет:

$$P = 2,15 (415 + 2324) = 5890 \text{ кг.}$$

$$\text{и } P' = 2,15 (415 + 2308) = 5850 \text{ кг.}$$

В виду того, что илистый грунт, лежащий над мощным слоем плотной серой глины, не представляет собой достаточной уверенности в том, что положение плоскости заделки свай в грунте может быть в пределах илистого грунта—в запас прочности полагаем, что плоскость заделки свай в грунте расположена на 1 м. ниже поверхности глины.

Поэтому расстояние между нижней и верхней плоскостью заделки свай равно 11,75 м., ибо нижняя поверхность поперечной балки расположена на 0,75 м. выше ординара.

Полагая козловые сваи забить с уклоном  $1/15$  и  $1/6$ , а передние сваи—с уклоном в  $1/15$ , мы будем иметь:

Расчетную длину свай—

$$L_1=1177 \text{ см.}, \quad L_2=1192 \text{ см.} \quad \text{и} \quad L_3=L_4=1177 \text{ см.},$$

расстояние осей свай, в плоскости верхней заделки в балку, от первой сваи:

$$l_1=0, \quad l_2=40 \text{ см.}, \quad l_3=510 \text{ см.}, \quad l_4=980 \text{ см.}$$

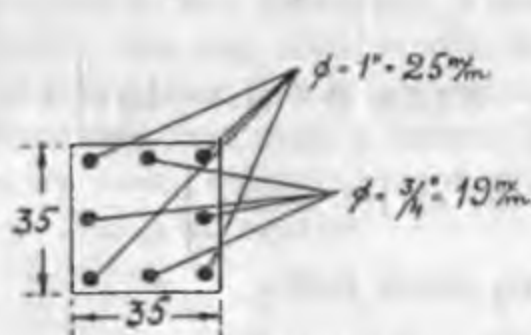
Синусы и косинусы углов наклона свай:

$$\begin{aligned} \sin \alpha_1 &= 0,066 & \sin \alpha_2 &= -0,164 & \sin \alpha_3 &= \sin \alpha_4 = -0,066 \\ \cos \alpha_1 &= 0,998 & \cos \alpha_2 &= 0,986 & \cos \alpha_3 &= \cos \alpha_4 = 0,998. \end{aligned}$$

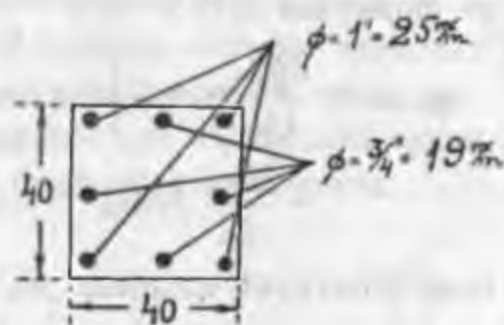
Полагая козловые сваи сечением  $35 \times 35$  см.—

$$\omega_1 = \omega_2 = 35^2 + 15 \left[ 4 \times 5,07 + 4 \times 2,84 \right] = 1700 \text{ см.}^2$$

$$J_1 = J_2 = \frac{35^4}{12} + 15 \left[ (4 \times 5,07 + 2 \times 2,84) \times \left( \frac{35}{2} - 4 \right)^2 \right] = 196200 \text{ см.}^4$$



Черт. № 67.



Черт. № 68.

Передние сваи сечением  $40 \times 40$  см.

$$\omega_3 = \omega_4 = 40^2 + 15 (4 \times 5,07 + 4 \times 2,84) = 2075 \text{ см.}^2$$

$$J_3 = J_4 = \frac{40^4}{12} + 15 \left[ (4 \times 5,07 + 2 \times 2,84) \times \left( \frac{40}{2} - 4 \right)^2 \right] = 313200 \text{ см.}^4$$

Принимаем модуль упругости бетона  $E=140000$  кг/см.<sup>2</sup>

Тогда, на основании формул (23) и (26),—

$$\begin{aligned} p_n &= \frac{6EJ}{L_n^3} \cos \alpha_n \left[ 2a \cos \alpha_n \mp 2 \sin \alpha_n (b + cl_n) - L_n c \right] \mp \\ &\mp \frac{E\omega_n}{L_n} \sin \alpha_n \left[ \cos \alpha_n (b + cl_n) \pm a \sin \alpha_n \right], \end{aligned}$$

где верхние знаки относятся к первой свае, а нижние знаки—к трем другим сваям; подставив числовые значения, будем иметь:

$$p_1 = 101,1 \times 0,998 (1,996a + 0,132b - 1177c) - \\ - 202200 \times 0,066 (0,998b - 0,066a)$$

$$p_2 = 97,30 \times 0,986 (1,972a - 0,328b - 1205c) + \\ + 199700 \times 0,164 (0,986b + 0,164a + 39,4c)$$

$$p_3 = 161,40 \times 0,998 (1,996a - 0,132b - 1244c) + \\ + 246800 \times 0,066 (0,998b + 0,066a + 509c)$$

$$p_4 = 161,40 \times 0,998 (1,996a - 0,132b - 1306c) + \\ + 246800 \times 0,066 (0,998b + 0,066a + 978c)$$

откуда:  $p_1 = 1082 a - 13306 b - 118800 c$

$$p_2 = 5559 a + 32255 b + 1174500 c$$

$$p_3 = 1397 a + 16236 b + 8091100 c$$

$$p_4 = 1397 a + 16236 b + 15721000 c$$

---


$$\Sigma p = 9435 a + 51421 b + 24867800 c$$

по формулам (24) и (27):

$$q_n = \pm \frac{6EJ_n}{L_n^3} \sin \alpha_n \left[ 2a \cos \alpha_n \pm 2 \sin \alpha_n (b + cl_n) - L_n c \right] + \\ + \frac{E\omega_n}{L_n} \cos \alpha_n \left[ \cos \alpha_n (b + cl_n) \mp a \sin \alpha_n \right]$$

куда подставив числовые значения, будем иметь:

$$q_1 = 101,1 \times 0,066 (1,996a + 0,132b - 1177c) + 202200 \times \\ \times 0,998 (0,998b - 0,066a)$$

$$q_2 = - 97,3 \times 0,164 (1,972a - 0,328b - 1205c) + 199700 \times \\ \times 0,986 (0,986b + 0,164a + 39,4c)$$

$$q_3 = - 161,4 \times 0,066 (1,996a - 0,132b - 1244c) + 246800 \times \\ \times 0,998 (0,998b + 0,066a + 509c)$$

$$q_4 = - 161,4 \times 0,066 (1,996a - 0,132b - 1306c) + 246800 \times \\ \times 0,998 (0,998b + 0,066a + 978c),$$

откуда:  $q_1 = - 13306a + 201402b - 7850 c$

$$q_2 = + 32255a + 194118b + 7775800 c$$

$$q_3 = + 16236a + 245829b + 125390300 c$$

$$q_4 = + 16236a + 245829b + 240915300 c$$

---


$$\Sigma q = 51421a + 887178b + 374073550 c$$

по формулам (25) и (28):

$$m_n = \frac{2EJ_n}{L^2_n} \left[ 3a \cos \alpha_n \pm 3 \sin \alpha_n (b_0 + c l_n) - L_n c \right]$$

и, подставляя числовые значения, будем иметь:

$$m_1 = 118800 a + 7850 b - 46700000 c$$

$$m_2 = 114400 a - 19030 b - 46800000 c$$

$$m_3 = 189600 a - 12540 b - 80900000 c$$

$$m_4 = 189600 a - 12540 b - 86800000 c$$

---


$$\Sigma m = 612400 a - 36260 b - 261200000 c$$

Напишем теперь три уравнения статики:

$$\Sigma p = P \quad \dots \quad I$$

$$\Sigma q = \Theta \quad \dots \quad II$$

$$\Sigma M = 0 \quad \dots \quad III$$

Принимая, как выше определено,  $P=5890$  кг., далее считаем в двух вариантах: в предположении  $\Theta=170$  т. и  $\Theta=77$  т., при чем, полагая, что сила  $\Theta$  в обоих случаях проходит на расстоянии 6,65 м. от кордона эстакады, примем точку пересечения этой силы с нижней поверхностью поперечной балки за ту точку, вокруг которой будем суммировать моменты.

Тогда по чертежу —

$$\Sigma M = \Sigma m - \Sigma p \times 1175 - q_1 \left( \frac{1175}{15} + 455 \right) - q_2 \left( 415 - \frac{1175}{6} \right) + q_3 \left( 55 + \frac{1175}{15} \right) + q_4 \left( 525 + \frac{1175}{15} \right) = 0,$$

откуда:

$$\Sigma M = \Sigma m - 1175 \Sigma p - 533,3 q_1 - 219,2 q_2 + 133,3 q_3 - 603,3 q_4 = 0$$

Подставляя сюда полученные значения  $p_n$  и  $q_n$ , выраженные через  $a$ ,  $b$  и  $c$ , будем иметь:

$$+ 612400 a - 36260 b - 261200000 c$$

$$- 11090400 a - 60400000 b - 29220000000 c$$

$$+ 7100000 a - 107400000 b + 4190000 c$$

$$- 7070000 a - 42570000 b - 1704000000 c$$

$$+ 2164000 a + 32770000 b + 16710000000 c$$

$$+ 9800000 a + 148300000 b + 145300000000 c$$

---


$$\Sigma M = 1516000 a - 29336260 b + 130829000000 c = 0$$



Итак, при первом варианте нагрузки, когда эстакада загружена временной нагрузкой, три основные уравнения будут иметь вид:

$$\begin{aligned} \text{I.} & \quad 9435 a + 51421 b + 24867800 c = 5890 \text{ кг.} \\ \text{II.} & \quad 51421 a + 887178 b + 374073.550 c = 170000 \text{ кг.} \\ \text{III.} & \quad 1516000 a - 29336260 b + 130829000000 c = 0 \end{aligned}$$

упрощая каковые, будем иметь:

$$\begin{aligned} \text{I.} & \quad a + 5,45 b + 2636 c = 0,624 \\ \text{II.} & \quad a + 17,25 b + 7275 c = 3,306 \\ \text{III.} & \quad a - 19,41 b + 86595 c = 0 \end{aligned}$$

Вычитая из II—I и III, будем иметь:

$$\begin{aligned} & \quad 11,8 b + 4639 c = 2,682 \\ & \quad 36,66 b - 79320 c = 3,306; \end{aligned}$$

решая последние два уравнения относительно  $b$  и  $c$  и подставляя в одно из первых уравнений, получаем:

$$\begin{aligned} a &= -0,641 \text{ см.} \\ b &= 0,206 \text{ см.} \\ c &= 0,0000536. \end{aligned}$$

Это показывает, что под влиянием большой вертикальной нагрузки и того обстоятельства, что количество свай, наклоненных в одну сторону, больше, чем свай, наклоненных в другую сторону,—верхняя часть эстакады перемещается в горизонтальном направлении на 0,64 см. в обратную сторону по отношению к действию силы  $P$ , иначе говоря,—в сторону грунта.

В виду же того, что всякое незначительное стремление эстакады переместиться в этом направлении вызовет со стороны грунта действие отпора, то такое перемещение будет до тех пор невозможно, пока сила, нажимающая эстакаду на грунт, будет меньше силы отпора.

Исходя из этого, найдем такую горизонтальную силу  $x$ , которая, будучи приложенной к верхней части эстакады, удержала бы ее от перемещения в сторону грунта. Иначе говоря, чтобы  $a=0$

Тогда основные три уравнения превращаются:

$$\begin{aligned} \text{I.} & \quad +51421 b + 24867800 c = x \\ \text{II.} & \quad +887178 b + 374073550 c = 170000 \text{ кг.} \\ \text{III.} & \quad -29336260 b + 130829000000 c = 0; \end{aligned}$$

из последних двух уравнений находим:

$$c=0,0000392,$$

$$b=0,175 \text{ см.}$$

Подставляя в первое, получаем:

$$x=9975 \text{ кг.}$$

Итак, необходимо приложить, вместо горизонтальных сил распора, равных 5890 кг., силу 9975 кг., которая удержит эстакаду от перемещения в сторону грунта.

Следовательно, на 1 пог. м. сила отпора должна быть равна  $\frac{9975}{2,15}=4640$  кг., какой отпор, очевидно, легко воспримется без риска выжимания грунта.

Таким образом, расчет усилий в элементах эстакады под влиянием нагружения ее временной нагрузкой должен быть произведен из предположения, что горизонтальная нагрузка равна 9.975 кг. и, соответственно этому,  $a=0$ ,  $b=0,175$  м. и  $c=0,0000392$ .

Подставляя эти значения в формулы  $p$ ,  $q$  и  $m$ , будем иметь:

$p_1=-2334$ кг.	$q_1=35245$ кг.
$p_2=+5690$ »	$q_2=34274$ »
$p_3=+3159$ »	$q_3=47941$ »
$p_4=+3458$ »	$q_4=52474$ »
<hr/>	<hr/>
$\Sigma p = 9973$ »	$\Sigma q = 169936$ »

$$m_1= - 458 \text{ кг. см.}$$

$$m_2= - 5169 \text{ » »}$$

$$m_3= - 5369 \text{ » »}$$

$$m_4= - 5601 \text{ » »}$$

Теперь, на основании формул (19) и (20), найдем значения  $p'$  и  $q'$ —сил, направленных перпендикулярно оси свай и вдоль оси, а зная силу  $p'$ , по формуле (30) найдем величину изгибающего момента в верхней плоскости заделки свай в балку эстакады.

$$p'_1 = - 3 \text{ кг. } q'_1 = 35329 \text{ кг. } m'_1 = + 3073 \text{ кг. см.}$$

$$p'_2 = - 11 \text{ » } q'_2 = 34780 \text{ » } m'_2 = + 7943 \text{ » »}$$

$$p'_3 = - 11 \text{ » } q'_3 = 48053 \text{ » } m'_3 = + 7578 \text{ » »}$$

$$p'_4 = - 12 \text{ » } q'_4 = 52597 \text{ » } m'_4 = + 8523 \text{ » »}$$

Теперь рассмотрим второй случай нагрузки, когда эстакада будет свободна от временной нагрузки.

В этом случае три основные уравнения примут следующий вид:

$$\begin{aligned} \text{I. } a + 5,45 b + 2636 c &= 0,624 \\ \text{II. } a + 17,25 b + 7275 c &= 1,497 \\ \text{III. } a - 19,41 b + 86595 c &= 0, \end{aligned}$$

откуда попрежнему:

$$\begin{aligned} 11,8b + 4639 c &= 0,873 \\ 36,66b - 79320 c &= 1,497, \end{aligned}$$

решая которые, находим:

$$\begin{aligned} c &= 0,00001296 \\ b &= 0,0689 \text{ см.;} \end{aligned}$$

и подставляя в одно из первых уравнений, получаем  $a = 0,2145 \text{ см.}$

В этом случае оказывается, что эстакада, под действием горизонтальных сил распора, перемещается в сторону моря на 0,215 см.

Подставив значения  $a$ ,  $b$  и  $c$ , определим:

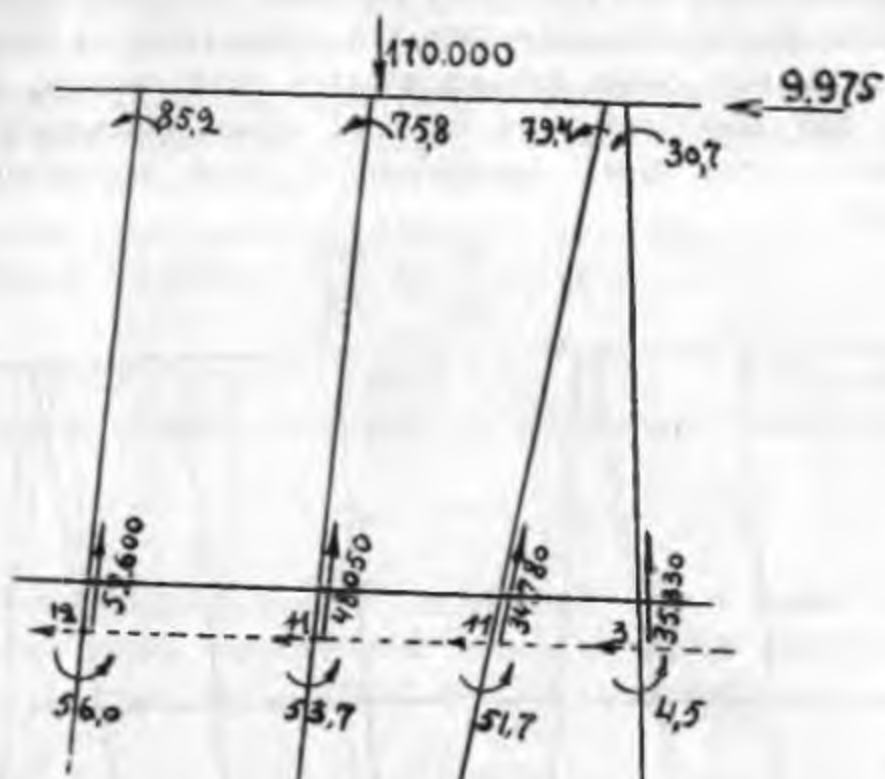
$p_1 = - 686 \text{ кг.}$	$q_1 = 11017 \text{ кг.}$	$m_1 = 25408 \text{ кг. см.}$
$p_2 = + 3428 \text{ »}$	$q_2 = 20389 \text{ »}$	$m_2 = 22619 \text{ » »}$
$p_3 = + 1523 \text{ »}$	$q_3 = 22038 \text{ »}$	$m_3 = 38749 \text{ » »}$
$p_4 = + 1622 \text{ »}$	$q_4 = 23535 \text{ »}$	$m_4 = 38673 \text{ » »}$
<hr/>	<hr/>	
$\Sigma p = 5887 \text{ »}$	$\Sigma q = 76979 \text{ »}$	

По предыдущему определим силы  $p'$  и  $q'$  и момент в верхней плоскости заделки— $m'$ :

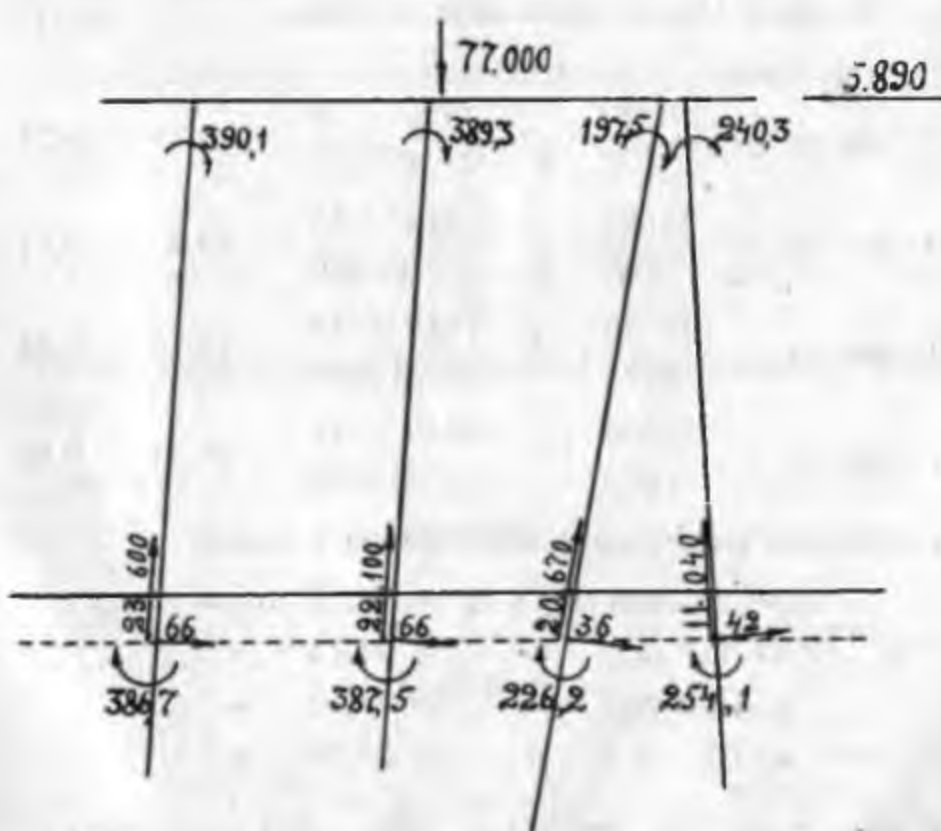
$p'_1 = + 42 \text{ кг.}$	$q'_1 = 11040 \text{ кг.}$	$m'_1 = - 24026 \text{ кг. см.}$
$p'_2 = + 36 \text{ »}$	$q'_2 = 20666 \text{ »}$	$m'_2 = - 19753 \text{ » »}$
$p'_3 = + 66 \text{ »}$	$q'_3 = 22095 \text{ »}$	$m'_3 = - 38933 \text{ » »}$
$p'_4 = + 66 \text{ »}$	$q'_4 = 23595 \text{ »}$	$m'_4 = - 39009 \text{ » »}$

Таким образом, получают следующие усилия (изображен. на черт. № 69 и 70):

В искаженном виде деформация будет по черт. № 71 и 72.



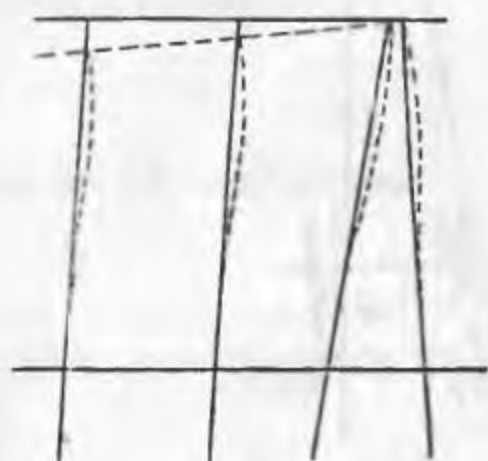
Черт. № 69.



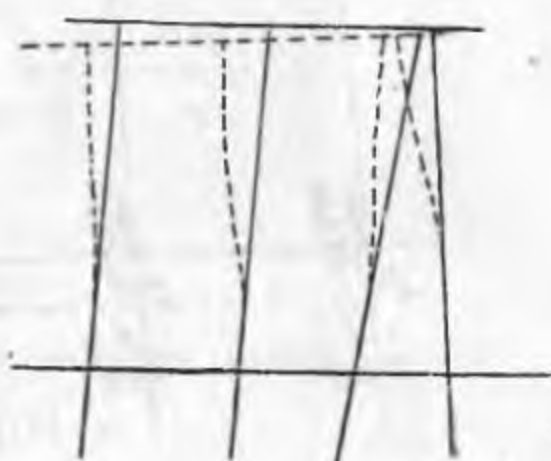
Черт. № 70.

В виду того, что при обеих системах нагрузок изгибающие моменты настолько не велики, что эксцентриситет продольной силы во всех сваях меньше радиуса ядра сечения, иначе говоря, при всех нагрузках во всех сваях продольная сила проходит внутри ядра — напряжение в сваях определим по формуле:

$$\sigma_b = \frac{q'}{\omega} + \frac{mh}{2J}$$



Черт. № 71.



Черт. № 72.

где  $h$  — сторона поперечного сечения свай.

Отсюда имеем:

$$\begin{aligned} \text{I свая } \sigma_b &= \frac{35330}{1700} \pm \frac{3070 \times 35}{2 \times 196200} = 20,75 \pm 0,27 \\ \text{II свая } \sigma_b &= \frac{34780}{1700} \pm \frac{7940 \times 35}{2 \times 196200} = 20,4 \pm 0,71 \\ \text{III свая } \sigma_b &= \frac{48050}{2075} \pm \frac{7580 \times 40}{2 \times 313200} = 23,15 \pm 0,48 \\ \text{IV свая } \sigma_b &= \frac{52600}{2075} \pm \frac{8520 \times 40}{2 \times 313200} = 25,35 \pm 0,54 \end{aligned}$$

таким образом, наибольшие напряжения в сваях:

$$\begin{aligned} \text{для I сваи } \max \sigma_b &= 21,02 \text{ кг/см}^2 \\ \text{» II » »} &= 21,11 \text{ »} \\ \text{» III » »} &= 23,63 \text{ »} \\ \text{» IV » »} &= 25,89 \text{ »} \end{aligned}$$

В виду того, что свободная длина свай превышает 18-ти кратную величину размера поперечного сечения свай, необхо-

димо при определении величины допускаемого напряжения на сжатие ввести коэффициенты уменьшения на продольный изгиб.

При этом, в виду того, что верхнее строение вместе с головами свай подвижно, примем, что сваи закреплены одним концом, имея свободный другой конец.

Эйлер дает, что разрушающий груз для бруса с двумя свободными концами:

$$P_k = \pi^2 \frac{EJ}{l^2},$$

а для бруса с одним закрепленным и другим свободным концом:

$$P_k = 2\pi^2 \frac{EJ}{l^2}.$$

Отсюда можно вывести заключение, что в случае бруса, имеющего один закрепленный конец, а другой шарнирный— расчетную длину бруса можно принимать равной:

$$\frac{l}{\sqrt{2}} = 0,7071.$$

Тогда расчетная длина свай I, III, IV будет 9, 02 м. и II—9,14 м.

Радиусы инерций поперечных сечений:

$$\text{для свай I и II} \quad \rho = \sqrt{\frac{J}{\omega}} = \sqrt{\frac{196200}{1700}} = 10,75 \text{ см.}$$

$$\text{» » III и IV} \quad \rho = \sqrt{\frac{J}{\omega}} = \sqrt{\frac{313200}{2075}} = 12,25 \text{ см.}$$

Тогда коэффициент уменьшения допускаемого напряжения будет.

$$\text{для сваи I} \quad \varphi = \frac{1}{1 + 0,0001 \left(\frac{903}{10,75}\right)^2} = 0,586$$

$$\text{» » II} \quad \varphi = \frac{1}{1 + 0,0001 \left(\frac{914}{10,75}\right)^2} = 0,578$$

$$\text{» » III и IV} \quad \varphi = \frac{1}{1 + 0,0001 \left(\frac{903}{12,25}\right)^2} = 0,649$$

Отсюда, полагая нормально принять на сваи напряжение  $45 \text{ кг/см}^2$ —допускаемое напряжение, учитывая продольный изгиб, будет:

для I сваи	$0,586 \times 45 = 26,4 \text{ кг/см}^2 > 21,02 \text{ кг/см}^2$
для II »	$0,578 \times 45 = 26,0 \text{ » } > 21,11 \text{ »}$
для III и IV	$0,649 \times 45 = 29,2 \text{ » } > 25,89 \text{ »}$

### Г. Определение необходимой глубины забивки свай эстакады и необходимого отказа.

Необходимая глубина забивки свай определится из двух условий: 1) из условия, чтобы горизонтальное усилие, которое приложено к голове каждой сваи, не вызвало на противоположном конце сваи такого напряжения грунта, которое оказалось бы более допустимого в данных условиях и 2) из условия, чтобы отказ, полученный при забивке сваи, соответствовал бы тому продольному усилию, которым данная свая загружена.

#### Крайняя к причалу свая.

Для упрощения расчета сделаем предположение, что свая вертикальна, и расчет произведем для ее вертикальной проекции (черт. № 73).

Введем предположение в запас прочности, что илистый грунт сам по себе сопротивления отпору не дает и является только огрузочным весом как на призме отпора, так и на призме распора, которые исчисляются только для глинистого грунта.

Полагая угол естественного откоса плотной глины— $40^\circ$ , и потому, полагая, что ширина максимальной призмы обрушения на поверхности глины для глубины  $H$  будет:

$$BC = H \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2), \quad \text{где } \varphi = 40^\circ$$

$$\text{или } BC = 0,466H$$

Огрузочный вес илистого грунта на этой призме— $BEFC$ —определится из того условия, что так как откос 3 : 1, то

$$F_g = \frac{gE}{3} = \frac{BC}{3} = \frac{0,466 H}{3} = 0,155 H.$$

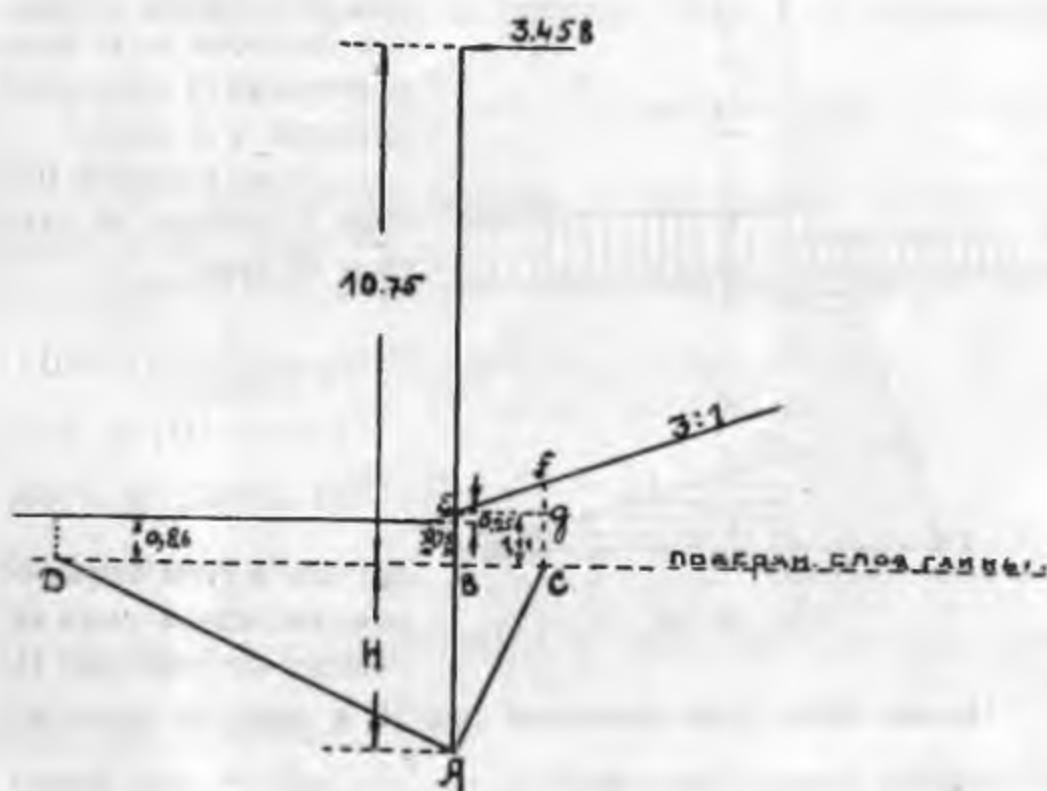
Для упрощения полагаем, что огрузочный вес равномерно распределен по поверхности призмы и, следовательно, его средняя высота будет:

$$1,11 + \frac{0,155 H}{2} = 1,11 + 0,0775 H.$$

На призме отпора, ширина которой на поверхности глины равна

$$DB = H \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2) = 1,414 H,$$

лежит илистый грунт слоем 0,86 м. и около оси сваи—еще треугольник илистого грунта со сторонами  $0,75 \times 0,25$  м. Отсюда,



Черт. № 73.

приняв всю нагрузку на призме обрушения, как равномерно распределенную, получим среднюю ее высоту, равную:

$$0,86 + \frac{0,75 \times 0,25}{2 \times 1,414 H} = 0,86 + \frac{0,082}{H},$$

при чем последним членом можно пренебречь.



Тогда элементарное значение распора на глубину  $H$  на 1 кв. м. поверхности будет, принимая, что вес илистого грунта под водой равен  $1000 \frac{\text{кг.}}{\text{м}^3}$ :

$$r = \gamma (H + 1,11 + 0,0775 H) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 234,6 H + 242.$$

Элементарное значение отпора на той же глубине будет на 1 кв. м.:

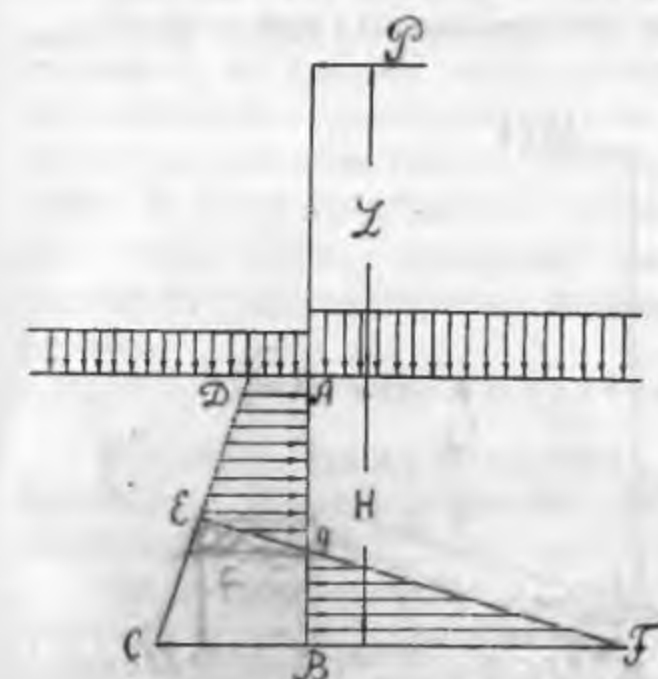
$$q = \gamma (H + 0,86) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{40^\circ}{2} \right) = 4,600 H + 3960.$$

На основании опытов Христиани и Нильсен, уменьшаем значение распоров в два раза и значение отпоров увеличиваем в 2 раза.

Тогда разность отпора и распора на глубине  $H$  будет:

$$2q - \frac{r}{2} = 9200 H + 7920 - 117,3 H - 121 = 9082,7 H + 7800,$$

при чем в этом выражении последний член не зависит от величины  $H$ .



Черт. № 74.

Назвав через  $\mu$  коэффициент при  $H$ , а через  $\theta$ —величину постоянного члена, будем иметь  $2q - \frac{r}{2} = \mu H + \theta$ , что может быть изображено на чертеже (74) эпюрой  $DC$ , где

$$DA = \theta \text{ и } CB = \theta + \mu H.$$

Итак, мы имеем, что кроме силы  $P$ , действующей на голову сваи, на ту часть сваи, которая находится в грунте, еще действует распор и отпор, изображенные эпюрой  $DC$ , которые в сумме дают усилие, направленное в противоположную сторону, против действия силы  $P$ .

Из чертежа видно, что если бы только и были эти силы, то равновесия не могло существовать и свая опрокинулась бы. Совершенно очевидно, что на конце сваи, от пока еще неизвестной нам точки  $g$ , должны вызываться силы, направленные в ту сторону, что и сила  $P$ .

Таким образом точка  $g$  явится той точкой, вокруг которой свая будет стремиться повернуться.

Максимальное значение напряжения на конце сваи  $\sigma$  на чертеже изобразится отрезком  $BF$ .

Из условия соблюдения равновесия можно написать два равенства:

1) Сумма внутренних и внешних сил равна 0. Если назвать через  $b$ , выраженный в метрах, поперечный размер сечения и через  $y$ —глубину положения точки  $g$  от поверхности

$$-P + b \frac{(\mu H + \Theta) + \Theta}{2} \times \frac{H}{2} - b \times \frac{1}{2} [(\mu H + \Theta) + \sigma] (H - y) = 0.$$

2) Сумма моментов внешних и внутренних сил относительно любой точки = 0.

Составим это равенство относительно нижнего конца сваи:

$$\begin{aligned} -P(L + H) + b \left( \frac{\mu H + 2\Theta}{2} \right) \frac{H}{2} \times \frac{H}{3} \frac{[(\Theta + \mu H) + 2\Theta]}{[(\Theta + \mu H) + \Theta]} - \\ - b \times \frac{1}{2} [(\mu H + \Theta) + \sigma] \times (H - y) \times \frac{(H - y)}{3} = 0 \end{aligned}$$

или, упрощая его,—

$$-P(L + H) + \frac{bH^2}{12} (\mu H + 3\Theta) - \frac{b}{6} (H - y)^2 [(\mu H + \Theta) + \sigma] = 0;$$

из первого уравнения имеем:

$$H - y = \frac{-P + \frac{bH}{4} (\mu H + 2\Theta)}{\frac{1}{2} b [(\mu H + \Theta) + \sigma]} = \frac{-2P + \frac{bH}{2} (\mu H + 2\Theta)}{b [(\mu H + \Theta) + \sigma]}.$$

Подставляя это выражение во второе уравнение, будем иметь:

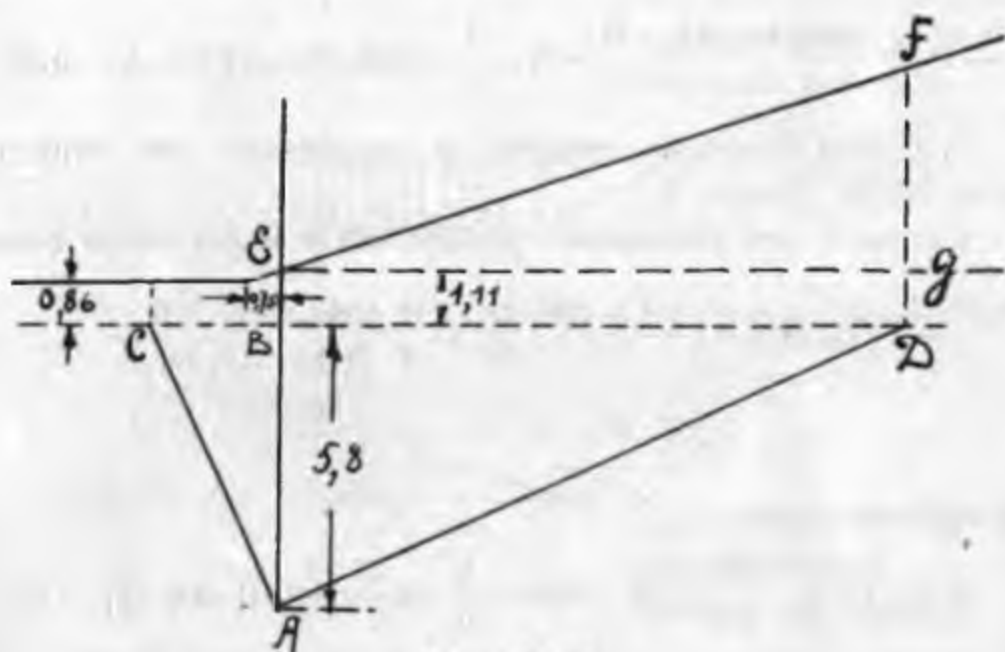
$$-P(L + H) + \frac{bH^2}{12} (\mu H + 3\Theta) - \frac{b [(\mu H + \Theta) + \sigma] \times \left[ -2P + \frac{bH}{2} (\mu H + 2\Theta) \right]^2}{6 b^2 [(\mu H + \Theta) + \sigma]^2} = 0.$$

откуда получаем:

$$\sigma = \frac{\frac{1}{b} [-8P + bH(\mu H + 2\Theta)]^2}{-12P(L+H) + b(\mu H + 3\Theta)H^2} - (\mu H + \Theta).$$

Теперь, предположив глубину забивки сваи в глину на 5,8 м., получим:

$$\sigma = \frac{\frac{1}{0,40} \left[ -8 \times 3458 + 0,4 \times 5,8 \times (5,8 \times 9082 + 2 \times 7800) \right]^2}{-12 \times 3458 \times 16,55 + 0,4 \times 33,7 (5,8 \times 9082 + 3 \times 7800) - (5,8 \times 9082 + 7800)} = 126000 - 60500 = 65.500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$$



Черт. № 75.

Это напряжение не должно превышать известного предела, а именно, не должно превышать собой разности отпора и распора на глубине 5,8 м., но в этом случае считая, что распор слева, а отпор справа (черт. № 75).

По чертежу видно, что  $CB = 5,8 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 2,7$  м.

Среднее значение нагрузки на призме обрушения будет:

$$0,86 + \frac{0,75 \times 0,25}{2 \times 2,7} = 0,895 \text{ м.},$$

тогда элементарное значение распора—

$$r = 1000 \times (5,8 \times 0,895) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 1456 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$$

По чертежу  $BD = 5,8 \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{40^\circ}{2} \right) = 8,2 \text{ м.}$

отсюда  $GF = \frac{8,2}{3} = 2,73 \text{ м.}$

Среднее значение нагрузки на призме отпора будет:

$$1,11 + \frac{2,73}{2} = 2,47 \text{ м.}$$

Тогда элементарный отпор—

$$q = 1000 \times (5,8 + 2,47) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{40^\circ}{2} \right) = 37900 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$$

Увеличив значение отпора в два раза и уменьшив значение распора в два раза, будем иметь разность расчетных отпора и распора:

$$2q - \frac{q}{2} = 75800 - 728 = 75072 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$$

Таким образом, видим, что напряжение—

$$\sigma = 65500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2} < 75072 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$$

Теперь, имея полную длину сваи, равной, приблизительно, 17,0 м. и, таким образом, вес сваи, равный:

$$0,40^2 \times 17,0 \times 2400 = 6530 \text{ кг.}$$

и зная, что нагрузка, приходящаяся на сваю, равна 52600 кг., определим необходимое значение отказа во время забивки сваи, полагая, что забивка будет производиться копром с бабой, весом 5 тонн при под'еме в 1 м.

По формуле проф. Н. М. Герсевича, при коэффициенте запаса, равном 2, будем иметь:

$$2P = q - 5F + \sqrt{25F^2 + 10 \frac{F}{e} \Theta H \frac{\Theta + 0,2q}{\Theta + q}},$$

где  $F$  — площадь поперечного сечения сваи = 1600 см<sup>2</sup>,  
 $e$  — требуемый отказ сваи в см.,

q — вес сваи = 6530 кг.,

θ — вес бабы = 5000 кг.,

H — высота под'ема бабы = 100 см.,

P — расчетная нагрузка, а 2P — является временным сопротивлением и = 105200 кг.,

откуда:

$$105200 = 6530 - 5 \times 1600 + \sqrt{25 \times 1600^2 + 10 \frac{1600}{e} \times 5000 \times 100 \times \frac{5000 + 0,2 \times 6530}{5000 + 6530}}$$

$$\text{откуда: } 106670 = \sqrt{64000000 + \frac{4390000000}{e}}$$

и  $e = 0,39$  см.

Аналогично этому, производим определение необходимой глубины забивки и необходимого отказа для всех прочих свай.

Проверка устойчивости набережной под действием, наваливающегося на таковую, парохода.

Примем, что пароход, стоящий у причала, под давлением ветра наваливается на эстакаду.

Полагая высоту борта порожнего парохода 8 м. и давление ветра, равное  $250 \frac{\text{кг.}}{\text{м}^2}$ , имеем на 1 пог. м. парохода давление, равное  $250 \times 8 = 2000$  кг., которое передается на 1 пог. м. набережной.

Как выше мы определили, под влиянием временной нагрузки на эстакаду, последняя прижимается к сплошному свайному ряду силой 9975 кг. на 2,15 пог. м. набережной или 4650 кг. на 1 пог. м.

Таким образом, в случае наличия на эстакаде временной нагрузки и одновременного нажима парохода, — общее усилие, прижимающее эстакаду к сплошному свайному ряду, равно  $4650 + 2000 = 6650$  кг. на 1 пог. м.

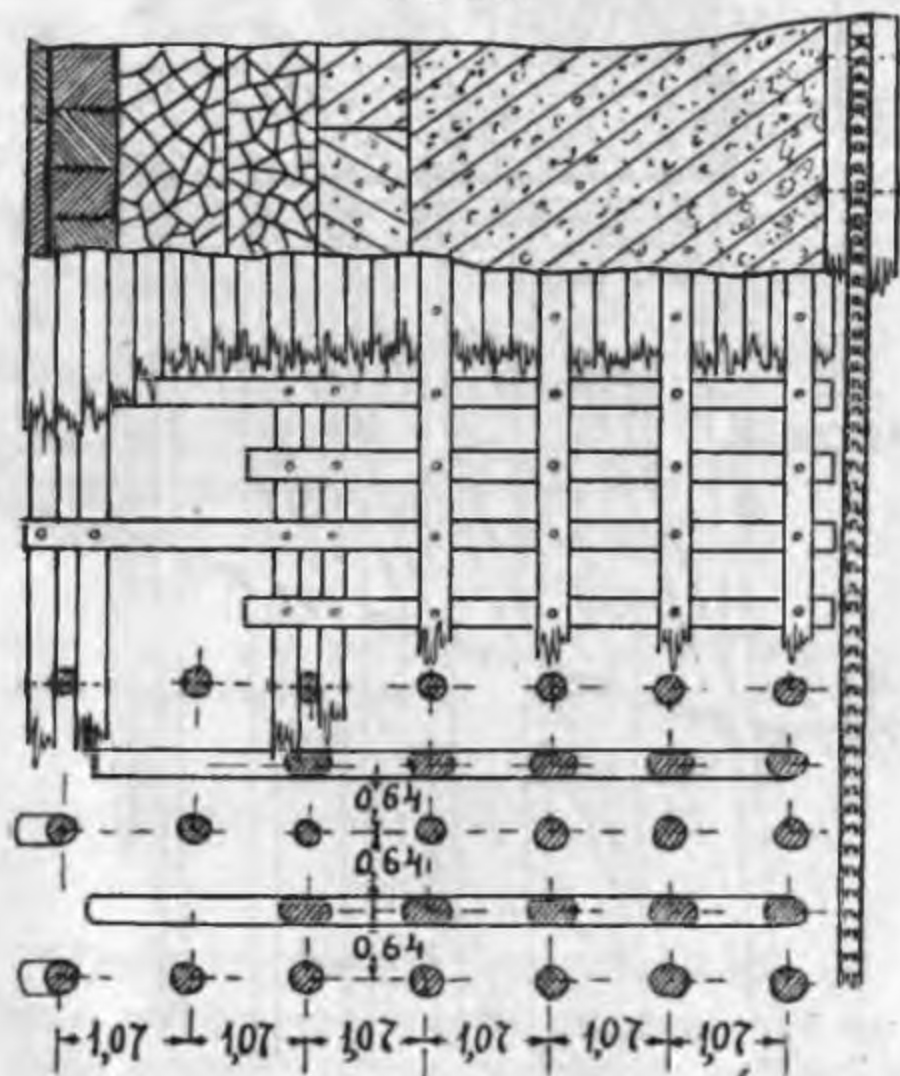
Этому нажиму будет сопротивляться прежде всего отпор грунта, соответствующий глубине 1,4 м., приходящийся непосредственно на эстакаду. Если этого отпора окажется недостаточно, то излишек передается на сплошной свайный ряд.

Отпор сухого грунта на глубину 1,4 м.:

$$\Theta = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1700 \times 1,4^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) = 6150 \text{ кг. на 1 п.}$$

На основании указанных выше опытов Христиани и Нильсен, можно принять, что фактически запас силы отпора будет:  $2\Theta = 2 \times 6150 = 12300 \frac{\text{кг.}}{\text{на 1 пог. м.}}$ , что больше силы нажима, равной 6650 кг. на 1 пог. м., и, следовательно, есть почти двойной запас прочности.

П л а н.



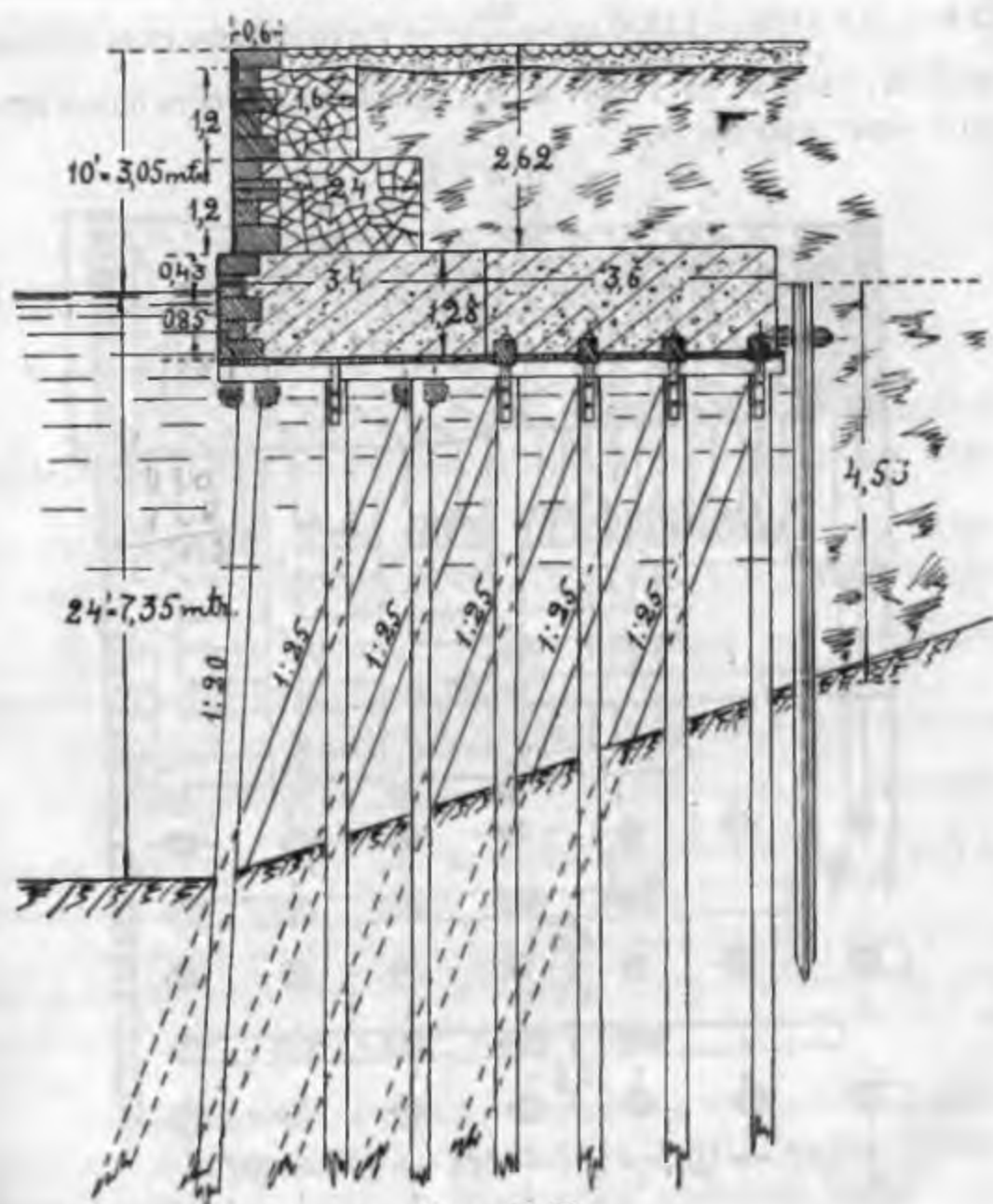
Черт. № 76.

## § 2. Пример расчета деревянной свайной набережной с деревянным ростверком.

Для примера поверим расчетом набережную, построенную в 1901—1905 годах в Риге, в бассейне «Железнодорожная Гавань» (черт. № 76).

Свайное основание набережной состоит из рядов вертикальных и наклонных свай, связанных в вершине между собой таким образом, что они составляют в общем жесткую треугольную систему. Каждый элемент системы состоит из одного ряда

Поперечный разрез.



Черт. № 76.

вертикальных свай и одного ряда наклонных свай. В каждом вертикальном ряду свай и в каждом наклонном ряду свай сваи отстоят друг от друга на 1,07 м.

В вертикальном ряду свай передняя свая имеет уклон  $\frac{1}{20}$ , а в наклонном ряду свай все сваи имеют уклон  $1:2\frac{1}{2}$ .

Расстояние между поперечными рядами 0,64 м. Деревянный ростверк опущен на 0,85 м. ниже ординара для обеспечения от гниения, а также от повреждения ледоходом. На деревянном ростверке, в передней части его, установлен бетонный массив, высотой 1,28 м., так что верхняя часть его возвышается над ординаром на 0,43 м.

На массиве из гранитной кладки сделана надводная надстройка с отметкой кордона +3,05 над ординаром.

За деревянной эстакадой забит шпунтовый ряд свай, верхнюю своей частью опирающийся на эстакаду и принимающий собой распор сзади засыпанного грунта и передающий часть распора на эстакаду.

Впереди набережной забиты отбойные сваи с уклоном в  $1/20$ .

Примем следующие расчетные данные:

Временная нагрузка . . . . .	= 1.000	$\frac{\text{пуд.}}{\text{кв. саж.}}$	= 3,62	$\frac{\text{тонны}}{\text{м}^2}$
Вес сухого грунта . . . . .	= 1.700	$\frac{\text{кг.}}{\text{м}^3}$		
» грунта в воде . . . . .	= 1.000	»		
» каменной кладки на воздухе	= 2.200	»		
» бетона на воздухе . . . . .	= 2.200	»		
»     »     в воде . . . . .	= 1.200	»		

Угол естественного откоса сухого грунта, образующего собой территорию набережной,—

$$\varphi_1 = 35^\circ$$

Угол естественного откоса грунта в воде—

$$\varphi_2 = 20^\circ.$$

### Расчет устойчивости надводной кладки.

Теперь, хотя это и не относится по существу к настоящему отделу, определим условия устойчивости надводной части набережной, что нужно для определения места расположения равнодействующей вертикальных сил.

Построим эпюру распора сухого грунта на глубину 3,05 м.

При этом приведенная высота временной нагрузки:

$$h_0 = \frac{3,62}{1,70} = 2,13 \text{ м.}$$



Как известно из отдела I главы 1, эпюра распора выражается трапецией ABCD (черт. № 77), на основании которой

$$AB = \gamma h_0 \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = 1700 \times 2,13 \times \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 980 \frac{\text{кг.}}{\text{м}^2}$$

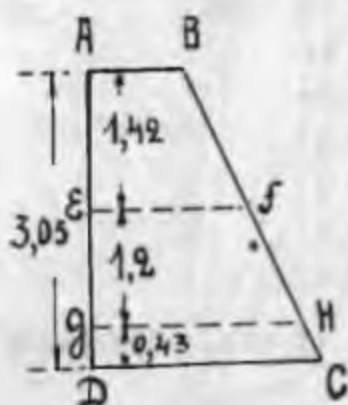
нижнее основание:

$$\begin{aligned} DC &= \gamma (h_0 + H) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) = 1700 (2,13 + 3,05) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) \\ &= 2386 \frac{\text{кг.}}{\text{м}^2} \end{aligned}$$

Из этой эпюры находим, что

$$EF = 980 + \frac{2386 - 980}{3,05} \times 1,42 = 1633 \frac{\text{кг.}}{\text{м}^2}$$

$$GH = 980 + \frac{2386 - 980}{3,05} \times 2,62 = 2188 \frac{\text{кг.}}{\text{м}^2}$$



Черт. № 77.

Тогда находим, что распор, приходящийся на высоту 1,42 м., соответствующий верхней части надводной кладки, равен площади трапеции ABFE—

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{1633 + 980}{2} \times 1,42 \\ &= 1857 \frac{\text{кг.}}{\text{на 1 пог. м.}} \end{aligned}$$

плечо этого распора:

$$r_1 = \frac{1,42}{3} \left[ \frac{1633 + 2 \times 980}{1633 + 980} \right] = 0,65 \text{ м.}$$

Распор, приходящийся на высоту 2,62 м, соответствующий всей надводной каменной кладке, равен площади трапеции ABHG:

$$R_2 = \frac{2188 + 980}{2} \times 2,62 = 4150 \frac{\text{кг.}}{\text{на 1 пог. м.}}$$

плечо этого распора:

$$r_2 = \frac{2,62}{3} \left[ \frac{2188 + 2 \times 980}{2188 + 980} \right] = 1,144 \text{ м.}$$

Полное значение распора сухого грунта на глубину 3,05 м.:

$$R_3 = \frac{2386 + 980}{2} \times 3,05 = 5140 \frac{\text{кг.}}{\text{на 1 пог. м.}}$$

Теперь составим таблицу проверки устойчивости надводной кладки (см. табл. на стр. 180).

### Расчет шпунтового ряда.

Принимая, что шпунтовой ряд срезан на уровне воды и, таким образом, для определения величины распора, принимая приведенную нагрузку,—

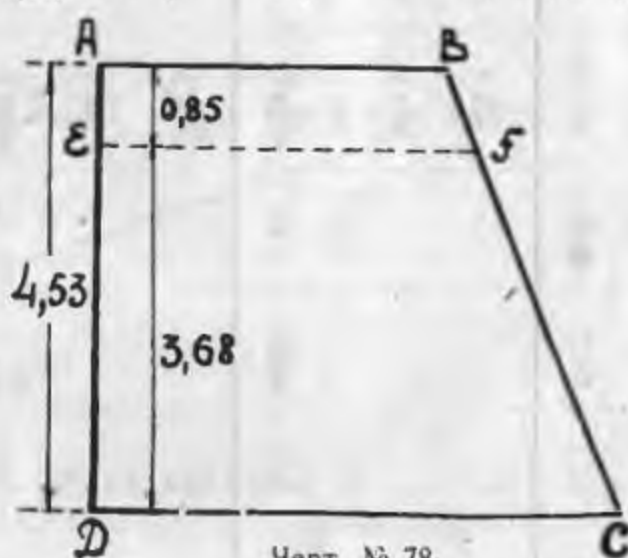
$$h_0 = \frac{3,05 \times 1700 + 3620}{1000} = 8,8 \text{ м.}$$

будем иметь значение распора на 1 пог. м. шпунтового ряда

$$R_4 = \frac{1000 \times 4,53^2}{2} \left(1 + 2 \frac{8,8}{4,53}\right) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 20350 \frac{\text{кг.}}{\text{на 1 пог. м.}}$$

при чем, аналогично предыдущему, эпюра распора будет иметь вид трапеции ABCD (черт. № 78) с основаниями, равными:

$$\begin{aligned} AB &= 1000 \times 8,8 \times \\ &\times \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = \\ &= 3570 \frac{\text{кг.}}{\text{м}^2} \end{aligned}$$



$$DC = 1000 (4,53 + 8,8) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 5410 \frac{\text{кг.}}{\text{м}^2}$$

Отсюда находим:

$$EF = 3570 + \frac{5410 - 3570}{4,53} \times 0,85 = 3915 \frac{\text{кг.}}{\text{м}^2}$$

Тогда часть распора, приходящаяся на верхнюю часть шпунтового ряда (над схватками), будет:

$$R'_4 = \frac{3915 + 3570}{2} \times 0,85 = 3180 \frac{\text{кг.}}{\text{на 1 пог. м.}}$$

Наименование частей.	Определение веса в тоннах.	Плечо устойчивости в метрах.	Момент устойчивости в тонно-метрах.	Распор в кг.	Опрок. момент. в кг. м.	Коэф. уст. на опрокид.	Коэф. уст. на скольжение при коэф. трения 0,7.	Полож. равнодейств. сил от центра сечения в метр.	Напряжение $\sigma$ . в $\frac{\text{тоннах}}{\text{метр}^2}$	
									max.	min.
Кордонный камень.	$0,22 \times 0,6 \times 2,2 = 0,29$	0,3	0,087							
Земляная засыпка.	$0,22 \times 1,0 \times 1,7 = 0,374$	1,1	0,4114							
Верхняя часть кладки . . . .	$1,2 \times 1,6 \times 2,2 = 4,224$	0,8	3,3792							
Первый шов . . . . .	4,888	—	3,8776	1857	1208	3,21	1,85	0,254	+ 5,95	+0,153
Земляная засыпка.	$1,42 \times 0,8 \times 1,7 = 1,932$	2,0	3,864							
Нижняя часть каменной кладки .	$1,2 \times 2,4 \times 2,2 = 6,336$	1,2	7,591							
Второй шов . . . . .	13,146	—	15,333	4150	4750	3,23	1,94	0,397	+10,9	+0,055



опоры шпунтового ряда и нижней закрепленной, полагая нижнюю точку закрепления на глубине 2 м. от поверхности откоса (по Бреннеке).

Полагая, что горизонтальное перемещение верхней точки опоры шпунтового ряда будет равно нулю, будем иметь, согласно предыдущему, при:

$$a = 3,68 - 1,74 = 1,94 \text{ м.}$$

$$b = 1,74 + 2 = 3,74 \text{ м.}$$

$$l = 3,68 + 2 = 5,68 \text{ м.}$$

реакцию в верхней точке опоры

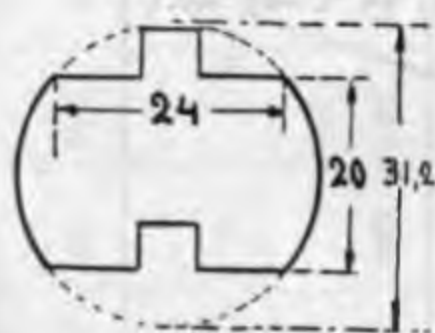
$$A = \frac{8585 \times 3,74^2 (3 \times 1,94 + 2 \times 3,74)}{2 \times 5,68^3} = 4350 \text{ кг.,}$$

реакцию в нижней точке опоры—

$$B = 8585 - 4350 = 4235 \text{ кг.,}$$

изгибающий момент в нижней точке опоры:

$$M = \frac{8585 \times 1,74 \times 3,74 (2 \times 1,94 + 3,74)}{2 \times 5,68^2} = 759000 \text{ кг. см.}$$



Черт. № 80.

Полагая, что шпунтовый ряд будет составлен из 7-ми вершковых свай (31,2 см.), найдем (по черт. № 80), что момент инерции 1 пог. м. шпунтового ряда, вмещающего 5 штук свай, будет,

$$J = 5 \times \frac{20 \times 24^3}{12} = 115300 \text{ см.}^4,$$

тогда напряжение в дереве на

изгиб будет  $\sigma = \frac{759000 \times 12}{115300} = 79 \text{ кг./см.}^2$ , что, при временном сопротивлении сосны в  $450 \text{ кг./см.}^2$ , составляет запас прочности более 5,5.

В пролете изгибающий момент, очевидно, будет меньше, чем на опоре и потому там проверки не делаем.

#### Проверка устойчивости свайной эстакады.

Как мы только что определили, от шпунтового ряда на ростверк передается горизонтальная сила, равная  $4350 + 1590 = 5940 \text{ кг.}$  на 1 пог. м.

Кроме того, непосредственно распор, действующий на надводную часть, определенный выше, равен 5140 кг. на 1 пог. м.

Всего горизонтальная сила, которую примем приложенной по поверхности деревянного ростверка, равна 11040 кг. на 1 пог. м. набережной.

Вертикальная сила от собственного веса будет:

Наименование частей.	Определение веса.	Вес кг.	Плечо относительно наружной грани. м.	Статический момент веса кг×м.
Надводная кладка	Определено выше (см. таблицу)	13.150	$\frac{15.330}{13.150} + 0,200 = 1,366$	17.950
Надводная часть бетонных массивов . . . . .	0,43×7,0×2,2	6.610	3,50	23.150
Подводная часть массивов . . . . .	0,85×7,0×1,2	7.140	3,50	25.000
Земляная засыпка	2,62×4,4×1,7	19.600	4,80	94.000
	Итого . . . . .	46.500	—	160.100

Отсюда расстояние равнодействующей от собственного веса от наружной грани равно:

$$\frac{160100}{46500} = 3,44 \text{ м.},$$

а расстояние от центра ростверка = 3,50 — 3,44 = 0,06 м.

При наличии временной нагрузки к весу добавляется 3620 × 6,8 = 24600 кг., а к статическому моменту относительно наружной грани прибавляется 24600 × 3,6 = 88500 кг.×м.

Тогда положение общей равнодействующей будет (расстояние от наружной грани)

$$\frac{160100 + 88500}{46500 + 24600} = 3,50 \text{ м.}$$

Таким образом, в первом случае, при отсутствии временной нагрузки, имеем вертикальную силу, равную 46500 кг. на 1 пог. м. набережной на расстоянии 0,06 м. от середины ростверка и, во втором случае, при наличии временной нагрузки,

имеем силу  $46500 + 24600 = 71100$  кг., расположенную в центре ростверка.

Для упрощения расчета и в запас прочности \*) примем, что плоскость закрепления свай в грунте расположена ниже проектной глубины черпания на 1,5 м., а следовательно, от горизонта воды, на глубине  $7,35 \text{ м.} + 1,5 \text{ м.} = 8,85 \text{ м.}$

Приняв прежнее обозначение и считая, что 6 вертикальных свай имеют номера 1—6, начиная от шпунтового ряда, наклонная свая, забитая под уклоном  $1/20$ —№ 7 и пять свай, забитых под уклоном  $1:2,5$  имеют номера 8—12, начиная также от шпунтового ряда, будем иметь:

$$\begin{aligned} L_1 = L_2 = L_3 \dots\dots\dots L_6 &= 766 \text{ см.} \\ &L_7 = 766,8 \text{ см.} \\ L_8 = L_9 = L_{10} \dots\dots\dots L_{12} &= 825,4 \text{ см.} \end{aligned}$$

Расстояния осей головок свай соответственно от оси первой сваи:

$$\begin{aligned} l_2 = 107 \text{ см.}, l_3 = 214 \text{ см.}, l_4 = 321 \text{ см.}, l_5 = 428 \text{ см.}, \\ l_6 = 535 \text{ см.}, l_7 = 642 \text{ см.}, l_8 = 0 \text{ см.}, l_9 = 107 \text{ см.}, \\ l_{10} = 214 \text{ см.}, l_{11} = 321 \text{ см.}, l_{12} = 428 \text{ см.} \end{aligned}$$

Принимаем модуль упругости дерева  $E = 120.000 \frac{\text{кг.}}{\text{см.}^2}$

Полагая сваи диаметром 6 верш. — 26,7 см., будем иметь:

$$\begin{aligned} \text{площадь сечения } \omega &= 560 \text{ см.}^2 \\ \text{момент инерции } \gamma &= 24960 \text{ см.}^4 \end{aligned}$$

Далее, имея в виду, что сваи №№ 1—6 вертикальны, свая № 7 имеет уклон  $1/20$  и, следовательно,  $\sin \alpha = -0,049$  и  $\cos \alpha = 0,999$ , а сваи №№ 8—12 имеют уклон  $2/5$  и, следовательно,  $\sin \alpha = -0,372$  и  $\cos \alpha = 0,928$ , можем написать формулы:

Горизонтальная составляющая опорной реакции для свай №№ 1—6, согласно § 2 (форм. № 16):

$$p_n = \frac{3EJ}{L_n^3} a$$

и для свай №№ 7—12, согласно § 4 (форм. № 34)

\*) Можно было бы считать, что сваи закреплены на глубине 1,5—2 м. от поверхности откоса.

$$p_n = \frac{3EJ}{L_n^3} \cos \alpha_n (a \cos \alpha_n - b \sin \alpha_n - c l_n \sin \alpha_n) + \frac{E\omega}{L_n} \sin \alpha_n$$

$$(b \cos \alpha_n + c l_n \cos \alpha_n + a \sin \alpha_n)$$

куда подставляя значения  $E, J, L_n, l_n, \sin \alpha_n$  и  $\cos \alpha_n$ , получаем:

$$p_1 = p_2 = \dots = p_6 = 19,99a$$

$$p_7 = 19,93 \times 0,999 (0,999 a - 0,049 b - 31,46 c) + 87700 \times 0,049$$

$$(0,999 b + 641 c + 0,049 a).$$

$$p_8 = 15,98 \times 0,928 (0,928 a - 0,372 b - 0) + 81400 \times 0,372$$

$$(0,928 b + 0 + 0,372 a).$$

$$p_9 = 15,98 \times 0,928 (0,928 a - 0,372 b - 39,8 c) + 81400 \times 0,372$$

$$(0,928 b + 99,3 c + 0,372 a).$$

$$p_{10} = 15,98 \times 0,928 (0,928 b - 0,372 b - 79,6 c) + 81400 \times 0,372$$

$$(0,928 b + 198,5 c + 0,372 a)$$

$$p_{11} = 15,98 \times 0,928 (0,928 a - 0,372 b - 119,4 c) + 81400 \times 0,372$$

$$(0,928 b + 298 c + 0,372 a).$$

$$p_{12} = 15,98 \times 0,928 (0,928 a - 0,372 b - 159,2 c) + 81400 \times 0,372$$

$$(0,928 b + 397 c + 0,372 a).$$

Эти уравнения после преобразования превращаются:

$$p_1 = p_2 = \dots = p_6 = 19,99 a'$$

$$p_7 = 230,4 a + 4,290 b + 2755000 c$$

$$p_8 = 11280 a + 28095 b + 0$$

$$p_9 = 11280 a + 28095 b + 3008000 c$$

$$p_{10} = 11280 a + 28095 b + 6017000 c$$

$$p_{11} = 11280 a + 28095 b + 9025000 c$$

$$p_{12} = 11280 a + 28095 b + 12030000 c$$

---


$$56749,8 a + 144765 b + 32835000 c$$

Вертикальные составляющие опорных реакций для свай №№ 1—6, согласно § 2 (форм. № 10)

$$q_n = b \frac{\omega E}{L_n} + c l_n \frac{\omega E}{L_n}$$

и для свай №№ 7—12, согласно § 4 (форм. № 35)

$$q_n = - \frac{3EJ}{L_n^3} \sin \alpha_n (a \cos \alpha_n - b \sin \alpha_n - c l_n \sin \alpha_n) + \frac{E\omega}{L_n} \cos \alpha_n$$

$$(b \cos \alpha_n + c l_n \cos \alpha_n + a \sin \alpha_n).$$



Откуда, подставляя числовые значения, найдем:

$$\begin{aligned} q_1 &= 87700 \text{ б} \\ q_2 &= 87700 (\text{б} + 107 \text{ с}) \\ q_3 &= 87700 (\text{б} + 214 \text{ с}) \\ q_4 &= 87700 (\text{б} + 321 \text{ с}) \\ q_5 &= 87700 (\text{б} + 428 \text{ с}) \\ q_6 &= 87700 (\text{б} + 535 \text{ с}) \end{aligned}$$

$$q_7 = - 19,93 \times 0,049 (0,999 \text{ а} - 0,049 \text{ б} - 31,46 \text{ с}) + \\ + 87700 \times 0,999 (0,999 \text{ б} + 641 \text{ с} + 0,049 \text{ а})$$

$$q_8 = - 15,98 \times 0,372 (0,928 \text{ а} - 0,372 \text{ б} - 0) + \\ + 81400 \times 0,928 (0,928 \text{ б} + 0 + 0,372 \text{ а})$$

$$q_9 = - 15,98 \times 0,372 (0,928 \text{ а} - 0,372 \text{ б} - 39,8 \text{ с}) + \\ + 81400 \times 0,928 (0,928 \text{ б} + 99,3 \text{ с} + 0,372 \text{ а})$$

$$q_{10} = - 15,98 \times 0,372 (0,928 \text{ а} - 0,372 \text{ б} - 79,6 \text{ с}) + \\ + 81400 \times 0,928 (0,928 \text{ б} + 198,5 \text{ с} + 0,372 \text{ а})$$

$$q_{11} = - 15,98 \times 0,372 (0,928 \text{ а} - 0,372 \text{ б} - 119,4 \text{ с}) + \\ + 81400 \times 0,928 (0,928 \text{ б} + 298 \text{ с} + 0,372 \text{ а})$$

$$q_{12} = - 15,98 \times 0,372 (0,928 \text{ а} - 0,372 \text{ б} - 159,2 \text{ с}) + \\ + 81400 \times 0,928 (0,928 \text{ б} + 397 \text{ с} + 0,372 \text{ а})$$

Преобразовывая эти уравнения, получаем:

$$\begin{aligned} q_1 &= 87700 \text{ б} \\ q_2 &= 87700 \text{ б} + 9390000 \text{ с} \\ q_3 &= 87700 \text{ б} + 18770000 \text{ с} \\ q_4 &= 87700 \text{ б} + 28160000 \text{ с} \\ q_5 &= 87700 \text{ б} + 37500000 \text{ с} \\ q_6 &= 87700 \text{ б} + 46900000 \text{ с} \\ q_7 &= 87500 \text{ б} + 56200000 \text{ с} + 4290 \text{ а} \\ q_8 &= 70100 \text{ б} + 0 + 28095 \text{ а} \\ q_9 &= 70100 \text{ б} + 7500000 \text{ с} + 28095 \text{ а} \\ q_{10} &= 70100 \text{ б} + 15000000 \text{ с} + 28095 \text{ а} \\ q_{11} &= 70100 \text{ б} + 22500000 \text{ с} + 28095 \text{ а} \\ q_{12} &= 70100 \text{ б} + 30000000 \text{ с} + 28095 \text{ а} \\ \hline &964200 \text{ б} + 271920000 \text{ с} + 144765 \text{ а} \end{aligned}$$

Составим теперь уравнение равенства суммы моментов относительно середины ростверка, назвав через  $e$  расстояние вертикальной силы от середины ростверка:

$$\begin{aligned} \Sigma M = & -(q_1 + q_8) \left( \frac{700}{2} - 13 - 5 \right) - (q_2 + q_9) \left( \frac{700}{2} - 18 - 107 \right) - \\ & - (q_3 + q_{10}) \left( \frac{700}{2} - 18 - 214 \right) - (q_4 + q_{11}) \left( \frac{700}{2} - 18 - 321 \right) + \\ & + (q_5 + q_{12}) \left( 428 + 18 - \frac{700}{2} \right) + q_6 \left( 535 + 18 - \frac{700}{2} \right) + \\ & + q_7 \left( 642 + 18 - \frac{700}{2} \right) + \Theta e = - (q_1 + q_8) 332 - \\ & - (q_2 + q_9) 225 - (q_3 + q_{10}) 118 - (q_4 + q_{11}) 11 + (q_5 + q_{12}) 96 + \\ & + 203q_6 + 310q_7 + \Theta e = 0. \end{aligned}$$

Подставляя сюда значения  $q_1, q_2, \dots, q_{12}$ , получаем:

$$\begin{aligned} \Sigma M = & - 9330000 a - 52400000 b - \\ & - 6320000 a - 35500000 b - 3800000000 c \\ & - 3315000 a - 18630000 b - 4220000000 c \\ & - 309000 a - 1736000 b - 557000000 c \\ & + 2697000 a + 15150000 b + 6485000000 c \\ & \quad + 17810000 b + 9530000000 c \\ & + 1330000 a + 27120000 b + 17410000000 c + \Theta e \end{aligned}$$

---


$$\Sigma M = - 15247000 a - 48186000 b + 24848000000 c + \Theta e = 0.$$

Теперь, имея в виду, что поперечные ряды свай отстоят друг от друга на расстоянии 0,64 м., при чем ряды чередуются— в одном ряду 6 вертикальных и одна наклонная сваи, а в другом— пять наклонных под углом  $\frac{2}{5}$ . Таким образом, через каждые 1,28 м. повторяется система из 12 свай. Отсюда расчетные внешние силы необходимо взять на длину 1,28 пог. метра набережной.

Рассмотрим теперь случай, когда над ростверком расположена временная нагрузка. Тогда, как мы выше определили, равнодействующая вертикальных сил равна 71,1 тонны и  $e = 0$ .

Расчетная внешняя горизонтальная сила  $P = 11040 \times \times 1,28 = 14130$  кг.

Расчётная внешняя вертикальная сила  $\Theta = 71,1 \times 1,28 = 91000$  кг.

Момент последней силы относительно середины рост-верка = 0.

Отсюда будем иметь три основных уравнения:

$$\Sigma p = 56749,8a + 144765b + 32835000c = 14130 \text{ кг.}$$

$$\Sigma q = 964200b + 271920000c + 144765a = 91000 \text{ кг.}$$

$$\Sigma m = -15247000a - 48186000b + 24848000000 = 0,$$

откуда имеем:

$$a + 2,551b + 579c = 0,249$$

$$a + 6,66b + 1879c = 0,629$$

$$-a - 3,16b + 1629c = 0;$$

вычитая из второго первое и складывая второе с третьим, получаем:

$$4,109b + 1300c = 0,380 \quad 3,50b + 3,508c = 0,629;$$

из первого уравнения имеем:

$$b = 0,0924 - 316,2c,$$

и подставляя во второе, получаем:

$$0,3233 - 1,107c + 3508c = 0,629,$$

откуда  $2401c = 0,3057$  и

$$c = 0,0001271;$$

находим  $b = 0,0924 - 0,0402 = 0,0522$  см.

$$\text{и } a = 0,249 - 0,133 - 0,0736 = 0,0424 \text{ см.}$$

Получив значение  $a$ ,  $b$  и  $c$ , находим:

$$P_1 = P_2 = \dots = P_6 = 0,845 \text{ кг.}$$

$$P_7 = 9,75 + 224 + 350 = 583,75 \text{ »}$$

$$P_8 = 477 + 1467 = 1944 \text{ »}$$

$$P_9 = 477 + 1467 + 382 = 2326 \text{ »}$$

$$P_{10} = 477 + 1467 + 764 = 2708 \text{ »}$$

$$P_{11} = 477 + 1467 + 1146 = 3090 \text{ »}$$

$$P_{12} = 477 + 1467 + 1528 = 3472 \text{ »}$$

Итого 14128,82 кг.

$$\begin{aligned}
q_1 &= 4580 & = 4580 \text{ кг.} \\
q_2 &= 4580 + 1191 & = 5771 \text{ »} \\
q_3 &= 4580 + 2382 & = 6962 \text{ »} \\
q_4 &= 4580 + 3573 & = 8153 \text{ »} \\
q_5 &= 4580 + 4764 & = 9344 \text{ »} \\
q_6 &= 4580 + 5955 & = 10535 \text{ »} \\
q_7 &= 4560 + 7140 + 181,6 & = 11881,6 \text{ »} \\
q_8 &= 3660 + 0 + 1190 & = 4850 \text{ »} \\
q_9 &= 3660 + 954 + 1190 & = 5804 \text{ »} \\
q_{10} &= 3660 + 1908 + 1190 & = 6758 \text{ »} \\
q_{11} &= 3660 + 2862 + 1190 & = 7712 \text{ »} \\
q_{12} &= 3660 + 3816 + 1190 & = 8666 \text{ »} \\
&& \hline
&& 91016 \text{ кг.}
\end{aligned}$$

Зная значения  $p_n$  и  $q_n$ , являющиеся горизонтальными и вертикальными составляющими опорных реакций в сваях, можем определить значения  $p'_n$  и  $q'_n$ , т.-е. усилий действующих нормально и параллельно оси сваи.

$$\begin{aligned}
p'_n &= p_n \cos \alpha - q_n \sin \alpha \\
q'_n &= q_n \cos \alpha + p_n \sin \alpha
\end{aligned}$$

Для свай №№ 1—6 уже имеются значения  $p'_n$  и  $q'_n$  соответственно равных  $p_n$  и  $q_n$ :

$$\begin{aligned}
p'_7 &= 583 - 582 = 1 \\
p'_8 &= 1805 - 1805 = 0 \\
p'_9 &= 2160 - 2160 = 0 \\
p'_{10} &= 2513 - 2513 = 0 \\
p'_{11} &= 2860 - 2860 = 0 \\
p'_{12} &= 3220 - 3220 = 0
\end{aligned}$$

Фактически значения  $p'_7 - p'_{12}$  не равны нулю, и если расчет произвести на арифмометре с самого начала, то они будут иметь дробное значение в десятых долях кг., которые при настоящем расчете на логарифмической линейке не улавливаются.

Значения  $q'_n$  будут для  $n = 7 - 12$

$$\begin{aligned}
q'_7 &= 11870 + 28,6 = 11896,6 \text{ кг.} \\
q'_8 &= 4845 + 722 = 5567 \text{ »} \\
q'_9 &= 5803 + 864 = 6667 \text{ »} \\
q'_{10} &= 6751 + 1009 = 7760 \text{ »} \\
q'_{11} &= 7704 + 1150 = 8854 \text{ »} \\
q'_{12} &= 8657 + 1293 = 9950 \text{ »}
\end{aligned}$$

Значения изгибающих моментов в местах заделки свай в грунт должны быть равны  $p'_n L_n$  и, следовательно, имея значения  $p'_n$ , можно было бы их определить, но, в силу неточности расчета на логарифмической линейке, воспользуемся формулой (17) для вертикальных свай и формулой (36) для наклонных свай.

Для свай №№ 1—6:

$$m_n = \frac{3 EJ}{L_n^2} a;$$

Для свай №№ 7—12:

$$m_n = \frac{3 EJ}{L_n^2} (a \cos \alpha_n - b \sin \alpha_n - l_n c \sin \alpha_n).$$

Подставляя сюда числовые значения, получаем:

$$\begin{aligned} m_1 = m_2 \dots m_6 &= 15310 a \\ m_7 &= 15280 (0,999a - 0,049b - 31,46c) = 15270a - 749b - \\ &\quad - 481000c \\ m_8 &= 13190 (0,928a - 0,372b - 0) = 12240a - 4910b \\ m_9 &= 13190 (0,928a - 0,372b - 39,8c) = 12240a - 4910b - \\ &\quad - 525000c \\ m_{10} &= 13190 (0,928a - 0,372b - 79,6c) = 12240a - 4910b - \\ &\quad - 1050000c \\ m_{11} &= 13190 (0,928a - 0,372b - 119,4c) = 12240a - 4910b - \\ &\quad - 1575000c \\ m_{12} &= 13190 (0,928a - 0,372b - 159,2c) = 12240a - 4910b - \\ &\quad - 2100000c \end{aligned}$$

Куда подставляя значения  $a$ ,  $b$  и  $c$ , будем иметь:

$$\begin{aligned} m_1 = m_2 = \dots = m_6 &= 647 \text{ кг. см.} \\ 645 - 39 - 61 &= 545 \text{ кг. см.} \\ 518 - 256 - 0 &= 262 \text{ ,, ,,} \\ 518 - 256 - 66,6 &= 195,4 \text{ ,, ,,} \\ 518 - 256 - 133,3 &= 128,7 \text{ ,, ,,} \\ 518 - 256 - 200,0 &= 62,0 \text{ ,, ,,} \\ 518 - 256 - 266,5 &= 4,5 \text{ ,, ,,} \end{aligned}$$

Теперь рассмотрим второй случай нагрузки, когда временной нагрузки нет над ростверком.

В этом случае  $\Sigma p = P = 14.130$  кг.

$$\Sigma q = \Theta = 46.500 \times 1,28 = 59.500 \text{ кг.}$$

$$\Sigma m = \Theta e = 59.500 \times 6 = 357.000 \text{ кг. см.}$$

Тогда основные три уравнения превращаются:

$$56749,8a + 144765b + 32835000c = 14130 \text{ кг.}$$

$$964200b + 271920000c + 144765a = 59500 \text{ кг.}$$

$$-15247000a - 48186000b + 24848000000 c = 357000,$$

откуда:

$$a + 2,551b + 579 c = 0,249$$

$$a + 6,66 b + 1879 c = 0,411$$

$$-a - 3,16 b + 1629 c = 0,0234;$$

по предыдущему—

$$4,109 b + 1300 c = 0,162 \text{ и } 3,50 b + 3508 c = 0,4344;$$

из двух последних уравнений находим:

$$b = 0,03941 - 316,2 c$$

и

$$0,1380 - 1107c + 3508 c = 0,4344,$$

$$\text{откуда: } 2400 c = 0,2964$$

$$c = \underline{0,0001235}$$

$$\text{далее: } b = 0,03941 - 0,03905$$

$$b = \underline{0,00036 \text{ см.}}$$

$$a = -0,0234 - 0,0011 + 0,2012 = \underline{0,1767 \text{ см.}}$$

Подставляя эти значения в формулы  $p_{ii}$  и  $q_{ii}$ , получаем:

$$p_1 = p_2 \dots = p_6 = 3,52 \text{ кг.}$$

$$p_7 = 40,7 + 1,54 + 340 = 382,24 \text{ »}$$

$$p_8 = 1991 + 10,12 + 0 = 2001,12 \text{ »}$$

$$p_9 = 1991 + 10,12 + 371 = 2372,12 \text{ »}$$

$$p_{10} = 1991 + 10,12 + 742 = 2743,12 \text{ »}$$

$$p_{11} = 1991 + 10,12 + 1.113 = 3114,12 \text{ »}$$

$$p_{12} = 1991 + 10,12 + 1.484 = 3485,12 \text{ »}$$

$$\underline{14119,00 \text{ кг.}}$$

$q_1 = 31,6$			$= 31,6$ кг.
$q_2 = 31,6$	$+ 1158$		$= 1189,6$ »
$q_3 = 31,6$	$+ 2316$		$= 2347,6$ »
$q_4 = 31,6$	$+ 3474$		$= 3505,6$ »
$q_5 = 31,6$	$+ 4632$		$= 4663,6$ »
$q_6 = 31,6$	$+ 5790$		$= 5821,6$ »
$q_7 = 31,5$	$+ 6900$	$+ 756$	$= 7687,5$ »
$q_8 = 25,2$	$+ 0$	$+ 4960$	$= 4985,2$ »
$q_9 = 25,2$	$+ 927$	$+ 4960$	$= 5912,2$ »
$q_{10} = 25,2$	$+ 1853$	$+ 4960$	$= 6838,2$ »
$q_{11} = 25,2$	$+ 2780$	$+ 4960$	$= 7765,2$ »
$q_{12} = 25,2$	$+ 3705$	$+ 4960$	$= 8690,2$ »

Теперь по предыдущему определим продольные силы  $q_n$ , действующие на сваи вдоль оси и соответственно перпендикулярные оси реакции  $p'_n$ .

При этом для свай №№ 1—6 такие значения уже имеются, а для свай №№ 7—12 воспользуемся формулами (20).

$q'_7 = 7680$	$+ 18,7$	$= 7698,7$ кг.
$q'_8 = 4625$	$+ 744$	$= 5369$ »
$q'_9 = 5490$	$+ 882$	$= 6372$ »
$q'_{10} = 6350$	$+ 1021$	$= 7371$ »
$q'_{11} = 7210$	$+ 1160$	$= 8370$ »
$q'_{12} = 8070$	$+ 1298$	$= 9368$ »
$p'_7 = 381,9$	$- 376,7$	$= 5,2$ »
$p'_8 = 1860$	$- 1855$	$= 5,0$ »
$p'_9 = 2202$	$- 2200$	$= 2,0$ »
$p'_{10} = 2548$	$- 2545$	$= 3,0$ »
$p'_{11} = 2892$	$- 2890$	$= 2,0$ »
$p'_{12} = 3238$	$- 3235$	$= 3,0$ »

При этом нужно отметить, что последние величины значений  $p'_n$  являются совершенно не точными в виду того, что при вычитании четырехзначных цифр из четырехзначных разность получается выраженной в единицах. Последние же знаки, взятые по логарифмической линейке в четырехзначных цифрах, очевидно, грешат большой неточностью.

Теперь определим значения изгибающих моментов в плоскости заделки свай в грунт.

Подставляя в полученные выше значения  $m_n$  значения  $a$ ,  $b$  и  $c$ , получим:

$$\begin{aligned}
 m_1 &= m_2 = \dots = m_6 = 2705 \text{ кг. см.} \\
 m_7 &= 2697 - 0,27 - 59,3 = 2937,43 \text{ » »} \\
 m_8 &= 2160 - 1,77 = 2158,23 \text{ » »} \\
 m_9 &= 2160 - 1,77 - 64,8 = 2093,43 \text{ » »} \\
 m_{10} &= 2160 - 1,77 - 129,7 = 2028,53 \text{ » »} \\
 m_{11} &= 2160 - 1,77 - 194,5 = 1963,73 \text{ » »} \\
 m_{12} &= 2160 - 1,77 - 259,3 = 1898,93 \text{ » »}
 \end{aligned}$$

Исходя из этих значений  $m_n$ , получаем значения  $p'_n$  из общей формулы:

$$p'_n = \frac{m_n}{L_n},$$

тогда:

$$\begin{aligned}
 p'_1 &= p'_2 = p'_3 = \dots = p'_6 = 3,53 \text{ кг.} \\
 p'_7 &= 3,83 \text{ кг.} \\
 p'_8 &= 2,61 \text{ »} \\
 p'_9 &= 2,535 \text{ »} \\
 p'_{10} &= 2,455 \text{ »} \\
 p'_{11} &= 2,380 \text{ »} \\
 p'_{12} &= 2,30 \text{ »}
 \end{aligned}$$

т.е. получатся значения, похожие на те, которые определены непосредственно из формулы  $p'_n = p_n \cos \alpha - q_n \sin \alpha$ .

Теперь, сравнивая полученные значения усилий в двух вариантах нагрузок, будем иметь, что, при загрузении ростверка полной нагрузкой, наиболее напряженными сваями будут сваи № 7, где продольное усилие равно 11.880 кг. и изгибающий момент = 545 кг. см; при втором же варианте нагрузки наиболее нагруженной свайей является свая № 12, где продольное усилие = 8.690 кг., и изгибающий момент равен 1900 кг. см.

При проверке прочности свайного ростверка, необходимо учесть продольный изгиб. Сваи, закрепленные одним концом в грунт, и соединенные другим концом шипом с ростверком, который можно принять за шарнир, имея длину между опорами  $L$  — будут при проверке на продольный изгиб иметь расчетную свободную длину, меньшую чем  $L$  и равную  $\frac{L}{\sqrt{2}}$  (как это определено в предыдущем примере).



Тогда свободная расчетная длина свай № 7— $L' = 5,43$  м.,  
и свай № 12 = 5,84 м.

Определим теперь то напряжение, которое можно допустить на сваи, учитывая продольный изгиб. Формула Навье или Шварц—Ранкина дает для дерева формулу:

$$\sigma_k = \frac{\sigma}{1 + 0,00023 \left(\frac{l}{\rho}\right)^2}, \text{ где } \sigma_k \text{ допускаемое напряжение при}$$

продольном изгибе.

$\sigma$  — допускаемое напряжение на сжатие вдоль волокон.

$l$  — свободная длина бруса.

$\rho$  — радиус инерции сечения бруса.

Полагая  $\sigma = 60$  кг. см<sup>2</sup> и  $\rho = 6,64$  см.,

будем иметь для свай № 12:

$$\sigma_k = \frac{60}{1 + 0,00023 \left(\frac{584}{6,64}\right)^2} = 21,6 \text{ кг. см}^2,$$

для свай № 7:

$$\sigma_k = \frac{60}{1 + 0,00023 \left(\frac{543}{6,64}\right)^2} = 23,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

Фактически же напряжения, которые будут испытывать сваи следующие:

свая № 7—

$$\sigma = \frac{11880}{560} \pm \frac{545 \times 13,3}{24960} = 21,2 \pm 0,29,$$

$$\text{отсюда } \max \sigma = 21,49 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 23,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

свая № 12—

$$\sigma = \frac{8690}{560} \pm \frac{1900 \times 13,3}{24960} = 15,54 \pm 1,01,$$

$$\text{отсюда: } \max \sigma = 16,55 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < 21,6 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

Таким образом, прочность свай обеспечена.

Далее, необходимо по вышеуказанному способу определить необходимую глубину забивки свай, поверить прочность отдельных частей ростверка и поверить прочность врубок.

Последние поверки, как не входящие в пределы данного руководства, здесь не приводятся.