

Министерство образования Республики Беларусь

БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ  
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра "Гидротехническое и энергетическое строитель-  
ство"

П.М. Богославчик, О.Б. Корбут

**ПРИЧАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ  
ТИПА НАБЕРЕЖНЫЕ-СТЕНКИ**

Учебно-методическое пособие  
по выполнению расчетно-графических работ по дисципли-  
не  
"Порты и портовые сооружения"  
для студентов специальности "Водохозяйственное строи-  
тельство"  
специализации "Водные пути и порты"

Минск 2004

УДК 627.2  
ББК 39.413

Рецензент:        доцент, кандидат технических наук  
С.П.Гатилло – Белорусский национальный технический университет

Богославчик П.М., Корбут О.Б.

Причальные сооружения типа набережные-стенки: Учеб.-метод. пособие. – Мн.: БНТУ, 2004 г. – с.

В пособии изложены основные принципы проектирования и методы расчетов причальных сооружений с высоким свайным ростверком типа набережные-стенки. Приведены подробные рекомендации по конструированию сооружений, по определению нагрузок, по расчетам шпунтовых стенок, свайного основания и общей устойчивости сооружений.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	4
1 СОСТАВ РАБОТЫ .....	4
2 КОНСТРУИРОВАНИЕ НАБЕРЕЖНОЙ .....	5
2.1 Набережные с передней шпунтовой стенкой .....	5
2.2 Набережные с задней шпунтовой стенкой .....	10
3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК НА РОСТВЕРК .....	11
3.1 Собственный вес ростверка и грунта на нем .....	12
3.2 Швартовные нагрузки .....	13
3.3 Активное давление (распор) грунта засыпки $E_a$ .....	14
3.4 Реакция от распора грунта $R_a$ .....	15
4 УТОЧНЕНИЕ СХЕМЫ СВАЙНОГО ОСНОВАНИЯ .....	19
4.1 Влияние степени жесткости ростверка на свайное основание .....	19
4.2 Основание с гибким и нежестким ростверком .....	20
4.3 Основание с жестким ростверком .....	21
5 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАБИВКИ СВАЙ .....	26
6 РАСЧЕТ ШПУНТОВЫХ СТЕНОК .....	33
7 СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СВАЙНОЙ НАБЕРЕЖНОЙ .....	41
8 ПРОВЕРКА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ. .....	50
ЛИТЕРАТУРА .....	54
ПРИЛОЖЕНИЕ 1 .....	55
ПРИЛОЖЕНИЕ 2 .....	59

## **ВВЕДЕНИЕ**

Раздел "Причальные сооружения" является одним из основных разделов дисциплины "Порты и портовые сооружения", который изучается студентами в 8-м семестре. В этом семестре студенты выполняют расчетно-графические работы по проектированию набережных-стенок.

Набережные-стенки относятся к причальным сооружениям с высоким свайным ростверком, которые получили широкое распространение как в морском, так и в речном портовом строительстве. При слабых грунтах основания этот тип причальных сооружений является почти единственно возможным. При проектировании и расчетах набережной-стенки студент должен решить достаточно широкий круг вопросов: выбор свайного основания, определение нагрузок на сооружение, подбор сечения свай и глубину их забивки, расчет шпунтовой стенки, расчет общей устойчивости сооружения и др. Эти же вопросы часто приходится решать и при выполнении дипломного проекта.

Цель настоящего пособия – дать студентам материал, необходимый при выполнении расчетно-графических работ и дипломного проекта.

## **1 СОСТАВ РАБОТЫ**

В расчетно-графической работе разрабатываются следующие вопросы:

- конструирование набережной;
- определение нагрузок, действующих на набережную;
- определение усилий в сваях и уточнение схемы свайного основания;
- определение глубины забивки свай;
- расчет шпунтовой стенки;
- статический расчет набережной;
- расчет общей устойчивости сооружения.

## 2 КОНСТРУИРОВАНИЕ НАБЕРЕЖНОЙ

### 2.1 Набережные с передней шпунтовой стенкой

Необходимо назначить предварительно размеры набережной. Выбор размеров производится в следующем порядке.

1) На лист в масштабе 1:100-1:50 наносятся отметки верхнего расчетного уровня (ВРУ), низкого расчетного уровня (НРУ), дна, ледохода, кордона и территории. Если кордон и территория расположены на разных отметках, то сопряжение территории с кордоном назначается в виде откоса заложением 1:1,5-1:2,5, при этом у кордона оставляют берму 1,0-1,5 м (рис.2.1).

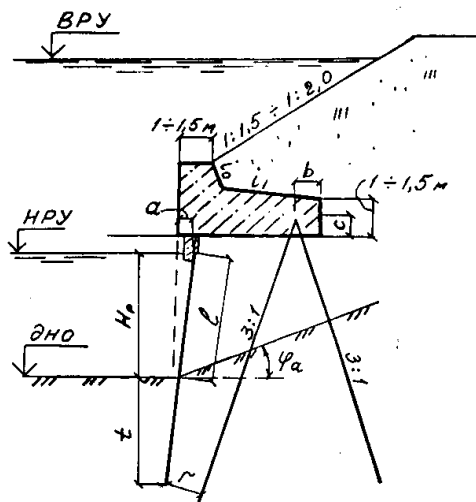


Рис.2.1 – Откосная набережная с бетонным ростверком и передним шпунтовым рядом

2) Намечается положение передней и нижней граней ростверка.

Передняя грань ростверка принимается вертикальной. Лишь при очень высоких ростверках, например, в речных набережных при больших колебаниях воды, делается уклон 20:1 (рис.2.2).

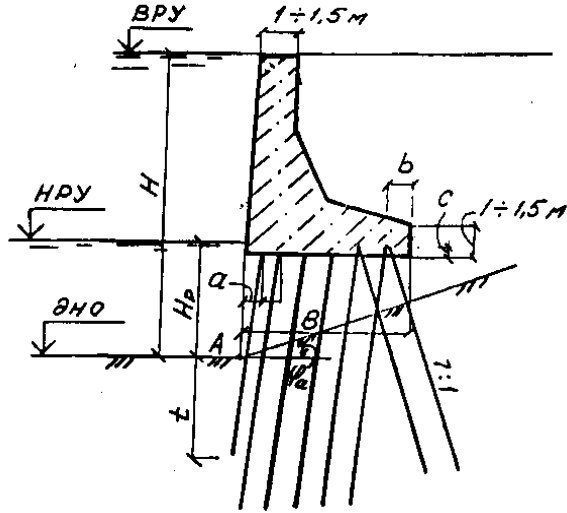


Рис.2.2 – Речная вертикальная набережная с передним шпунтовым рядом и деревянными сваями

Положение нижней грани ростверка зависит от материала ростверка, свай, расчетных уровней воды, уровней гниения, бетонирования, ледохода и условий производства работ (за перемычкой или в воде). Учитывая эти факторы, рекомендуется назначать отметки низа ростверка следующим образом:

- для набережных с бетонным ростверком на деревянных сваях при возведении сооружений за перемычкой низ ростверка может быть назначен на 0,5 м ниже НРУ (деревянные сваи срезают не выше уровня гниения);
- для набережных с бетонным или железобетонным ростверком на железобетонных сваях или с комбинированным свай-

ным основанием (козловые сваи железобетонные, а остальные сваи и шпунтовая стенка деревянные, сопрягаемые с ростверком при помощи оголовников и козырька) низ ростверка рекомендуется назначать на уровне бетонирования (на 0,5-1,0 м выше НРУ);

– для набережных с деревянным ростверком низ ростверка назначают на отметке НРУ, а при возведении их на ливных морях – на уровне средней линии колебаний;

– для бетонных и железобетонных набережных, возводимых на ливных морях, уровень бетонирования следует назначать выше уровня квадратурного прилива, а если в составе свайного основания есть деревянные сваи, то их следует срезать не выше уровня квадратурного отлива.

В речных портах низ ростверка должен быть ниже заданного уровня ледохода не менее чем на 1,0 м.

3) Намечается положение оси и глубина забивки шпунтовой стенки.

Передний шпунтовый ряд забивают с уклоном 5:1, 8:1, 10:1 или 20:1, а если это недопустимо, то вертикально. Возможный уклон шпунтовой стенки определяют из условия: вертикаль, проходящая через точку пересечения передней и низовой грани ростверка, не должна пересекать оси шпунтовой стенки до дна (точка *A*, рис.2.2). Глубина забивки шпунтовых свай *t* ориентировочно составляет 50-60 % от их свободной длины, но не менее 3,0 м.

Расстояние от передней грани ростверка до оси шпунтовой стенки зависит от материала шпунтовых свай и ростверка, способов их возведения и сопряжения:

- для набережных с деревянной шпунтовой стенкой, заделанной в бетонный ростверк,  $a = 0,3-0,35$  м;
- для набережных с деревянной шпунтовой стенкой и деревянным ростверком  $a = 0,1-0,15$  м;

- при сопряжении деревянной шпунтовой стенки с бетонным или железобетонным ростверком при помощи козырька  $a = 0,5$  м;

- при железобетонной или металлической шпунтовой стенке  $a = 0,6-0,8$  м.

4) Намечается количество свай, их уклон и расстояние между ними. Расстояния между сваями одной группы в поперечном направлении должны быть кратными и не должны быть меньше 0,8 м для деревянных и 1,0 м для железобетонных свай. Крайние сваи располагаются от краев подушки на расстоянии не менее чем на 0,3 м и не более чем на 1,0 м.

При *деревянном свайном основании* принимают схему производства работ за перемышкой: ростверк бетонный, свайное основание – из двух групп свай (рис.2.2). Шпунтовый ряд и сжатые сваи принимают с одинаковым уклоном, растянутые – с уклоном 3:1. Ширина ростверка имеет следующую примерную зависимость от полной высоты набережной  $H$ : при  $H \geq 10,8$  м  $B \approx 0,7H - 1,2$  м.

Рекомендуемое в первом приближении количество свай приведено в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Рекомендуемое количество свай

Общая высота набережной, м	Количество деревянных свай	
	растянутых	сжатых
до 9,5	2	5
до 11,5	2	7
до 13,5	2	8
до 15,5	3	10
до 17,5	3	12

При *железобетонном свайном основании* расчетную схему сооружения принимают в соответствии с рис.2.1: ростверк бе-



тонный, свайное основание состоит из трех групп свай. Ориентировочное количество свай в группах приведено в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Количество свай в группах

Общая высота набережной, м	Количество железобетонных свай		
	параллельных шпунтовому ряду	козловых	растянутых козловых
до 9,5	1	2	1
до 11,5	2	2	1
до 13,5	2	3	1
до 15,5	2	3	2
до 17,5	3	3	2

5) Намечается положение оси ближайшей к шпунтовой стенке сжатой козловой сваи исходя из следующих условий:

- уклон козловых свай выгодно принимать предельным, принятым в практике гидротехнических работ, т.е. 3:1;

- расстояние от нижнего конца оси шпунтовой стенки до оси козловой сваи  $r$  должно быть не менее 0,6 м для деревянных и 1,0 м для железобетонных козловых свай (рис.2.1).

Положение оси сжатой козловой сваи определяет, в конечном итоге, габариты ростверка.

б) Намечается положение растянутой сваи козловой опоры, уклон принимается также предельным 3:1, и точка пересечения ее оси с осью сжатой козловой сваи принимается на следующих расстояниях  $c$  от низа ростверка:

- для бетонного ростверка  $c = 0,5-0,7$  м,
- для железобетонного ростверка  $c$  равно половине высоты нижней полки ростверка (рис.2.1),
- для деревянного ростверка  $c = 0$ .

Заднюю грань ростверка ограничивают на расстоянии  $b = 0,6-0,8$  м от вершины козел.

Остальные размеры ростверка назначаются в соответствии с данными рисунка 2.1.

Если при дальнейших расчетах окажется, что намеченная ширина ростверка недостаточна для размещения необходимого количества свай, то ростверк уширяют.

Для речных вертикальных набережных с амплитудой колебания уровней воды более 5 м наиболее удачным решением являются схемы, приведенные на рис.2.2.

## **2.2 Набережные с задней шпунтовой стенкой**

Железобетонный ростверк рекомендуется выбирать в виде плиты толщиной 0,6 м. Если все сваи железобетонные, то шпунтовый ряд делают несущим, т.е. воспринимающим вертикальные нагрузки.

В случае смешанного свайного основания вертикальные сваи и шпунтовый ряд принимают деревянными, а козловые – железобетонными. Шпунтовый ряд в этом случае не несущий. Деревянные сваи и шпунтовую стенку сопрягают с ростверком при помощи сборных железобетонных оголовников и козырьков.

Выбор ширины ростверка и схемы свайного основания для набережных с задней шпунтовой стенкой производится в следующем порядке:

- намечают верхнюю, заднюю и переднюю грани ростверка;
- от точки пересечения передней грани ростверка с проектным дном проводят подводный откос под углом  $(0,75-1,0)\varphi_a$ ;
- намечают ориентировочное положение шпунтовой стенки из условий забивки шпунтового ряда не менее, чем на 1,0 м ниже отметки дна, и деления общей длины шпунтовых свай линией подводного откоса примерно пополам. Если намеченное таким образом положение шпунтового ряда незначительно (на 1-2 м) отличается от положения заднего подкранового рельса, то

рекомендуется сместить шпунтовый ряд таким образом, чтобы его ось совпала с осью подкранового рельса;

– заднюю грань ростверка намечают в соответствии с принятой конструкцией заднего опорного узла;

– для защиты откоса от размыва, а также для облегчения работы шпунтовой стенки впереди отсыпается каменная призма, которая может выступать на 1,0 м за линию кордона. При железобетонном шпунтовом ряде во избежание вымывания грунта через щели, а также для уменьшения распора грунта сзади шпунтового ряда отсыпается каменная призма с обратным фильтром;

– при железобетонном свайном основании принимается система вертикальных и наклонных (сжатых свай) с предельным уклоном 3:1. При смешанном свайном основании козловые железобетонные сваи можно разместить как сзади, так и посередине ростверка. В случае устройства отсыпки за шпунтовой стенкой последний вариант предпочтительнее;

– шаг вертикальных свай в поперечном и продольном направлениях может быть выбран исходя из допускаемого усилия на сваю и нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  площади ростверка, при этом следует иметь в виду, что в продольном направлении между вертикальными будут забиты козловые сваи.

### **3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК НА РОСТВЕРК**

Основными нагрузками, действующими на ростверк, являются собственный вес ростверка и грунта на нем  $G$  ( $G_{\text{роств.}} + G_{\text{грунта}}$ ), швартовные нагрузки  $S_q$ , активное давление (распор) грунта  $E_{ah}$ , реакция от распора грунта  $R_a$ , а также равномерно распределенная поверхностная нагрузка  $q$ . Если при проектировании набережной может возникнуть разница в уровнях воды впереди стенки и за ней (напор), то в расчет следует вводить гидростатическое давление. Все нагрузки подсчитываются на 1 погонный метр длины причала при уровне воды на отметке НРУ.

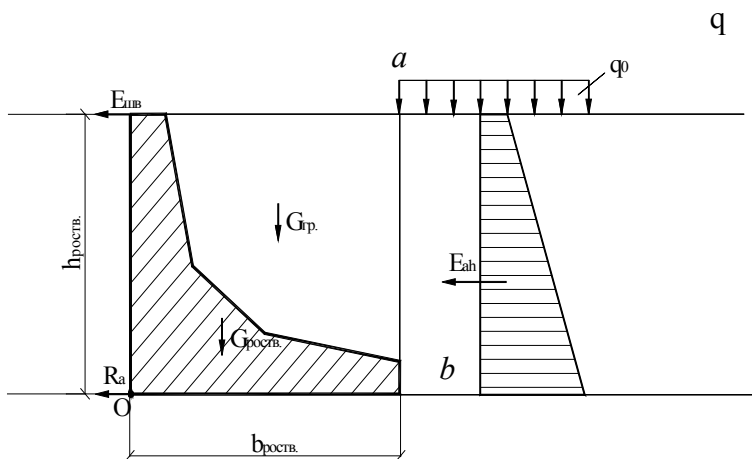


Рис.3.1 – Действующие на ростверк нагрузки

### 3.1 Собственный вес ростверка и грунта на нем

Для определения собственного веса площадь поперечного сечения ростверка умножается на объемный вес материала ростверка, аналогично подсчитывается вес грунта на ростверке. Изгибающий момент подсчитывается относительно нижней точки напорной грани (т.О). Поскольку очертание ростверка, как и грунта на нем, представляет собой сложную фигуру, ее рекомендуется разбить на ряд элементарных, подсчитать для каждого элемента площадь, вес, плечо и момент и сложить веса и моменты.

Расчет рекомендуется оформить таблицей 3.1:

Таблица 3.1 – Собственный вес ростверка и грунта на нем

Обозначение элемента	Площадь $\Omega$ , $\text{м}^2$	Удельный вес $\gamma$ , $\text{кН}/\text{м}^3$	Вес элемента, $\text{кН}$	Плечо, $\text{м}$	Момент, $\text{кНм}$
			$\Sigma$		$\Sigma$

### 3.2 Швартовые нагрузки

Для определения швартовой нагрузки на 1 п.м длины ростверка нормальная составляющая силы натяжения швартова распределяется на всю длину ростверка (бетонного или железобетонного):

$$E_{ув} = \frac{S_q}{L_{секц}} \quad (3.1)$$

Длину секции предварительно можно принять в пределах 15-20 м для бетонных и 30-35 м для железобетонных ростверков.

Сила натяжения швартова  $S$  (рис.3.2) для судов речного флота принимается в соответствии с [6, табл.26] в зависимости от типа и водоизмещения расчетного судна. Нормальная составляющая швартового усилия определяется как

$$S_q = S \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta, \quad (3.2)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – углы наклона швартова, град, принимаются по табл. 25 [6].

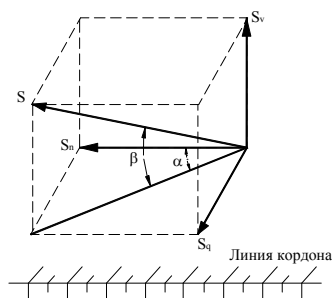


Рис.3.2 – Схема распределения усилий от натяжения швартовов

Для морских судов величину силы от натяжения швартова  $S$  можно принять по данным таблицы 3.2:

Таблица 3.2 – Сила натяжения швартова морских судов

Гарантированная глубина у причала, м	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0	8,5	9,5	10,5	11,5	13
Величина силы, кН	50	100	150	200	200	250	350	350	350	450	450	450

### 3.3 Активное давление (распор) грунта засыпки $E_a$

Активное давление грунта подсчитывается по формулам, приведенным в приложении 1, при этом необходимо учитывать следующее:

1) Если задняя грань ростверка выполнена наклонной или уступчатой, то для упрощения расчета можно принимать фиктивную вертикальную плоскость (условную вертикаль), проходящую через крайнюю точку контура фундамента (плоскость  $ab$ , рис.3.1). Тогда грунт, заключенный между этой плоскостью и тыльной поверхностью сооружения, является как бы частью самого сооружения, и его вес способствует увеличению устойчивости стенки (рис.3.1). При такой схеме вертикальная составляющая активного давления грунта отсутствует.

2) При ступенчатом изменении равномерно распределенной нагрузки на поверхности для точек перехода строятся линии, соответствующие плоскости обрушения, под углом  $\beta = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$  (рис.3.3), где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта, располагаемого в пределах плоскости обрушения.

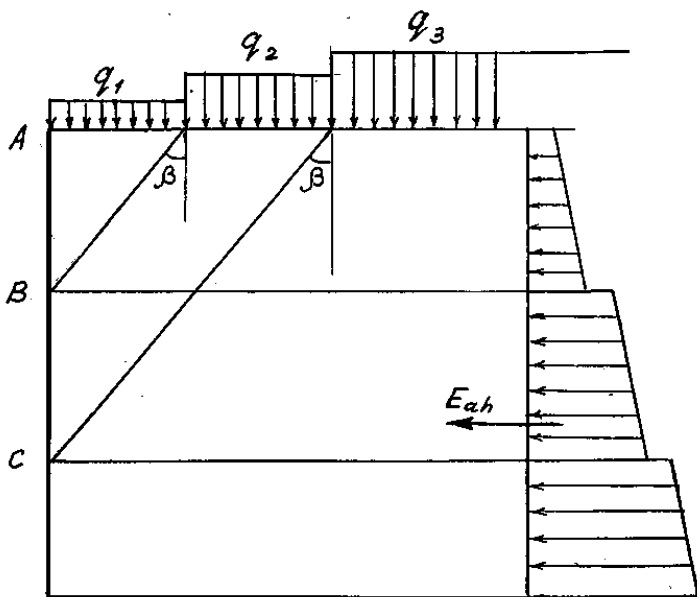


Рис. 3.3. Учет равномерно распределенной нагрузки при ступенчатом ее изменении

На участке  $AB$  в формулу по определению вертикального давления грунта  $p_y$  будет подставлена нагрузка  $q_1$ , на участке  $BC$  –  $q_2$ , ниже точки  $C$  –  $q_3$  и т.д. Так же учитывается при необходимости и крановая нагрузка, которая заменяется равномерно распределенной на длину шпалы.

### 3.4 Реакция от распора грунта $R_a$

Полное боковое давление грунта, действующее на ростверк:

$$E_n = E_1 + R_a, \quad (3.3)$$

где  $E_1$  – активное давление грунта, расположенного выше подошвы ростверка (рис.3.4); методы его определения изложены выше (см. п.3.3);

$R_a$  – реакция шпунтовой стенки, равная давлению грунта, лежащего ниже подошвы ростверка.

Давление грунта, лежащего ниже подошвы ростверка, для набережных **с передним шпунтом** определяется следующим образом (рис.3.4, б). Предполагается, что сваи под ростверком отсутствуют. На участке до глубины  $h_2+h_3$  (точки  $b$ ) эпюра давления грунта строится с учетом полного экранирования шпунтовой стенки ростверком. Ниже точки  $d$  эпюра строится с учетом грунта слоем  $h_1$  и пригрузки  $q$ , то есть экранирование ростверком здесь отсутствует. На участке  $bd$  влияние грунта слоем  $h_1$  принимается изменяющимся по закону прямой. Схема построения эпюры показана на рис.3.4, б. Ординаты эпюры с учетом уровня грунтовых вод на глубине  $h_2$  и с учетом изменения грунтов на отметке точки  $c$  будут следующие:

$$a_3 = p_{ah3} = \gamma_1 h_2 \cdot \lambda_{ah\varphi_1} - \frac{c_1}{\text{tg}\varphi_1} (1 - \lambda_{ahc1}) \quad (3.4)$$

$$a_4 = p_{ah4} = (\gamma_1 h_2 + \gamma_2 h_3) \cdot \lambda_{ah\varphi_2} - \frac{c_2}{\text{tg}\varphi_2} (1 - \lambda_{ahc2}); \quad (3.5)$$

$$a_5 = p_{ah5} = (\gamma_1 h_2 + \gamma_2 h_3) \cdot \lambda_{ah\varphi_3} - \frac{c_3}{\text{tg}\varphi_3} (1 - \lambda_{ahc3}); \quad (3.6)$$

$$a_6 = p_{ah6} = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_1 h_2 + \gamma_2 h_3 + \gamma_2 h_4 + \gamma_3 h_5) \cdot \lambda_{ah\varphi_2} - \frac{c_2}{\text{tg}\varphi_2} (1 - \lambda_{ahc2}); \quad (3.7)$$

$$a_7 = p_{ah7} = (q + \gamma_1 h_1 + \gamma_1 h_2 + \gamma_2 h_3 + \gamma_2 h_4 + \gamma_3 h_5) \cdot \lambda_{ah\varphi_3} - \frac{c_3}{\text{tg}\varphi_3} (1 - \lambda_{ahc3}), \quad (3.8)$$

где  $\gamma$ ,  $c$  и  $\varphi$  – удельный вес, удельное сцепление и угол внутреннего трения соответствующих грунтов;



$\lambda_{ah\phi}$  и  $\lambda_{ahc}$  – коэффициенты горизонтальной составляющей активного давления грунта (см. приложение 1).

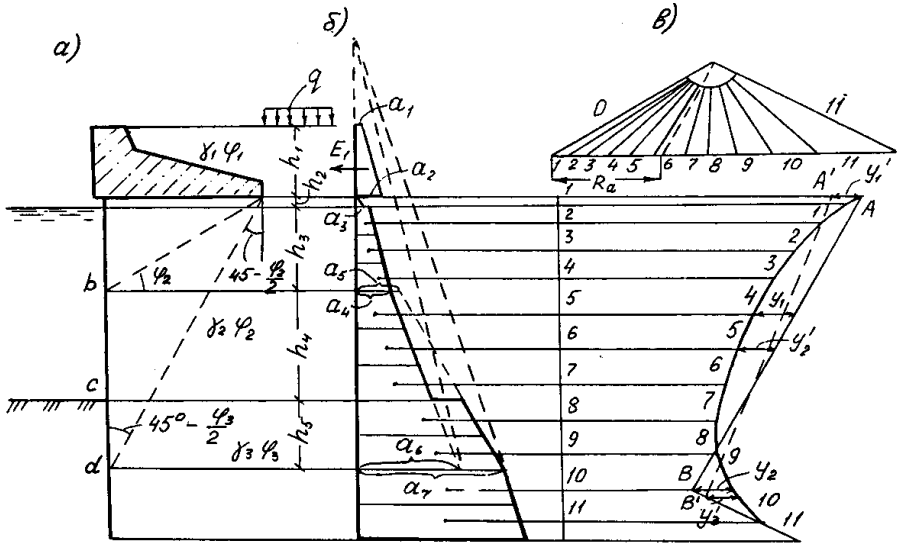


Рис.3.4 – Схема к определению полной реакции распора грунта при переднем шпунте

Для получения величины  $R_a$  строятся силовой и веревочный многоугольники (рис. 3.4, в).

Для построения силового многоугольника эпюра активного давления грунта разбивается на ряд горизонтальных полосок высотой 0,5-1,0 м, при этом границы полосок должны проходить через характерные отметки, т.е. скачки и переломы на эпюре. Действие каждой полоски заменяется сосредоточенной силой, численно равной площади полоски и приложенной в центре ее тяжести. На горизонтальном луче в удобном масштабе последовательно откладываются все силы, действующие в одном направлении. Масштаб выбирается таким образом, чтобы суммарный горизонтальный отрезок составлял 12-15 см. Полус распор

лагается выше или ниже этой горизонтали, желательно по ее центру, на расстоянии 5-7 см. Начало и конец каждой силы соединяются с полюсом.

Веревочный многоугольник получают последовательным переносом лучей силового многоугольника на поле горизонтальных линий действия сил, при этом нулевой луч проходит от начала (верха) эпюры давления до линии действия первой силы.

Замыкающая веревочного многоугольника, если шпунт закреплен в ростверке шарнирно, проводится из условия равенства моментов его в пролетной части и в части, погруженной в грунт, т.е.  $y_1 = y_2$  (рис.3.4, в), при заделке шпунта в ростверке – из условия равенства трех моментов: момента в месте заделки шпунта в ростверк, в пролетной его части и в части, погруженной в грунт ( $y_1' = y_2' = y_3'$ ). В первом случае замыкающую проводят через точку  $A$  пересечения нулевого луча веревочного многоугольника с горизонтальной линией, расположенной на уровне низа ростверка, и точку  $B$  пересечения замыкающей с последним лучом веревочного многоугольника, во втором случае – соответственно через точки  $A'$  и  $B'$ .

*Примечание. При расчете по методу Э.К.Якоби, т.е. в предположении, что шпунтовая стенка является консольной балкой, нагруженной эпюрой активного давления грунта и имеющей опору в центре тяжести эпюры отпора (на расстоянии  $1/3$  от нижнего конца шпунта), принимают  $u_{пр} > u_{конс}$ .*

После проведения замыкающей веревочного многоугольника параллельно ей проводится луч в силовом многоугольнике, отсекающий в основании его искомую величину реакции  $R_a$  верхнего конца шпунта.

Полное давление грунта на ростверк с **задней шпунтовой стенкой** определяется без учета экранирования его ростверком по формулам приложения 1.

После определения всех сил их рекомендуется свести в таблицу следующего вида (табл.3.3):

Таблица 3.3 – Действующие на ростверк нагрузки

Обозначение силы	Величина си- лы, кН	Момент относитель- но т.О, кНм
Вертикальные силы		
$G_{\text{ростверка}}$		
$G_{\text{грунта}}$		
	$\Sigma$	$\Sigma$
Горизонтальные силы		
$E_{\text{шварт}}$		
$E_{\text{аh}}$		
$R_{\text{а}}$		
	$\Sigma$	$\Sigma$

## 4 УТОЧНЕНИЕ СХЕМЫ СВАЙНОГО ОСНОВАНИЯ

### 4.1 Влияние степени жесткости ростверка на свайное основание

Уточнение схемы свайного основания после определения нагрузок, передающихся на него от ростверка, состоит в проверке правильности определения числа и положения свай. При неудовлетворительном выборе схемы свайного основания следует изменить число или размещение свай и повторить расчет заново.

Задача о выборе схемы свайного основания решается разными способами в зависимости от степени жесткости ростверка.

Если ростверк осуществлен из каменной кладки, бетона или слабо армированного железобетона и имеет весьма развитое в высоту сечение, его можно считать практически не деформирующимся при работе совместно со свайным основанием, т.е. можно считать его абсолютно **жестким**. Критерием, позволяющим отнести бетонный или железобетонный ростверк к жесткому, служит условие, чтобы высота его, приведенная к прямо-

угольному сечению, составляла не менее 1:4,3 полной ширины ростверка, т.е.  $\frac{h_{np}}{b_p} > \frac{1}{4,3}$ , где  $h_{np} = \frac{F_p}{b_p}$ .

При высоте приведенного к прямоугольному сечения железобетонного ростверка менее 1:7 его полной ширины ростверк относится к **гибким**.

Ростверки с отношением высоты приведенного сечения к его ширине от 1:4,3 до 1:7 являются переходными от абсолютно жесткого к гибкому. Их рекомендуется рассчитывать по схеме гибкого ростверка.

Если верхнее строение выполнено полностью из дерева, то такой ростверк относится к **нежестким**.

Следует учитывать, что у речных вертикальных набережных на деревянном свайном основании, а также в случае комбинированного свайного основания, шпунтовые стенки выполняют не несущими и, следовательно, они не являются опорами ростверка.

Для вертикальных набережных усилия в сваях определяют для двух случаев загрузки:

- при наличии временной равномерно распределенной поверхностной нагрузки  $q$  на территории порта в пределах ширины ростверка;
- при ее отсутствии.

В первом расчете получают наибольшие усилия в сжатых сваях, а во втором – в растянутых.

Для набережных полуоткосного типа расчет выполняют один раз, так как на откосе временной нагрузки  $q$  нет.

## **4.2 Основание с гибким и нежестким ростверком**

Порядок определения количества и расположения свай в основании ростверка следующий.

Ростверк рассматривают как простую разрезную над опорами балку, а свайное основание – как систему самостоятельных опор. Вертикальную нагрузку на каждую сваю (или козел) определяют как реакцию опоры балки. Горизонтальные нагрузки воспринимают наклонные сваи (в основном козловые). Выбор схемы свайного основания производят в соответствии с указаниями учебника [2, § 18, рис.223].

### 4.3 Основание с жестким ростверком

Определяется равнодействующая всех сил, приложенных к ростверку (включая и собственный вес):

$$R = \sqrt{H^2 + V^2}$$

Суммарная горизонтальная сила  $H = R_a + E_{ув} + E_a$

Суммарная вертикальная сила  $V = G_p + G_{cp} + b_q \cdot q$

где  $b_q$  – ширина зоны действия нагрузки  $q$  (в пределах ширины ростверка).

Направление равнодействующей рекомендуется определять графически из силового треугольника (рис.4.1, а):

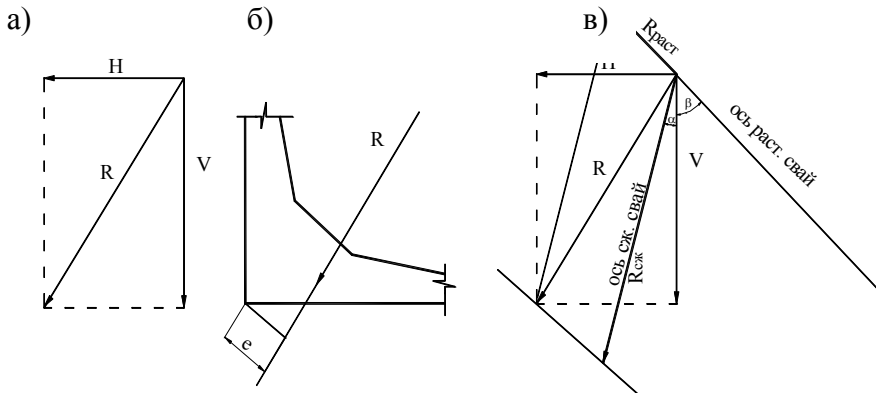


Рис. 4.1 – Графическое определение равнодействующей

Положение линии действия силы  $R$  относительно точки пересечения лицевой и нижней граней ростверка (рис.4.1, б) вычисляют для обоих случаев как

$$e = \frac{M}{R},$$

где  $M$  – сумма моментов сил относительно точки пересечения лицевой и нижней граней ростверка (точка  $O$  на рис.4.1, б).

Для простейшей схемы свайного основания из двух групп параллельных свай (случай деревянных свай) устанавливаются уклоны свай обеих групп (по условиям работы оборудования по забивке свай допускается их уклон не свыше 3:1); равнодействующая  $R$  разлагается на две составляющие  $R_{сж}$  и  $R_p$ , параллельные направлениям групп сжатых и растянутых свай (рис.4.1, в); графически из треугольника сил определяются значения  $R_{сж}$  и  $R_p$ . Оси обеих групп свай (ось – это прямая, параллельная сваям данной группы и проходящая через ее центр тяжести) и сила  $R$  должны пересекаться в одной точке. Пример расчета представлен на рис. 4.2.

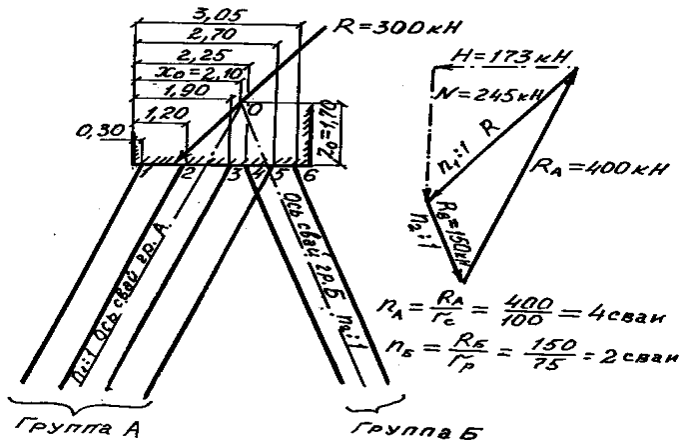


Рис. 4.2. – Пример определения усилий в системе из двух групп свай.

Размещение свай в системе из трех групп параллельных между собой свай производится следующим образом: одна группа свай  $M$ , имеющая направление, близкое к вертикальному, ставится вблизи одного края ростверка (того, в сторону которого смещена от центра тяжести ростверка сила  $R$ ), а две другие группы  $N$  и  $P$  располагаются так, что линии их центров тяжести пересекаются в одной точке  $k$  примерно на 0,5 м выше нижней грани ростверка и как можно ближе ко второму краю ростверка. Далее равнодействующая  $R$  продолжается до пересечения с осью группы  $M$  в точке  $m$ , точка  $m$  соединяется прямой  $mk$  с точкой  $k$  и сила  $R$  разлагается в направлении  $M$  и  $mk$  на две составляющие  $R_m$  и  $R'$ . Составляющая  $R'$  разлагается затем на две составляющие  $R_n$  и  $R_p$ , параллельные направлениям  $N$  и  $P$ . Силы  $R_m$ ,  $R_n$  и  $R_p$  суть усилия, действующие соответственно в каждой из групп свай  $M$ ,  $N$  и  $P$ . Пример расчета представлен на рис. 4.3.

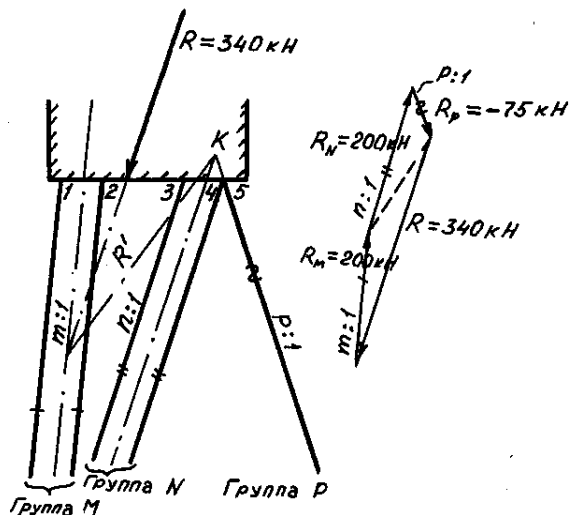


Рис. 4.3. – Пример определения усилий в системе из трех групп свай.

Число свай в каждой группе определяется путем деления действующего в ней усилия на несущую способность одной сваи в данной группе. Распределение свай внутри каждой группы обычно равномерное, причем в случае системы из трех групп свай линия центра тяжести свай (ось) данной группы должна совпадать с принятыми осями  $M$ ,  $N$  и  $P$ . После размещения свай в ростверке должны быть проверены усилия в них при разных значениях и положениях равнодействующей  $R$ . По известным допускаемым величинам усилий в сваях (табл. 4.1) определяется количество свай в каждой группе:

Таблица 4.1 – Допустимые усилия в сваях, кН

Материал ростверка и свай	Сжатые сваи	Растянутые сваи
Ростверк деревянный	150	100
Ростверк бетонный или железобетонный		
Деревянные сваи	250	180
Железобетонные сваи	700	400

$$n_{сж} = \frac{R_{сж} \cdot \ell}{[R_{сж}]}$$

$$n_p = \frac{R_p \cdot \ell}{[R_p]}$$

где  $\ell$  – продольное расстояние между сваями, м.

По принятому количеству свай  $n$  в группах уточняются единичные усилия в сваях:

$$r_{сж} = \frac{R_{сж} \cdot l}{n_{сж}}$$

$$r_p = \frac{R_p \cdot l}{n_p}$$

Назначается положение каждой сваи (шаг свай).

Расстояние между деревянными сваями должно быть не менее 0,9 м в поперечном и 1,0 м в продольном направлениях, а между железобетонными – соответственно 1,0 м и 1,5 м. При шахматном расположении свай эти расстояния могут быть несколько уменьшены, однако при всех условиях минимальное расстояние до ближайшей сваи должно быть не менее  $3d$  (где  $d$  -



диаметр сваи или большая сторона сечения прямоугольной сваи). Деревянные сваи изготавливаются из бревен хвойных пород (сосны, ели, лиственницы, пихты) диаметром 0,18-0,24 м в отрубе. Поперечные сечения железобетонных свай составляют 0,25×0,30, 0,30×0,30, 0,30×0,35, 0,35×0,35, 0,35×0,40, 0,40×0,40, 0,40×0,45 м (сваю располагают так, чтобы больший размер был перпендикулярен кордону).

Следует также иметь в виду, что в продольном направлении между вертикальными сваями будут забиты козловые.

Шаг свай выбирается таким, чтобы усилия в сваях были близки к наибольшим возможным, указанным в таблице 4.1, и одновременно свайное основание должно быть реальным для практического осуществления (например, сваи разных групп имеют кратный между собой шаг или расположены в разных плоскостях вдоль всего сооружения).

В случае, если усилия в каких-либо сваях при учете минимально возможного их шага превысят рекомендуемые предельные значения, следует изменить число или размещение свай и повторить расчеты заново.

Результаты расчета сводят в итоговую таблицу, указывая для каждого свайного ряда расчетное усилие на 1 м сооружения, выбранный шаг и фактическое усилие.

Таблица 4.2. – Усилия в сваях

Обозначение свайного ряда	Шаг свай в продольном направлении	Расчетные усилия		Фактические усилия
		с наличием $q$	с отсутствием $q$	

## 5 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАБИВКИ СВАЙ

Глубина забивки свай (или длина свай в пределах грунта основания) определяется из формулы несущей способности вишечей забивной сваи. Для сжатой сваи

$$\Phi = m \cdot (m_R \cdot R \cdot F + \sum m_{fi} \cdot U_i \cdot f_i \cdot l_i), \quad (5.1)$$

где  $\Phi$  – несущая способность сваи (в нашем случае – наибольшее фактическое усилие, действующее на сваю), кН;

$m$  – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 1,0;

$m_R, m_{fi}$  – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта, определяемые по таблице 5.1;

$R$  – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, определяемое по таблице 5.2, кПа;

$F_{св}$  – площадь опирания на грунт сваи, м<sup>2</sup>;

$U_i$  – периметр поперечного сечения сваи в  $i$ -м слое грунта, м;

$f_i$  – расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, определяемое по таблице 5.3, кПа;

$l_i$  – длина сваи в  $i$ -м слое грунта, т.е. толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м.

Таблица 5.1 – Значения коэффициентов условий работы грунта

Способы погружения свай	$m_R$	$m_f$
Погружение забивкой механическими паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки сваи на последнем метре погружения без	1,0	0,9

применения подмыва		
Вибропогружение и вибровдавливание в грунты:		
пески мелкие	1,1	1,0
пески пылеватые	1,0	1,0
супеси $I_L = 0,5$	0,9	0,9
суглинки $I_L = 0,5$	0,8	0,9
глины $I_L = 0,5$	0,7	0,9
глинистые $I_L = 0$	1,0	1,0
<i>Примечание: Для глинистых грунтов с <math>0,5 &gt; I_L &gt; 0</math> коэффициенты условий работы определяют линейной интерполяцией</i>		

Таблица 5.2 – Расчетные сопротивления грунта под нижним концом забивных свай

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Грунты					
	пески средней крупности	глинистые, $I_L = 0,3$	мелкие пески	глинистые, $I_L = 0,4$	пылеватые пески и глинистые, $I_L = 0,5$	глинистые, $I_L = 0,6$
3	3100	2000	2000	1200	1100	600
4	3200	2500	2100	1600	1250	700
5	3400	2800	2200	2000	1300	800
7	3700	3300	2400	2200	1400	850
10	4000	3500	2600	2400	1500	900
15	4400	4000	2900	2900	1650	1000
20	4800	4500	3200	3200	1800	1100
25	5200	5200	3500	3500	1950	1200
30	5600	5600	3800	3800	2100	1300

Для растянутой сваи

$$\Phi = m \cdot \sum m_{fi} \cdot U_i \cdot f_i \cdot l_i, \quad (5.2)$$

где  $\Phi$ ,  $U_i$ ,  $m_{fi}$ ,  $f_i$ ,  $l_i$  – обозначения те же, что и в формуле для сжатой сваи;

$m$  – коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый равным 0,8.

Таблица 5.3 – Расчетное сопротивление на боковой поверхности сваи  $f$ , кПа

Средняя глубина расположения слоя грунта	Грунты				
	крупные и средней крупности пески	мелкие пески, глинистые $I_L = 0,3$	пылеватые пески, глинистые, $I_L = 0,4$	глинистые, $I_L = 0,5$	глинистые, $I_L = 0,6$
1	35	23	15	12	8
2	42	30	21	17	12
3	48	35	25	20	14
4	53	38	27	22	16
5	56	40	29	24	17
6	58	42	31	25	18
8	62	44	33	26	19
10	65	46	34	27	19
15	72	51	38	28	20
20	79	56	41	30	20
25	86	61	44	32	20
30	93	66	47	34	21

При выполнении расчета следует на чертеже (рис.5.1) расчленить пласты грунтов на однородные слои мощностью не более 2 м. Если мощность слоя грунта засыпки от низа ростверка не превышает 3 м, то глубины слоев отсчитываются от поверхности грунта основания, в противном случае – от условной отметки, расположенной на 3 м ниже ростверка.

Расчет удобно вести в форме таблицы. Примеры расчета деревянной и железобетонной сваи даны в таблицах 5.4 и 5.5.

В расчетную таблицу заносятся мощности слоев  $l_i$ , глубины погружения нижнего конца сваи от условной отметки  $\Sigma l_i$ ,

расчетные сопротивления грунта под нижним концом сваи  $R_i$  (выписываются из таблицы 5.2), а также средняя глубина расположения каждого слоя от условной отметки. В зависимости от этой глубины по таблице 5.3 принимается расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи  $f_i$ , при этом для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений консистенции  $I_L$  глинистых грунтов значения  $R$  и  $f_i$  определяются линейной интерполяцией.

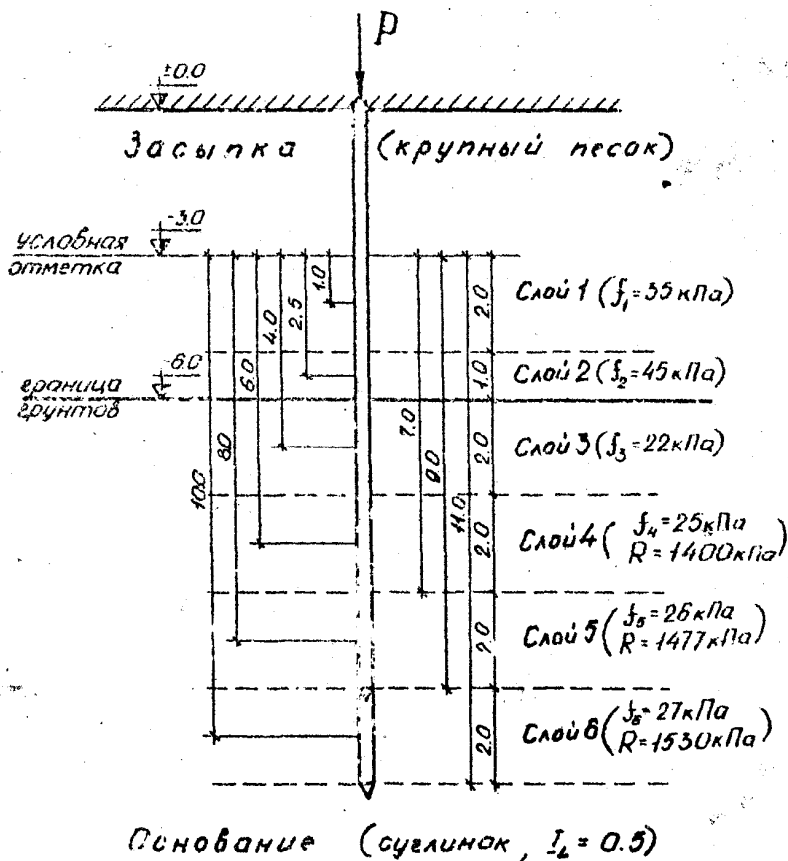


Рис.5.1 – Пример определения глубины забивки сваи

При определении периметра поперечного сечения деревянных свай следует учитывать естественный сбег дерева 0,008-0,01 м на 1 м длины свай, при этом в нижнем отрубе диаметр всех свай принимается одинаковым и является расчетным при определении площади поперечного сечения  $F_{св}$ .

Первое слагаемое  $\Phi 1$  вычисляется только для слоев грунта основания, второе  $\Phi 2$  – для каждого слоя с последовательным суммированием. На границе засыпки с основанием необходимо обеспечить условие: сопротивление грунта засыпки на боковой поверхности свай не должно превышать одной четверти усилия в свае. Если это условие не обеспечивается, то в дальнейший расчет  $\Phi$  берется  $1/4 r_{св}$ .

Послойный расчет продолжается, пока несущая способность свай  $\Phi$  не достигнет наибольшего расчетного усилия в свае. Поскольку в общем случае на границе рассматриваемого слоя значение  $\Phi$  не совпадает с  $r_{св}$ , то в последнем слое следует принять длину свай методом внутренней интерполяции.

Суммируя по слоям, определяют общую длину свай, округляя ее в большую сторону до 0,10 м. Полученные длины деревянных свай не должны превышать 13 м, железобетонных – 22 м (для свай 0,25×0,30 м  $l_{max} = 15$  м); глубина забивки свай не должна быть менее 4 м. Если последнее условие по длине свай не обеспечивается, следует изменить ее поперечное сечение и расчет повторить.

Свай, длины которых отличаются не более чем на 1 м, принимают одинаковыми большей длины в целях унификации элементов свайной набережной. После этого следует определить фактическую несущую способность свай по приведенным выше формулам.

Таблица 5.4 – ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАБИВКИ  
СВАЙ (Пример 1)

Свая № 1 (сжатая)

максимальное усилие  $R_{\max} = 220$  кН

материал – дерево

сечение – 0,18 м в отрубе (ест. сбег 0,01 м на 1 м длины)

$F_{\text{св}} = 0,0254 \text{ м}^2$        $m = 1,0$        $m_R = 1,0$        $m_f = 1,0$

№№ слоя	Мощ- ность слоя $l_i$ , м	$\Sigma l_i$ , м	R, кПа	$\Phi 1 =$ $m_R R F_{\text{св}}$ , кН	Ср. глубина располо- жения i-го слоя от ус- ловной отметки	$f_i$ кПа	$U_i$ , м	$\Phi 2 =$ $m_f f_i U_i l_i$ , кН	$\Sigma$ $\Phi 2$ , кН	$\Phi$ $= m(\Phi 1$ $+ \Sigma \Phi 2)$ , кН
засыпка										
1	2,0	2,0	-	-	1,0	35,0	0,816	57,1	57,1	-
2	1,0	3,0	-	-	2,5	45,0	0,770	34,7	91,8	-
основание										
3	2,0	5,0	-	-	4,0	22,0	0,785	34,6	89,5	-
4	2,0	7,0			6,0	24,0	0,722	38,1	125,7	
5	2,0	9,0	1477,0	32,6	8,0	26,0	0,660	34,3	180,0	197,5
6	2,0	11,0	1530,0	38,9	10,0	27,0	0,596	32,2	192,2	231,1

Длина последнего доборного участка

$$l_{\kappa} = 2 \cdot (220 - 197,5) / (231,1 - 197,5) = 1,34 \text{ м}$$

Общая длина свай

$$l_{\text{св}} = l_{\text{зас}} + l_{\text{осн}} = 6 + (6,0 + 1,34) = 13,34 \text{ м} \rightarrow \text{принимается } l_{\text{св}} = 13,4$$

м

Таблица 5.5 – ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ЗАБИВКИ  
СВАЙ (Пример 2)

Свая № 2 (сжатая)

максимальное усилие  $R_{\max} = 620$  кН

материал – железобетон

сечение – 0,35×0,40 м

$$F_{св} = 0,14 \text{ м}^2 \quad m = 1,0$$

$$m_R = 1,0$$

$$m_f = 1,0$$

№№ слоя	Мощ- ность слоя $l_i$ , м	$\Sigma l_i$ , м	R, кПа	$\Phi 1 =$ $m_R R F_{св}$ , кН	Ср.глубина располо- жения i-го слоя от ус- ловной отметки	$f_i$ кПа	$U_i$ , м	$\Phi 2 =$ $m_f f_i U_i l_i$ , кН	$\Sigma$ $\Phi 2$ , кН	$\Phi$ $= m(\Phi 1$ $+ \Sigma \Phi 2)$ , кН
засыпка										
1	2,0	2,0	-	-	1,0	35,0	1,5	105,0	105,0	-
2	1,0	3,0	-	-	2,5	45,0	1,5	67,5	172,0	-
основание										
3	2,0	5,0	-	-	4,0	22,0	1,5	66,0	221,0	-
4	2,0	7,0	1400,0	196,0	6,0	24,0	1,5	75,0	296,0	492,0
5	2,0	9,0	1477,0	206,5	8,0	26,0	1,5	78,0	374,0	580,5
6	2,0	11,0	1530,0	214,0	10,0	27,0	1,5	81,0	455,0	669,0

Длина последнего доборного участка

$$l_k = 2 \cdot (620 - 580,5) / (669 - 580,5) = 0,894 \text{ м}$$

Общая длина свай

$$l_{св} = l_{зас} + l_{осн} = 3 + (6,0 + 0,894) = 12,894 \text{ м} \rightarrow \text{принимается } l_{св} = 12,9 \text{ м}$$



## 6 РАСЧЕТ ШПУНТОВЫХ СТЕНОК

Расчет шпунтовых стенок заключается в подборе сечения шпунтовых свай и определении глубины их забивки.

Расчет выполняется в следующем порядке:

- 1) Строится суммарная эпюра бокового давления грунта на стенку.
- 2) Строятся силовой и веревочный многоугольники.
- 3) Проводятся замыкающая веревочного многоугольника и определяются изгибающие моменты, по которым подбирается сечение шпунтовой сваи.
- 4) Определяется глубина забивки свай.
- 5) Для набережных с передним шпунтовым рядом устанавливается влияние на шпунтовую стенку грунта за экранирующей плоскостью и при наличии такого влияния определяется изгибающий момент в стенке с учетом дополнительного давления грунта на экранирующую плоскость, на основании чего уточняется сечение шпунтовой стенки.

Шпунтовая стенка в расчетах принимается вертикальной.

Особенность работы передней шпунтовой стенки обусловлена наличием перед ней свайного ряда, пересекающего призму обрушения и воспринимающего часть бокового давления грунта на себя, то есть сваи экранируют стенку. Наличие экранирующей плоскости приводит к тому, что грунт между шпунтовой стенкой и этой плоскостью находится в условиях, аналогичных состоянию сыпучего тела в силосах. Очертание экранирующей поверхности определяется характером грунтовых сводов между сваями, возникающих в толще грунта. Условно она принимается плоской и параллельной свайному ряду.

Для построения эпюр активного давления грунта на стенки часто применяется рассмотренный ниже приближенный метод, который достаточно точен при углах внутреннего трения грунта  $\varphi = 25-35^\circ$ .

Построение эпюр начинается с определения положения экранирующей плоскости, выполняемого графическим построением (рис.6.1).

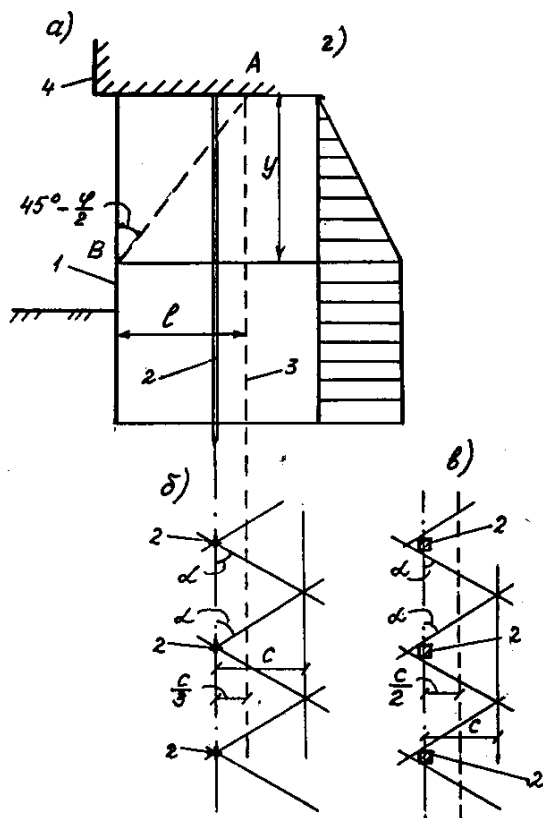


Рис.6.1 – Схема к определению бокового давления грунта на переднюю шпунтовую стенку при вертикальном экранирующем свайном ряде:

а) схема сооружения; б) определение положения экранирующей плоскости при неизвестном сечении свай; в) то же при известном сечении свай; г) эпюра бокового давления: 1 – шпунтовая стенка; 2 – свайный ряд; 3 – экранирующая плоскость

В случае, когда сечение свай неизвестно через оси свай в плане (рис.6.1, б) проводятся по две линии под углом  $\alpha = 90^\circ - \varphi$  к продольной оси свайного ряда. Положение центров тяжести треугольников, образуемых этими линиями и продольной осью свайного ряда, определяет положение экранирующей плоскости, т.е.  $l = a_0 + \frac{c}{3}$  ( $a_0$  – расстояние от лицевой грани ростверка до первой за шпунтовым рядом сваей). Если сечение свай известно, то линии под углом  $\alpha = 90^\circ - \varphi$  проводятся не через оси, а по касательной к контуру свай. Экранирующая плоскость в этом случае располагается посередине между осью продольного ряда свай и линией, проходящей через вершины зубцов (рис.6.1, в), т.е.  $l = a_0 + \frac{c}{2}$ . После определения положения экранирующей плоскости строится эпюра **активного давления** грунта.

В случае вертикального свайного ряда (рис.6.1, г), когда сваи параллельны шпунтовому ряду, построение производится следующим образом. Из точки  $A$  пересечения экранирующей плоскости с ростверком под углом  $45^\circ - 0,5\varphi$  к вертикали проводится линия обрушения грунта  $AB$  до пересечения ее с расчетной плоскостью стенки. Точка  $B$  находится на расстоянии от низа ростверка, равном

$$y = l \cdot ctg(45^\circ - 0,5\varphi) \quad (6.1)$$

Давление грунта на участке  $AB$  нарастает по линейному закону и достигает в точке  $B$  величины

$$(p_{ah})_B = \gamma \lambda_{ah\varphi} - \frac{c}{tg\varphi} (1 - \lambda_{ahc}) \quad (6.2)$$

(см. приложение 1). Ниже точки  $B$  из-за влияния экранирующей плоскости интенсивность давления грунта остается постоянной и равной  $(p_{ah})_B$ .

При наклонном свайном ряде (свайный ряд не параллелен шпунтовому) из точки  $A_1$  пересечения экранирующей плоскости с низом ростверка (рис.6.2) под углом  $45^\circ - 0,5\varphi$  к вертикали

проводится линия обрушения грунта  $A_1B_1$  до пересечения ее с расчетной плоскостью стенки на глубине  $y$ , определяемой по формуле (6.1). В пределах глубины  $y$  давление грунта увеличивается по линейному закону до максимального значения, определяемого по формуле (6.2), а ниже убывает также по линейному закону от максимального на уровне точки  $B_1$  до нуля на уровне точки пересечения расчетной плоскости стенки с экранирующей плоскостью (т. $B_2$ ). Ограничив эпюру активного давления на уровне низа шпунтовой стенки (т. $C$ ), получаем ее окончательное очертание.

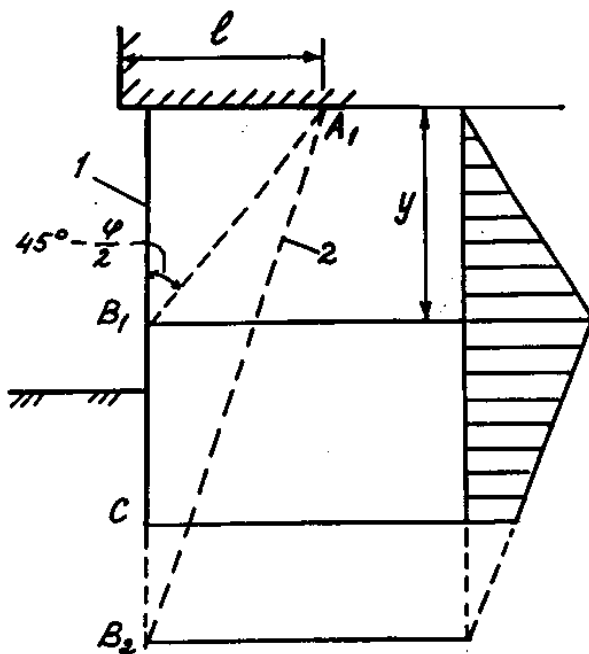


Рис.6.2 – Схема к определению бокового давления грунта на переднюю шпунтовую стенку при наклоне экранирующем свайном ряде: 1 – шпунтовая стенка; 2 – экранирующая плоскость

Если в конструкции свайной набережной между передней шпунтовой стенкой и наклонным свайным рядом расположен ряд вертикальных свай, то эпюра активного давления грунта строится так, как показано на рис.6.3.

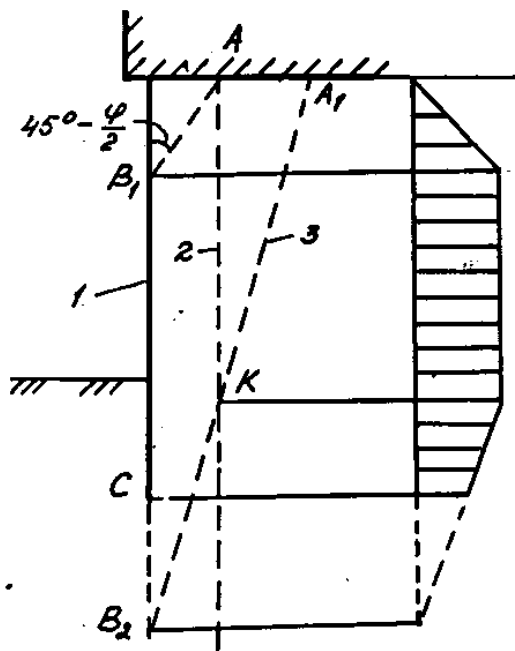


Рис.6.3 – Схема к определению бокового давления грунта на переднюю шпунтовую стенку при наличии вертикальных свай между шпунтовой стенкой и наклонным экранирующим свайным рядом:

1 – шпунтовая стенка; 2 – экранирующая плоскость вертикального свайного ряда; 3 – экранирующая плоскость наклонного свайного ряда

После построения эпюры активного давления грунта строятся эпюры **пассивного давления** грунта (см. приложение 1) и суммарная (рис.6.4, в), на основании которой строятся силовой (рис.6.4, д) и веревочный (рис.6.4, г) многоугольники. Замы-

кающая веревочного многоугольника проводится следующим образом (рис.6.4, г).

При свободном опирании (деревянные шпунты) шпунта на ростверк замыкающая (линия ГГ') проводится так, чтобы моменты в его пролетной части и части, погруженной в грунт, были примерно равны, т.е.  $y_2 = y_3$ .

При заделке шпунта в ростверк (железобетонные и металлические шпунтовые сваи) замыкающая (линия ДД') проводится так, чтобы моменты были равны в трех точках: в месте заделки шпунта в ростверк, в пролетной части и в погруженной части, т.е.  $y_1 = y_4 = y_5$ .

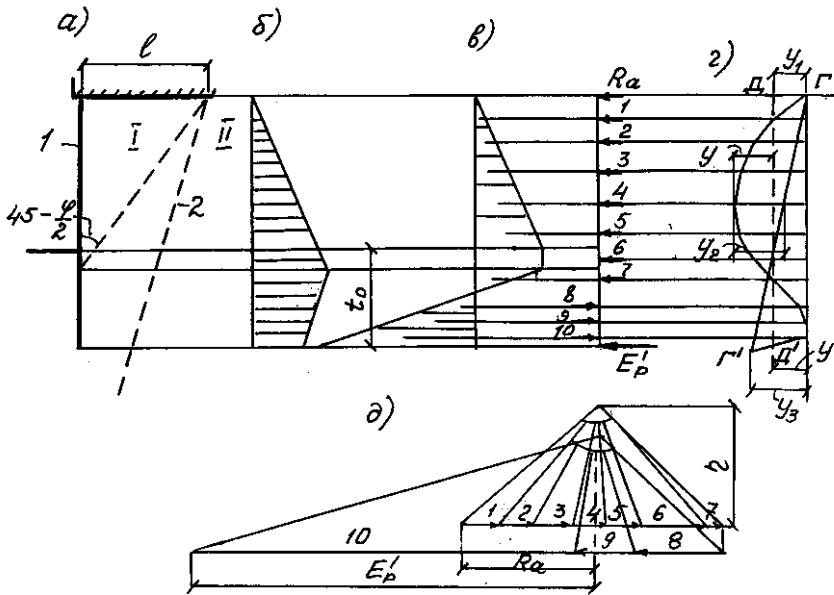


Рис.6.4. – Схема к расчету передней шпунтовой стенки свайной набережной:

1 – шпунтовая стенка; 2 – экранирующая плоскость

Для нахождения полной глубины забивки стенки необходимо найти величину равнодействующей обратного отпора  $E_p'$ . Положение ее определяется точкой пересечения замыкающей с веревочной кривой (глубина  $t_0$ ), а величина – отрезком основания силового многоугольника, заключенным между последним его лучом и лучом, параллельным замыкающей (рис.6.4).

Полная глубина забивки стенки определяется по формуле

$$t = t_0 + \Delta t \quad (6.3)$$

где

$$\Delta t = \frac{E_p'}{2p'_{np}}, \quad (6.4)$$

$p'_{np}$  – предельная интенсивность сопротивления грунта внешнему давлению, равная разности интенсивностей пассивного и активного давлений в точке приложения  $E_p'$ :

$$p'_{np} = (k'\lambda_p - \lambda_a) \cdot \sum \gamma_i h_i, \quad (6.5)$$

при этом  $\sum \gamma_i h_i$  подсчитывается от основания ростверка до глубины  $t_0$ .

В расчетах интенсивности давления учитываются силы трения между стеной и грунтом. Сила трения мало влияет на величину распора (до 10-12 %), но значительно изменяет значение отпора, уменьшая или увеличивая его в зависимости от направления силы трения. Изменение величины пассивного давления может быть определено при вычислении коэффициента  $\lambda_{ph\varphi}$  по формулам механики грунтов (учет угла трения по расчетной плоскости  $\varphi_s$ ). Однако с достаточной степенью точности силы трения могут быть учтены введением коэффициентов  $k$  (отпор впереди стенки) и  $k'$  (обратный отпор). Значения  $k$  и  $k'$  приведены в табл.6.1.

Таблица 6.1 – Коэффициенты учета сил трения

$\varphi^\circ$	отпора впереди стенки $k$		обратного отпора $k'$
	для дерева и металла	для железобетона	
40	2,3	3,0	0,35
35	2,0	2,6	0,41
30	1,8	2,3	0,47
25	1,7	2,1	0,55
20	1,6	1,8	0,64
15	1,4	1,5	0,75

Значения ординат эпюры изгибающих моментов определяются по формуле  $M = u\eta$ , где  $u$  – ординаты эпюры веревочного многоугольника,  $\eta$  – полюсное расстояние.

Максимальное значение изгибающего момента определяется как

$$M_{\max} = u_{\max} \cdot \eta, \quad (6.6)$$

где  $u_{\max}$  – наибольшая ордината эпюры моментов (веревочного многоугольника).

Расчетный изгибающий момент

$$M_{\text{расч}} = \frac{M_{\max}}{1,35} \quad (6.7)$$

Требуемый момент инерции 1 погонного метра шпунтового ряда составляет

$$I_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{расч}}}{E_{\text{ун}}} \quad (6.8)$$

Сечение шпунта подбирается по сортаменту (см. приложение 2), при этом должно обеспечиваться условие  $I_{\text{ун}} \geq I_{\text{тр}}$  (с учетом количества свай в 1 п.м стенки).

Для прямоугольного сечения момент инерции

$$I_{\text{ун}} = \frac{l \cdot h_{\text{ун}}^3}{12} \quad (6.9)$$



Здесь  $l = 1$  м, т.к. расчет выполняется на 1 п.м длины сооружения, а шпунтовый ряд представляет собой сплошную стенку,  $h_{\text{шп}}$  – подобранная толщина шпунта.

Полученный таким образом изгибающий момент будет расчетным только при отсутствии влияния на шпунтовую стенку ближайшего к ней свайного ряда. Для установления этого влияния определяется давление грунта на экранирующую плоскость со стороны зон I и II (рис.6.4, а). Если давление со стороны зоны II больше, чем со стороны зоны I, т.е.  $a_1 > l$  ( $a_1$  – расстояние между первым и вторым свайными рядами), то влияние есть. Проводятся экранирующая плоскость и линия обрушения грунта второй от шпунтового ряда сваи; строится эпюра активного давления грунта, заключенного между экранирующими плоскостями первого и второго свайного рядов, на экранирующую плоскость первого за шпунтовой стенкой свайного ряда; строятся эпюры пассивного давления грунта и суммарная; строятся силовой и веревочный многоугольник и определяется суммарный изгибающий момент в шпунте и свайном ряду. Возникающий в створе экранирующей плоскости момент от разности этих давлений  $M'$  распределяется пропорционально жесткостям стенки и свайного ряда. Дополнительный изгибающий момент на стенку в таком случае

$$M_s = \frac{M' \cdot E_s I_s a}{a E_s I_s + E_p I_p}, \quad (6.10)$$

где  $E_s, E_p$  – модуль упругости материала стенки и сваи;  
 $I_s, I_p$  – момент инерции единицы длины стенки и одной сваи;  
 $a$  – шаг свай.

## 7 СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СВАЙНОЙ НАБЕРЕЖНОЙ

Статический расчет состоит в определении усилий в сваях причальных сооружений. Эта задача для набережных с высоким

свайным ростверком решается разными способами в зависимости от степени жесткости конструкции над основанием. Набережные с жестким (бетонным) ростверком рассчитываются методом упругого центра, набережные с гибким (железобетонным) ростверком рассчитываются по методу сил (рекомендуется для такой набережной выполнить статический расчет в предположении абсолютно жесткого ригеля в качестве упражнения для освоения методики). Система в целом представляет собой раму с абсолютно жестким ригелем на упругих опорах-сваях.

Основными показателями, характеризующими сваи как опоры ростверка, являются несущая способность отдельной сваи и коэффициент ее упругой податливости.

Коэффициент упругой податливости свай  $k$  численно равен изменению длины сваи от действия единичной силы. В частном случае, когда деформации продольной балки не входят в характеристику упругой податливости свай (например, свая лежит в одной плоскости с ростверком), коэффициент определяется как

$$k = \frac{1}{LR_{дон}} + \frac{S}{EF}, \quad (7.1)$$

где  $L$  – коэффициент, принимается равным  $300 \text{ м}^{-1}$  для деревянных и  $350 \text{ м}^{-1}$  для железобетонных (сжатых и растянутых) свай;

$R_{дон}$  – несущая способность сваи, кН, определена ранее;

$S$  – свободная длина сваи (длина сваи между шарнирными закреплениями), м; определяется расстоянием от ростверка до грунта основания, при этом положение условного шарнирного закрепления свай принимается на 1,5-3,0 м ниже поверхности грунта основания;

$E$  – модуль упругости материала сваи (для деревянных свай принимается 10-12 МПа, для железобетонных сжатых – 35 МПа, для железобетонных растянутых – 200-210 МПа);

$F$  – площадь сечения сваи (для деревянных свай – в отруб),  $\text{м}^2$ .

Статический расчет набережной с жестким высоким свайным ростверком выполняют методом перемещений, при этом основную систему получают путем добавления новых связей, предотвращающих возможные смещения рамной системы. Канонические уравнения перемещений имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} r_{VV} \cdot \Delta V + r_{VH} \cdot \Delta H + r_{V\varphi} \cdot \Delta\varphi + r_{VP} &= 0 \\ r_{HV} \cdot \Delta V + r_{HH} \cdot \Delta H + r_{H\varphi} \cdot \Delta\varphi + r_{HP} &= 0 \\ r_{\varphi V} \cdot \Delta V + r_{\varphi H} \cdot \Delta H + r_{\varphi\varphi} \cdot \Delta\varphi + r_{\varphi P} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (7.2)$$

Усилия в сваях определяются как

$$P = P_V + P_H + P_\varphi = P'_V \cdot \Delta V + P'_H \cdot \Delta H + P'_\varphi \Delta\varphi, \quad (7.3)$$

где  $\Delta V$ ,  $\Delta H$  и  $\Delta\varphi$  – смещения ростверка (перемещения системы) по направлениям связей  $V$ ,  $H$  и  $\varphi$ ,

$P'_V$ ,  $P'_H$  и  $P'_\varphi$  – усилия в сваях от единичных смещений:

$$P'_V = \frac{\cos \alpha}{k}; P'_H = \frac{\sin \alpha}{k}; P'_\varphi = \frac{(x - x_0) \cos \alpha + y \sin \alpha}{k} \quad (7.4)$$

Для упрощения расчетов и получения в замкнутом виде непосредственно усилий в сваях точка закрепления ростверка выбирается не произвольно, а в так называемом "упругом центре" с координатами  $x_0$  и  $y_0$ , т.е. в точке, проходя через которую равнодействующая внешних сил вызывает только линейные смещения ростверка, не позволяя ему поворачиваться. Тогда побочные коэффициенты при неизвестных обращаются в нуль ( $r_{V\varphi} = r_{\varphi V} = r_{H\varphi} = r_{\varphi H} = 0$ ) и канонические уравнения деформаций примут вид:

$$\left. \begin{aligned} r_{VV} \cdot \Delta V + r_{VH} \cdot \Delta H + r_{VP} &= 0 \\ r_{HV} \cdot \Delta V + r_{HH} \cdot \Delta H + r_{HP} &= 0 \\ r_{\varphi\varphi} \cdot \Delta\varphi + r_{\varphi P} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (7.5)$$

Обозначая  $D = \frac{1}{r_{VV}r_{HH} - r_{VH}^2}$  и решая совместно канонические уравнения, получают значения неизвестных искомым смещений системы:

$$\left. \begin{aligned} \Delta V &= D(-r_{VP} \cdot r_{HH} + r_{HP} \cdot r_{VH}) \\ \Delta H &= D(r_{VP} \cdot r_{VH} - r_{HP} \cdot r_{VV}) \\ \Delta \varphi &= -\frac{r_{\varphi P}}{r_{\varphi \varphi}} \end{aligned} \right\} \quad (7.6)$$

Координаты упругого центра определяются:

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= D \cdot (r_{HH} \cdot r_{\varphi V} - r_{VH} \cdot r_{\varphi H}) \\ y_0 &= D \cdot (r_{VH} \cdot r_{\varphi V} - r_{VV} \cdot r_{\varphi H}) \end{aligned} \right\} \quad (7.7)$$

Коэффициенты при неизвестных определяются:

$$\begin{aligned} r_{VH} &= \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} \sin \alpha_i \cos \alpha_i \\ r_{VV} &= \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} \cos^2 \alpha_i \\ r_{HH} &= \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} \sin^2 \alpha_i \\ r_{\varphi V} &= \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} x_i \cos^2 \alpha_i \\ r_{\varphi H} &= \sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i} x_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i \end{aligned} \quad (7.8)$$

Свободные члены системы канонических уравнений определяются как

$$\left. \begin{aligned} r_{VP} &= -\sum Y_i \\ r_{HP} &= -\sum H_i \\ r_{\varphi P} &= r_{VP}(a - x_0) - r_{HP}(b - y_0) - M \end{aligned} \right\}, \quad (7.9)$$

где  $a$  и  $b$  – координаты точки приложения внешних усилий:

$b = \frac{F_{роств}}{b_{роств}}$ ;  $a$  определяется графически при известных значениях

$b$ , а также направлении и положении равнодействующей  $R$  для двух расчетных случаев.

В завершение расчета проверяется выполнение условий статики:  $\Sigma X = 0$ ,  $\Sigma Y = 0$ .

По найденным при статическом расчете усилиям уточняют глубину забивки свай: если полученные усилия превысят несущую способность свай, то следует изменить их длину (расчет по зависимостям п.5).

Расчет рекомендуется выполнять на ЭВМ в приложении Excel, проверив программой rostverk.exe, в следующем порядке.

1) Нумеруются все сваи в поперечном разрезе набережной (рис.7.1).

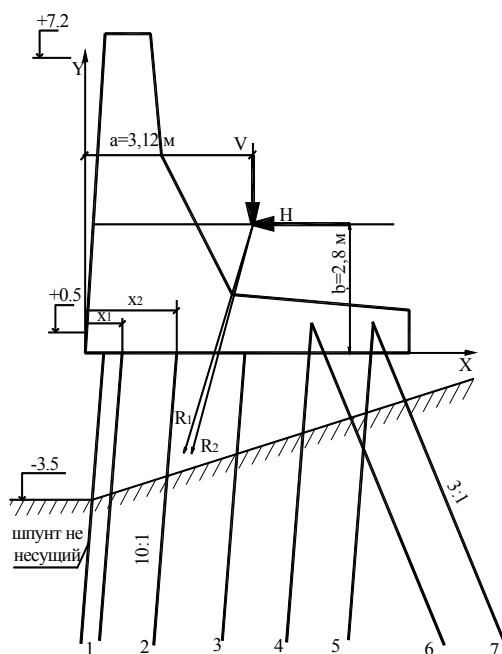


Рис. 7.1 – Пример подготовки исходных данных к статическому расчету

2) Составляется матрица исходных данных по форме (табл.7.1), при этом для сжатых свай  $ctga$  положительный, для растянутых – отрицательный

Таблица 7.1 – Исходные данные к статическому расчету

№№ свай	$R_{доп.}, \text{кН}$	$L_1, \text{м}$	$S, \text{м}$	$E, \text{МПа}$	$F, \text{м}^2$	$x, \text{м}$	$ctga$

При неодинаковом шаге свай разных рядов в поперечном разрезе набережной расчетные значения допустимых усилий на сваю каждого ряда и поперечных сечений следует определять как

$$R_{дон(расч)} = R_{дон} \cdot \frac{a_{max}}{a_i} F_{i(расч)} = F_i \cdot \frac{a_{max}}{a_i}, \quad (7.10)$$

где  $a_{max}$  – наибольший шаг свай;  $a_i$  – шаг свай  $i$ -го ряда.

3) определяются коэффициенты упругой податливости свай  $k_i$  по формуле (7.1), а также  $tg\alpha$ ,  $\alpha$ ,  $sin\alpha$  и  $cosa$  для каждой сваи, по (7.8) и (7.7) – координаты упругого центра  $x_0$  и  $y_0$ ;

4) По формулам (7.9) определяются  $r_{VP}$ ,  $r_{HP}$ ,  $r_{\phi P}$ .

5) По формулам (7.6), (7.4), (7.3) определяются усилия в сваях каждого ряда. Полученные расчетные усилия следует привести к фактическим для свай каждого ряда:

$$P_i = P_{i(расч)} \cdot \frac{a_i}{a_{max}} \quad (7.11)$$

6) Усилия в сваях каждого ряда раскладываются на вертикальную и горизонтальную составляющие и определяется сумма их проекций на координатные оси.

Пример табличного расчета для схемы набережной, изображенной на рис.7.1, приведен в таблице 7.2. Индекс в скобках относится к расчетному случаю: 1 – при отсутствии пригрузки  $q$  над ростверком, 2 – при ее наличии.

таблица 7.2 – статический расчет набережной с высоким свайным ростверком

№№ сваи	Рдоп., кН	L, 1/м	S, м	E, Мпа	F, кв.м	x, м	ctgα
1	270	300	5,8	11000	0,038	0,8	10,00
2	270	300	5,3	11000	0,038	1,9	10,00
3	270	300	4,8	11000	0,038	3	10,00
4	270	300	4,3	11000	0,038	4,1	10,00
5	270	300	3,8	11000	0,038	4,4	10,00
6	173	300	3,9	11000	0,038	5,2	-3
7	173	300	3,5	11000	0,038	5,5	-3

<b>V (1,2) =</b>	870,16	1116,56
<b>H (1,2) =</b>	245,8	245,8
<b>M (1,2) =</b>	2385,3	3104,5

<b>a (1,2) =</b>	3,13	3,12
<b>b (1,2) =</b>	2,8	2,8

ОПРЕДЕЛЕНИЕ КООРДИНАТ УПРУГОГО ЦЕНТРА

№№ сваи	tgα	k	α, рад.	sina	cosa	r(φv)	r(φh)	r(hh)	r(vv)	r(vh)
1	0,1	2,62E-05	0,0997	0,100	0,995	30207	3021	378	37759	3776
2	0,1	2,50E-05	0,0997	0,100	0,995	75172	7517	396	39564	3956
3	0,1	2,38E-05	0,0997	0,100	0,995	124651	12465	416	41550	4155
4	0,1	2,26E-05	0,0997	0,100	0,995	179360	17936	437	43746	4375
5	0,1	2,14E-05	0,0997	0,100	0,995	203224	20322	462	46187	4619
6	-0,333	2,86E-05	-0,322	-0,316	0,949	163648	-54549	3497	31471	-10490
7	-0,333	2,76E-05	-0,322	-0,316	0,949	179082	-59694	3618	32560	-10853
Сумма						<b>955344</b>	<b>-52982</b>	<b>9203</b>	<b>272839</b>	<b>-463</b>



№№ сваи	$x-x_0$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta$	$r(\varphi\varphi)$	$P_v$	$P_h$	$P_\varphi$		
1	-2,692	-2,679	0,5554	-2,123	171933,8	37948	3794,8	-80976	D =	3,98E-10
2	-1,592	-1,584	0,5554	-1,029	42289,8	39762	3976,2	-41108	$X_0 =$	3,49
3	-0,492	-0,490	0,5554	0,066	181,7	41758	4175,8	2761,4	$Y_0 =$	5,58
4	0,608	0,605	0,5554	1,160	59488,6	43964	4396,4	51268		
5	0,908	0,903	0,5554	1,459	99281,2	46418	4641,8	68054		
6	1,708	1,620	-1,765	-0,145	732,4	33173	-11058	-5060,6		
7	2,008	1,905	-1,765	0,140	707,9	34322	-11441	5060,6		
					<b>374615,4</b>					

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СВАЯХ						
№№ сваи	P1	P2	Px(1)	Px(2)	Py(1)	Py(2)
1	145,04	201,18	14,43	20,02	144,32	200,18
2	195,02	242,12	19,40	24,09	194,05	240,92
3	250,01	287,18	24,88	28,58	248,77	285,75
4	310,82	336,99	30,93	33,53	309,28	335,32
5	341,87	365,77	34,02	36,40	340,17	363,95
6	-194,82	-164,00	61,61	51,86	-184,82	-155,59
7	-191,43	-162,31	60,53	51,33	-181,60	-153,98
Сумма			<b>245,80</b>	<b>245,80</b>	<b>870,16</b>	<b>1116,6</b>

$r(VP) =$	-870,16	-1116,56
$r(HP) =$	-245,8	-245,8
$r(\varphi P) =$	-368,687	-268,318

$\Delta V =$	0,0032	0,0041
$\Delta H =$	0,0269	0,0269
$\Delta \varphi =$	0,0010	0,0007

## 8 ПРОВЕРКА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ СООРУЖЕНИЯ

Проверка общей устойчивости выполняется по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения, предполагающему, что при потере общей устойчивости обрушение подпорных сооружений происходит по поверхности, близкой к цилиндрической. Расчет ведется на 1 п.м длины набережной. Порядок расчета следующий (рис. 8.1).

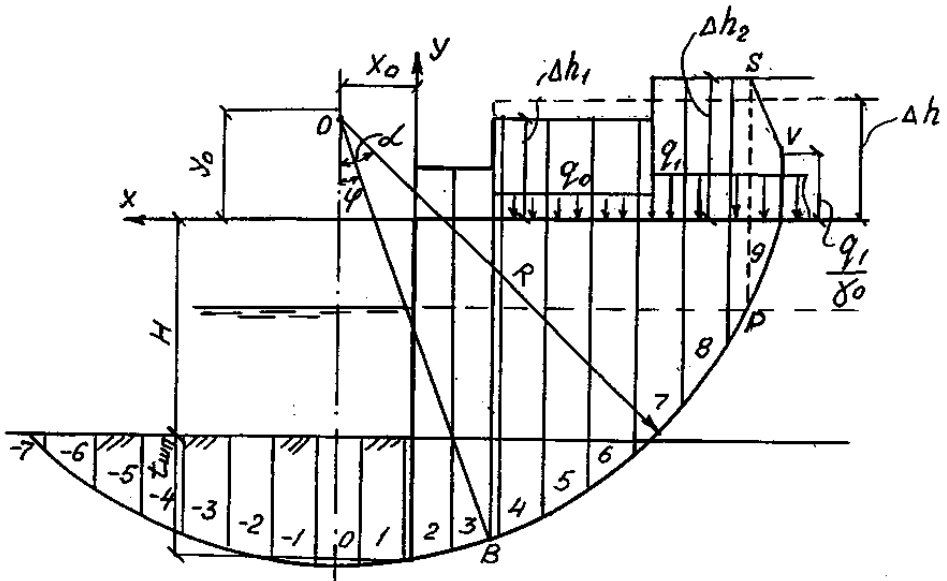


Рис.8.1. Схема к расчету общей устойчивости набережной

- 1) Вычерчивается в масштабе схема набережной со всеми нагрузками.
- 2) Сдвигающийся грунтовый массив приводится к однородному с плотностью грунта  $\gamma_0$ , находящегося во взвешенном состоянии, для чего интенсивность нагрузки над расчетным

уровнем воды, равную  $q_i + \sum \gamma_j h_j$ , приводят к высоте эквивалентного слоя грунта:

$$h_{0i} = \frac{q_i + \sum \gamma_j h_j}{\gamma_0}, \quad (8.1)$$

где  $q_i$  – эксплуатационная нагрузка на  $i$ -том участке;  
 $\gamma_j, h_j$  – удельный вес и мощность слоя грунтов выше уровня воды;

$\gamma_0$  – средний удельный вес грунта, расположенного от уровня воды до глубины  $H$ , во взвешенном состоянии.

Полученные высоты откладываются вверх от расчетного уровня воды и получают ограничение сверху однородного сдвигаемого массива.

3) Определяется превышение приведенных высот от кордона  $\Delta h_i = h_{0i} - h_k$ , где  $h_k$  – превышение отметки кордона над уровнем воды, и средняя величина  $\Delta h = \Delta h_i / i$ .

4) Координаты наиболее неблагоприятного центра кривой скольжения  $X$  и  $Y$  определяются по приближенному методу Феллениуса:

$$X = x \cdot H \quad Y = y \cdot H$$

где  $x$  и  $y$  – относительные координаты центра кривой скольжения, определяемые по таблице 8.1.

Таблица 8.1 – Относительные координаты центра кривой скольжения

$\Delta h/H$	$t/H$	$x$	$y$
0	0,5	0,25	0,26
0	1,0	0,33	0,41
0,5	0,5	0,31	0,35
0,5	1,0	0,41	0,53
1,0	0,5	0,34	0,39
1,0	1,0	0,44	0,57

Здесь  $H$  – полная высота причальной стенки (от отметки территории до отметки дна акватории),  $\Delta h$  – среднее превышение эпоры приведенных нагрузок над отметкой территории порта,  $t$  – величина заглубления шпунта ниже уровня дна.

Координаты  $X$  и  $Y$  откладываются от линии кордона.

5) Из полученного центра (точки  $O$ ) радиусом  $R$  проводится кривая скольжения таким образом, чтобы она проходила через низ шпунтовой стенки.

6) Корректируется очертание эпоры приведенных нагрузок. Из центра кривой скольжения  $O$  проводится линия под углом внутреннего трения грунта основания  $\varphi$  к вертикали до пересечения с поверхностью скольжения. Из полученной точки  $B$  проводится вертикаль, до которой слева от линии кордона временная равномерно распределенная нагрузка в расчете не учитывается. Для ограничения эпоры в тыловой ее части из точки пересечения расчетного уровня воды с кривой скольжения  $P$  проводится вертикаль до верха эпоры приведенных нагрузок. Полученная точка  $S$  соединяется с точкой  $V$ , расположенной на вертикали, проведенной из точки пересечения кривой скольжения с поверхностью земли на высоте, равной  $q_1/\gamma_0$ , где  $q_1$  – нагрузка в точке пересечения кривой скольжения с поверхностью.

7) Вся сдвигающаяся призма грунта разбивается на отсеки шириной  $b = 0,1R$ , при этом нулевой отсек располагается так, чтобы его центр тяжести был на вертикали, опущенной из центра поверхности скольжения. Отсеки, лежащие справа от нулевого, нумеруют 1, 2, 3 и т.д., слева – -1, -2, -3 и т.д. с тем, чтобы числовые значения  $\sin\alpha$  были 0, 0,1, 0,2 и т.д.

8) Коэффициент запаса устойчивости определяется по формуле

$$K = \frac{\sum G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum G_i \sin \alpha_i} \cdot \frac{m}{n_s}, \quad (8.2)$$

где  $l_i = b/\cos \alpha_i$  – длина кривой скольжения в пределах  $i$ -го отсека;

$m$  – коэффициент условий работы;

$n_s$  – коэффициент сочетания нагрузок;

$G_i$  – вес  $i$ -го отсека,  $G_i = h_i \cdot b \cdot \gamma_0$ ;

$h_i$  – приведенная к грунту основания высота элемента.

Для отсеков, лежащих под водой акватории, следует учитывать пригрузку воды, т. е.  $G_i = b(h_i \cdot \gamma_0 + H \cdot \gamma_w)$ , где  $\gamma_w$  – удельный вес воды.

Расчеты по определению коэффициента запаса устойчивости удобно вести в табличной форме следующего вида (табл. 8.1).

Таблица 8.1 – К расчету устойчивости сооружения

№ отсеков	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$h_i$ , м	$H$ , м	$G$ , кН	$\operatorname{tg} \varphi$	$G \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi$ , кН	$c$ , кПа	$cb/\cos \alpha$ , кН	$G \sin \alpha$ , кН
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
							$\Sigma$		$\Sigma$	$\Sigma$

При наличии на территории порта сосредоточенных сил в знаменатель формулы (8.2) следует прибавить  $\sum P_j \cdot a_j$ , где  $P_j$  – сосредоточенные силы,  $a_j$  – плечи этих сил относительно точки  $O$ .

Если коэффициент запаса устойчивости не обеспечивается для заданной категории порта, необходимо изменить размеры конструкции и повторить расчет.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Порты и портовые сооружения: Учебник для вузов / Под ред. Г.Н.Смирнова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1993
2. Портовые гидротехнические сооружения. Ч.1/ Под общ. ред. В.Е.Ляхницкого. – Л.: Речной транспорт, 1955.
3. Порты и портовые сооружения. Ч.2 / Под общ.ред. Н.Н. Джунковского. - М.: Стройиздат, 1967
4. Удовиченко В.К. Яковлев П.И. Морские и речные гидротехнические сооружения. – М.: Транспорт, 1976
5. СНиП 2.06.07-87 Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. – М. Стройиздат, 1989
6. СНиП 2.06.04-82 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). – М.: Стройиздат, 1986

Определение бокового давления грунта

Боковое давление грунта на сооружение бывает активное и пассивное. Активное давление соответствует стадии образования поверхности обрушения, т.е. действует с той стороны сооружения, с которой возможен ее сдвиг. Пассивное давление соответствует стадии образования поверхности выпора, т.е. действует с той стороны сооружения, в которую возможен его сдвиг.

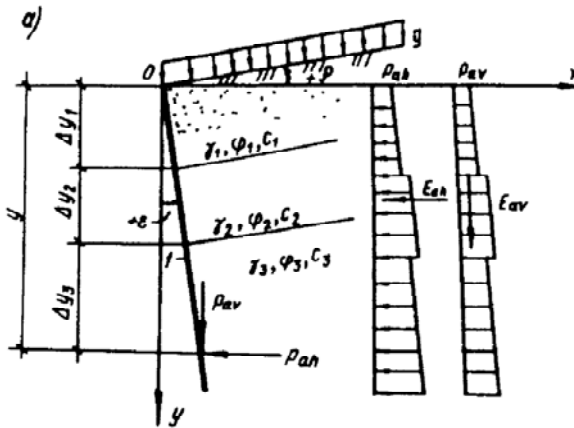


Рис.П.1 – Схема к определению активного давления грунта

В общем случае расчета активного давления грунта засыпки с плоской наклонной поверхностью на наклонную плоскую грань подпорного сооружения при  $|\rho| < \varphi$  и  $|\varepsilon| < \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$  давление на глубине  $y$  определяется по формуле:

– горизонтальная составляющая

$$p_{ah} = p_y \cdot \lambda_{ah\varphi} - \frac{c}{\text{tg}\varphi} (1 - \lambda_{ahc});$$

– вертикальная составляющая

$$p_{av} = p_{ah} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \varphi_s)$$

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта;

$c$  – удельное сцепление грунта;

$\varphi_s$  – угол трения по расчетной плоскости, принимаемый равным  $\frac{2}{3}\varphi \div \varphi$ , но не более  $30^\circ$ ;

$p_y$  – вертикальное давление у стенки на глубине  $y$ ,

$$p_y = \sum_1^n \gamma_i h_i + \frac{q}{1 + \operatorname{tg} \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \rho};$$

$\gamma_i$ ,  $h_i$  – соответственно удельный вес  $i$ -го грунта и высота  $i$ -го слоя. Если грунт под водой,  $\gamma_i$  определяется с учетом взвешивания;

$\lambda_{ah\varphi}$  и  $\lambda_{ahc}$  – коэффициенты горизонтальной составляющей активного давления грунта, определяемые по формулам:

$$\lambda_{ah\varphi} = \left[ \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon (1 + \sqrt{k_1})} \right]^2;$$

$$\lambda_{ahc} = \left[ \frac{\cos(\varphi - \varepsilon + \rho)}{\cos \varepsilon (1 + \sqrt{k_2})} \right]^2 k_3;$$

$$k_1 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s) \cos(\varepsilon - \rho)};$$

$$k_2 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \sin \varphi}{\cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho) \cos(\varepsilon - \rho)};$$

$$k_3 = \frac{\cos \varepsilon \cos(\varepsilon + \varphi_s)}{\cos(\varepsilon - \rho) \cos(\varepsilon + \varphi_s - \rho)};$$



При определении горизонтальной  $E_{ah}$  и вертикальной  $E_{av}$  составляющих равнодействующей активного давления суммируются эпюры интенсивности давления и прикладываются в центре тяжести эпюр.

При  $\varepsilon = \rho = 0$  (распространенный случай)

$$p_y = \sum_1^n \gamma_i h_i + q; \quad \lambda_{ah\varphi} = \lambda_{ahc}$$

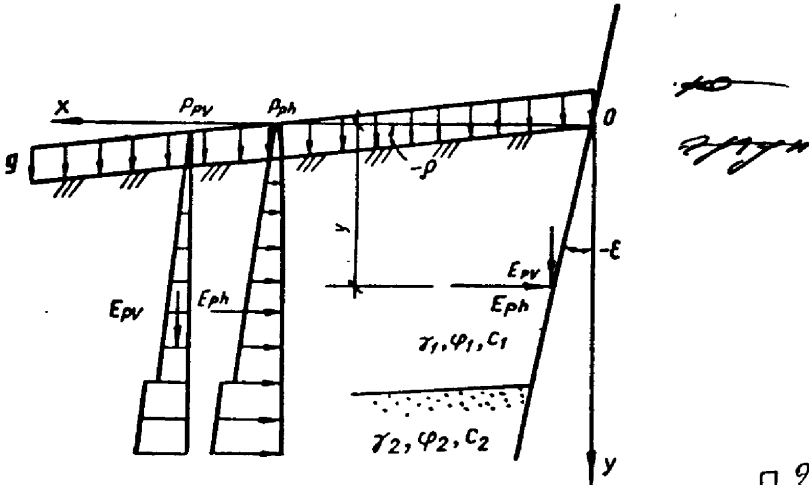


Рис.П.2 – Схема к расчету пассивного давления грунта.

Пассивное давление грунта определяется по формулам:

– горизонтальная составляющая

$$p_{ph} = p_y \cdot \lambda_{ph\varphi} + \frac{c}{tg\varphi} (\lambda_{phc} - 1);$$

– вертикальная составляющая

$$p_{pv} = p_{ph} \cdot tg(\varepsilon + \varphi_s);$$

где  $\lambda_{ph\varphi}$  и  $\lambda_{phc}$  – коэффициенты горизонтальной составляющей пассивного давления.

Равнодействующие пассивного давления  $E_{ph}$  и  $E_{pv}$  определяются суммированием эпюр по высоте.

При  $\rho = 0$  и учете криволинейных поверхностей выпора  $\lambda_{ph\varphi}$  следует определять по табл.1 Приложения 9 [5] или при  $\varphi \geq 15^\circ$  – по формуле

$$\lambda_{зр\varphi} = \frac{\cos \varphi_s + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \varphi_s}}{\cos^2 \varepsilon (1 - \sin \varphi)} \cdot \exp \left[ \left( \varphi_s + \arcsin \frac{\sin \varphi_s}{\sin \varphi} + 2\varepsilon \right) \operatorname{tg} \varphi \right]$$

При  $\rho \leq \varphi$  и  $\varepsilon \leq 7^\circ$  учете плоских поверхностей выпора – по формуле:

$$\lambda_{ph\varphi} = \left[ \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos \varepsilon (1 - \sqrt{k_4})} \right]^2,$$

где  $k_4 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s) \sin(\varphi + \rho)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s) \cos(\varepsilon - \rho)}$ .

Коэффициент  $\lambda_{ph\varphi}$  определяется по формуле:

$$\lambda_{phc} = \lambda_{ph\varphi} + \operatorname{tg} \varepsilon \cdot \operatorname{tg} \varphi_s.$$

В более сложных случаях, например, когда поверхность грунта не плоская, при определении бокового давления следует пользоваться СНиП 2.06.07.87.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Таблица П 2.1  
Основные характеристики стального шпунта, выпускаемого отечественной промышленностью

Профиль	Размеры поперечного сечения, мм			Площадь поперечного сечения, см <sup>2</sup>	Момент инерции относительно оси а – а $J_{(a)}$ , см <sup>4</sup>	Момент сопротивления относительно оси а – а $W_a$ , см <sup>3</sup>	Масса 1 м <sup>2</sup> стены, кг
	$h$	$b$	$t$				
<b>Плоский ШП-1</b>	79	400	10	85	770	183	160
<b>Корытный ШК-1</b>	149	400	10	64	1830	285	125
Ларсен:							
Л-IV	180	400	14,8	94	39600	2200	185
Л-V	180	420	21	127	50943	2962	238
Л-VII	228	425	24	181	97663	4764	334
Зетовый:							
ШД-3	240	400	10	78	19000	1575	153
ШД-5	320	400	14	119	50250	3140	213
<b>Сварной зетовый:</b>							
ШЗП-55	550			188	98000*	7114	294
ШЗП-62	620			195	127500*	8282	307
ШЗП-67	670			201	153000*	9144	316
ШЗП-73	730			208	186000*	10200	328
ШЗП-77	770	500	18	213	210000*	10922	335
ШЗП-82	820			219	243000*	11844	344
ШЗП-88	880			227	286000*	12974	356
ШЗП-92	920			231	317000*	13744	363
ШЗП-97	970			237	358000*	14726	373
ШЗП-107	1070			249	430000*	16100	391
<b>Горячекатаный зетовый ШГ-5(0)</b> (опытная прокатка)	410	400	24	157	102500*	5010	308

\*Момент инерции сварного зетового профиля дан относительно собственной оси  $x-x$ .

Таблица П 2.2

Основные характеристики железобетонного шпунта таврового сечения с предварительно напряженной арматурой

Высота сечения шпунта $h$ , см	Площадь сечения напрягаемой арматуры $F$ , см <sup>2</sup>		Приведенный момент инерции $J$ , см <sup>4</sup>	Расчетный изгибающий момент, воспринимаемый сечением, $M$ , кН·м (1 кН·м = 0,1 тс·м)			
				по прочности		по трещиностойкости	
	в полке	в ребре		в полке	в ребре	в полке	в ребре
40	34,4	14,7	368000	235	215	180	140
50	43,1	18,5	734000	390	340	350	190
60	43,1	18,5	1246000	560	435	480	250
70	56,3	24,1	2031000	800	640	740	365
80	56,3	24,1	2958000	1020	765	860	425
90	56,3	24,1	4109000	1260	835	1020	485

Примечание. При определении характеристик принимались: бетон класса В35; арматура класса А-IIIв; размеры шпунта: ширина полки 154 см, толщина полки 15 см, ширина ребра 30 см.