

**Министерство образования Российской Федерации
САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ**

М. Е. Миронов

МОРСКИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

**Руководство по выполнению курсового проекта
“Причальное сооружение”**

**Санкт-Петербург
2001**

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Выбор типа сооружения и краткое описание конструкции.....	4
2. Установление габаритной схемы сооружения.....	4
3. Определение нагрузок, действующих на сооружение	8
4. Графоаналитический расчет шпунтовой стенки.....	10
5. Расчет усилий в сваях при нежестком ростверке	12
6. Определение глубины погружения свай	15
7. Определение усилий в сваях при жестком ростверке	16
8. Определение сечения шпунта	21
9. Оформление графической части курсового проекта	21
Приложение 1. Данные для определения нагрузки от кранов	23
Приложение 2. Значения коэффициентов условий работы m_d	24
Приложение 3. Данные по расчету глубины погружения свай	25
Приложение 4. Данные по материалам свай, металлическому шпунту и трубам.....	28
Литература	29

СОСТАВ ПРОЕКТА

Исходные данные на проектирование свайной набережной приведены в задании. Там же указано время, отводимое на выполнение работы, и сроки ее отдельных этапов.

Отчетный материал по проекту включает один лист чертежей стандартного формата размерами 841 x 594 мм, выполненный в карандаше, и пояснительную записку объемом 15...20 стр. Пояснительная записка помимо необходимых расчетов и обоснований должна иметь титульный лист, оглавление и список использованной литературы. На листе вычерчивается конструкция сооружения.

В курсовом проекте, как правило, разрабатывается один из следующих типов сооружений:

- набережная с высоким свайным ростверком и передней шпунтовой стенкой;
- набережная с высоким свайным ростверком и задней шпунтовой стенкой.

В проекте разрабатываются следующие вопросы:

- обосновывается выбор типа сооружения и дается краткое описание конструкции;
- устанавливается габаритная схема сооружения;
- определяются внешние горизонтальные (от грунта, швартовные, крановые) и вертикальные (от собственного веса, эксплуатационные равномерно распределенные, крановые) нагрузки на расчетный участок длины сооружения;
- производится графоаналитический расчет шпунтовой стенки: определяются глубина забивки шпунта, изгибающий момент в шпунте, опорная реакция в ростверке;
- находятся усилия в сваях от действия вертикальный и горизонтальных нагрузок при нежестком ростверке, подбирается схема свайного основания секции сооружения;
- определяется глубина погружения свай;
- производится графоаналитический расчет усилий в сваях при жестком ростверке методом упругого центра;
- подбирается сечение шпунта;
- вычерчивается конструкция сооружения.

1. ВЫБОР ТИПА СООРУЖЕНИЯ И КРАТКОЕ ОПИСАНИЕ КОНСТРУКЦИИ

[1, § 1.1, 2.1, 3.1, 4.1; 3, разд. 1, 12; 4, разд. 1...4, 6,7]

Выбор типа сооружения в зависимости от заданных условий производится на основании рекомендаций, изложенных в нормативных документах, технической и учебной литературе по гидротехническому строительству. На выбор того или иного типа сооружения могут влиять: рельеф дна акватории, климатические условия, волновой режим, наличие производственной базы, назначение причала и др.

2. УСТАНОВЛЕНИЕ ГАБАРИТНОЙ СХЕМЫ СООРУЖЕНИЯ

[1, § 1.5, 3.8, 4.6; 4, разд. 9, 11, 12]

Общие сведения

Выбор габаритной схемы сооружения является одним из основных этапов проектирования, определяющим все дальнейшие расчеты. Поэтому рекомендуется предварительная проработка вариантов поперечного сечения на миллиметровке в масштабе 1 : 100 с нанесением на нее естественного и проектного рельефа дна, напластования грунтов, характерных уровней воды (0,00; СВГ; СНГ), уровня бетонирования, отметки кордона и других данных. Нижняя грань ростверка (уровень бетонирования) должна возвышаться над строительным горизонтом не менее чем на 0,8 м. Отметка кордона устанавливается с учетом высоты каналов для инженерных сетей, их незатопляемости при СВГ, толщины плит, перекрывающих каналы, и толщины плиты ростверка.

Толщина монолитной железобетонной плиты ростверка на сваях должна быть 0,6...0,8 м. Толщина железобетонных плит, перекрывающих каналы, принимается равной 0,25...0,30 м, а ширина железобетонных подкрановых балок поверху — не менее 0,7...0,8 м.

Расстояние от линии кордона до оси прикордонного подкранового рельса устанавливается для причалов $m = 2,25$ м (рис. 1).

Набережная с передней шпунтовой стенкой

На миллиметровой бумаге с учетом характерных уровней и отметок наносится передняя грань ростверка (кордонная плоскость АБ, рис. 1) и намечается ось шпунтовой стенки. При этом несущий шпунт располагается под прикордонным подкрановым рельсом. Ось ненесущего шпунта размещается на расстоянии 0,35...0,50 м от передней грани ростверка, а вертикальный ряд свай — не ближе 0,8...1,0 м от ненесущего шпунта. Ориентировочно задается глубина забивки шпунта $t = (0,5...0,6) H_{ст}$.

Далее намечается положение козловой опоры и определяется наименьшая ширина ростверка. Для этого из нижней точки шпунта радиусом r описывается дуга окружности и к ней проводится касательная с уклоном 3 : 1, соответствующим оптимальному наклону сжатой сваи. Для железобетонных и стальных свай принимается $r = 1,0...1,5$ м, для деревянных свай — $r =$

0,8...1,0 м. Тыловая грань ростверка намечается на расстоянии $n = 0,8...1,0$ м в сторону берега от козловой опоры. Ось растянутой козловой сваи проводится с обратным уклоном 3 : 1 через точку пересечения оси сжатой козловой сваи с осью плиты ростверка. Указанные построения определяют ширину ростверка при наличии одной козловой опоры.

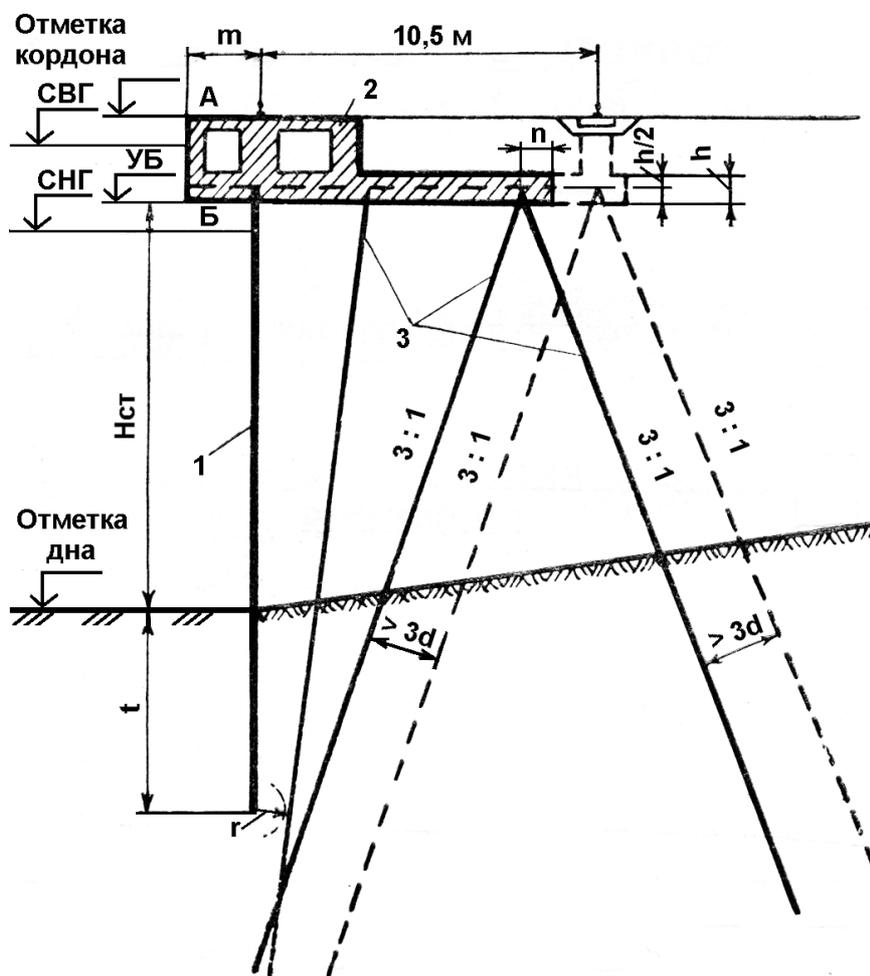


Рис. 1. Схема набережной с передней несущей шпунтовой стенкой:

1 - шпунтовая стенка; 2 - ростверк; 3 - сваи

При большой глубине у причала (более 10 м) и высокой надстройке ширина ростверка может устанавливаться исходя из условия расположения двух козел (один из возможных вариантов показан на рис. 1 пунктиром). Между несущим шпунтом (или первым рядом свай, если шпунт ненесущий) и козловой опорой размещаются наклонные сваи (при значительных горизонтальных нагрузках) или вертикальные ряды свай.

Наименьшая ширина ростверка, подобранная указанным способом, корректируется с учетом целесообразности расположения тыловой ноги крана над козловой опорой или в промежутке между козловыми опорами. Если при этом требуется существенное уширение ростверка, то допускается располагать тыловой подкрановый рельс за пределами ростверка (на шпально-балластном или другом основании).

Набережная с задней шпунтовой стенкой

Задается тип и размеры сечения шпунтовых свай. Намечается положение кордонной плоскости, верхней и нижней граней ростверка (рис. 2). На расстояниях 1,0...3,0 м от линии пересечения кордонной плоскости с поверхностью проектного дна проводится линия под углом устойчивого откоса грунта основания $\alpha = (2/3...3/4)$ ф. Уклон откоса при этом задается кратным 0,25 (1 : 2, 1 : 2,25; 1 : 2,5 и т.д.). Обеспечение проектной глубины не в плоскости кордона, а на некотором расстоянии от нее, допустимо в связи с криволинейным очертанием обводов судна и наличием отбойных устройств.

Намечается положение шпунта при условии, что глубина его забивки t от линии подпричального откоса примерно равна $t = (1,2...1,5) H_{ст}$. Величина $H_{ст}$ при железобетонном ненапряженном шпунте должна быть $H_{ст} < 7$ м, а при напряженном железобетонном и металлическом шпунтах $H_{ст} < 9$ м.

Если шпунт ненесущий, то он располагается позади ростверка, а впереди него, на расстоянии 0,8...1,0 м, размещается вертикальный ряд свай (рис. 2, а). Если шпунт несущий, то впереди него целесообразно разместить наклонный ряд свай (рис. 2, б) с оптимальным наклоном 3 : 1. Ось наклонной сваи должна проходить для железобетонных и стальных свай на расстоянии $r = 1,0...1,5$ м от нижнего конца шпунта, а для деревянных свай — на расстоянии $r = 0,8...1,0$ м.

Далее ориентировочно задается шаг a ближайшего у шпунту (в грунте) свайного продольного ряда (1,5...3,0 м) и предварительно намечается положение экранирующей плоскости и линии условного дна. При принятом положении условного дна производится графоаналитический расчет стенки и уточняется схема свайного основания.

Если установленное после уточнения схемы свайного основания положение условного дна не совпадает с предварительно принятым, то необходимо путем изменения положения (в допустимых пределах) проектного откоса добиться их совпадения. Если это окажется невозможным, то следует изменить положение условного дна и повторить расчет.

Расположение подкрановых рельсов принимается таким же, как и для других конструктивных типов сооружений. Если для размещения тылового подкранового рельса на ростверке требуется его значительное уширение, то рельс устанавливается за пределами ростверка на шпально-балластном или другом основании (рис. 2).

Допускается (по согласованию с преподавателем) разработка конструкции набережной-эстакады, набережной мостового типа, а также примыкающего к стенке пирса эстакадного или мостового типа.

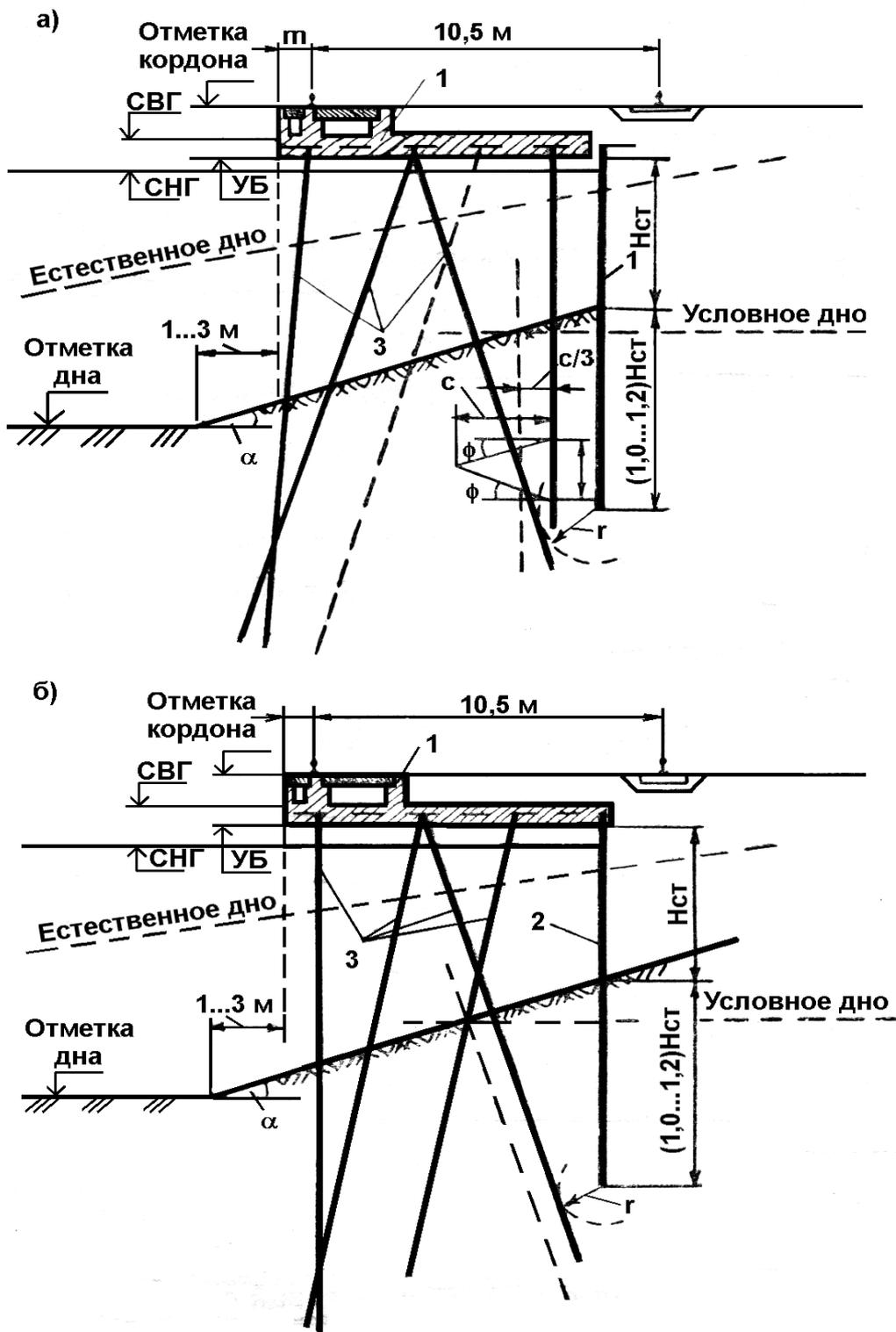


Рис. 2. К подбору схемы набережной с задней шпунтовой стенкой:

а - с несущей шпунтовой стенкой; б - с несущей шпунтовой стенкой:

1 - шпунтовая стенка; 2 - сваи; 3 - ростверк

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА СООРУЖЕНИЕ

[1, § 1.2...1.4; 5, разд. 8; 3, разд. 2]

Общие положения

Основные причальные сооружения в зависимости от их высоты $H_{ст}$ подразделяются на следующие классы [3]:

I класс — при $H_{ст} > 25$ м;

II класс — при $20 \text{ м} < H_{ст} < 25$ м;

III класс — при $H_{ст} < 20$ м.

Здесь $H_{ст}$ — расстояние по вертикали от дна у причала до кордона.

На причальные сооружения воздействуют различные виды нагрузок, которые делятся на постоянные и временные. Последние, в свою очередь, бывают длительные и кратковременные. Сооружения рассчитываются на возможные сочетания нагрузок: основные и особые. При выполнении курсового проекта допускается (по согласованию с преподавателем) производить расчет только на основное сочетание, которое для рассматриваемых типов сооружений может включать следующие нагрузки [3, 1]:

- собственный вес конструкции сооружения;
- эксплуатационные нагрузки от грузов и механизмов, в том числе кранов;
- давление грунта (в сооружения сквозного типа может отсутствовать);
- нагрузка от судов.

Нагрузки определяются для некоторого расчетного участка длины сооружения (например, на 1 пог. м или расстояние, равное шагу свай, и т.п.).

Горизонтальные нагрузки

Для набережной стенки с высоким свайным ростверком суммарная горизонтальная нагрузка на расчетный участок сооружения рассчитывается по формуле

$$P = R_a + E_a + N^* + F^*, \quad (3.1)$$

где R_a — нагрузка на ростверк от активного давления грунта, расположенного ниже ростверка; E_a — сила давления на ростверк грунта, находящегося в пределах его высоты; N^* — нормальная к кордону составляющая швартовного усилия; F^* — ветровая нагрузка за счет парусности крана.

Нормативная горизонтальная нагрузка R_a от давления грунта находится на основе графоаналитического расчета, выполняемого на листе миллиметровки в соответствии с [1, § 2.3; 3.3]. Для сооружения с передней шпунтовой стенкой предварительно сила R_a вычисляется при глубине

забивки шпунтовой стенки $t = (0,6...0,6) H_{ст}$, после уточнения глубины забивки шпунта значение R_a также корректируется.

Нагрузка E_a для сооружений с высоким свайным ростверком рассчитывается по эпюре активного давления грунта в пределах высоты ростверка.

При определении нормативных нагрузок R_a и E_a от давления грунта используются нормативные величины углов внутреннего трения φ и удельных весов γ , а также нормативные значения эксплуатационных нагрузок. Учет влияния колебаний уровня воды на давление грунта в безливных и ливных морях производится в соответствии с [1, § 1.4, с. 30...31].

Нормативная величина нормального швартовного усилия N^* на 1 пог. м сооружения вычисляется по формуле

$$N^* = N n / L_c, \quad (3.2)$$

где N — нормальная составляющая усилия на швартовную тумбу,

$$N = S \sin \alpha \cos \beta; \quad (3.3)$$

n — число тумб на секции набережной, $n = 1$ для сооружений на сваях;

L_c — длина секции, $L_c = 20...25$ м для сооружений на сваях; первоначально принятая длина секции L_c в дальнейшем уточняется в соответствии с принятой схемой расположения свай.

В формуле (3.3) используются следующие обозначения: S — швартовное усилие на тумбу; α и β — соответственно угол между горизонтальной проекцией швартова и линией кордона и угол наклона швартова к горизонту (рекомендуется принимать $\alpha = 30^\circ$, $\beta = 30^\circ$).

В курсовом проекте допускается без расчета устанавливать величину S , равную 500 кН (50 тс) при глубине $d < 8$ м и 750 кН (75 тс) при $d > 8$ м (d — глубина воды у сооружения).

Ветровая горизонтальная нормативная нагрузка от крана на 1 пог. м сооружения вычисляется по формуле

$$F^* = F / L_c, \quad (3.4)$$

где F — горизонтальная сила, передающаяся на рельсы от крана (табл. П1.1), и определяемая как сумма горизонтальных сил, действующих на отдельные опоры крана (предполагается, что на секции сооружения находится один кран).

Вертикальные нагрузки

К таким нагрузкам относятся вертикальные нагрузки от собственного веса сооружения, равномерно распределенные от складываемых грузов и сосредоточенные от кранового оборудования. Нагрузки определяются для расчетного участка, равного 1 пог. м для сооружений с высоким свайным ростверком. Интенсивность временной нагрузки, грузоподъемность портального крана и его тип указываются в задании. Характеристики кранов приведены в табл. П1.1, П1.2, на рис. П1.1.

Нормативная нагрузка от собственного веса причала зависит от принятой конструкции сооружения. Временная нагрузка от складированных грузов принимается равномерно распределенной (не производится складирование грузов в полосе 2 м по обе стороны от каждого подкранового рельса).

Крановая нагрузка учитывается следующим образом. При расположении рельса на железобетонной подкрановой балке, выполненной в одном монолите с ростверком, сосредоточенная нагрузка от ноги крана распределяется вдоль кордона (рис. 3, а), т.е. на длине $s = h_p + 2a + b$. Тогда нагрузка от ноги крана на 1 пог. м сооружения вдоль кордона может быть принята равной

$$V = Q / (h_p + 2a + b), \quad (3.5)$$

где Q — нагрузка на ногу крана; h_p — высота подкрановой балки (верхнего строения); a и b — размеры (рис. 3), принимаемые из табл. П1.2.

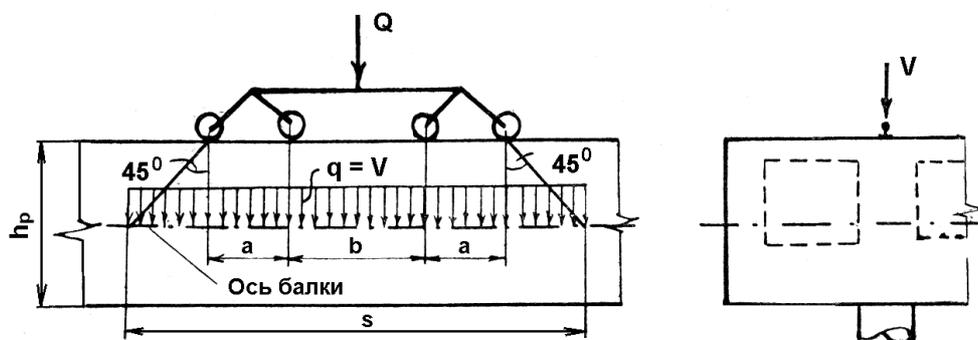


Рис. 3. К определению нагрузок от крана

Давление от тыловой ноги крана, расположенной на засыпке, принимается равным заданному равномерно распределенному давлению от складирования грузов.

4. ГРАФОАНАЛИТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ШПУНТОВОЙ СТЕНКИ

[1, § 2.3, 2.4, 3.3; 5, разд. 13, 20]

В соответствии с нормативными документами [3, 4] расчеты причальных сооружений производятся по двум группам предельных состояний:

- I — по несущей способности (прочности);
- II — по деформациям и трещиностойкости.

Расчеты по I предельному состоянию выполняются по расчетным усилиям, а по II — по нормативным.

Нормативные усилия в конструктивных элементах гидротехнического сооружения находятся путем его расчета на действие нормативных внешних сил, определяемых в соответствии с п. 5 настоящих методических указаний.

Расчетные усилия в элементах конструкции (изгибающий момент M_1 , продольная N_1 и поперечная Q_1 силы) вычисляются из выражения

$$S_1 = k_n n_c n m_d S, \quad (4.1)$$

где S_1 — расчетное усилие (M_1, N_1, Q_1); k_n — коэффициент надежности; n_c — коэффициент сочетаний нагрузок и воздействий; n — коэффициент перегрузки; m_d — дополнительный коэффициент условий работы; S — нормативное усилие (M, N, Q).

Величины коэффициентов принимаются по нормативным документам:

коэффициент k_n назначается для сооружений I класса $k_n = 1,25$; для сооружений II класса $k_n = 1,2$; для сооружений III класса $k_n = 1,15$;

коэффициент n_c устанавливается для основного сочетания нагрузок $n_c = 1$; для особых сочетаний $n_c = 0,9$; для сочетаний нагрузок в период строительства $n_c = 0,95$;

коэффициент n назначается равным 1,25;

коэффициент m_d принимается по таблице приложения 2.

Расчеты набережной с передней шпунтовой стенкой

Графоаналитический расчет шпунтовой передней стенки производится на листе миллиметровки в следующем порядке:

- устанавливается предварительная глубина забивки шпунта $t = (0,5 \dots 0,6) H_{ст}$;
- строится эпюра активного давления грунта на все сооружение с учетом нагрузки q_0 и экранирования ростверком [1, рис. 3.10];
- эпюра давлений по высоте разбивается на участки, площади которых заменяются сосредоточенными силами;
- строятся силовой и веревочный многоугольники;
- определяется сила R_A^* суммарной реакции ростверка на 1 пог. м из условия равенства моментов в пролете и в грунтовой заделке (для несущего шпунта и в ростверке);
- находится сила активного давления грунта E_a в пределах ростверка, равная площади соответствующей эпюры.

Найденная сила R_A^* является приближенной, так как глубина забивки шпунта t подлежит уточнению. Чтобы приступить к дальнейшему расчету, следует предварительно определить усилия в сваях при нежестком ростверке и подобрать схему свайного основания секции (см. разд. 5).

Далее с учетом выбранного шага свай для ближайших к шпунтовой стенке свайных рядов производится дальнейший графоаналитический расчет:

- находится положение экранирующих плоскостей ближайших к шпунту свайных рядов [1, рис. 3.8];
- производится расчет методом упругой линии шпунтовой стенки на нагрузку от давления грунта, заключенного между стенкой и ближайшей к ней экранирующей плоскостью [1, рис. 3.9, а...д), и вычисляются глубина забивки шпунта t , момент M ;
- находится нормативный $M_{ш}$ и расчетный M_1 момент в шпунте

$$M_{ш} = m_c M, \quad (4.2)$$

$$M_1 = k_n n_c n m_d M_{ш}, \quad (4.3)$$

где m_c — коэффициент снижения изгибающего момента, принимаемый по [1, табл. 2.1]; а остальные обозначения прежние.

Расчет набережной с задней шпунтовой стенкой

Графоаналитический расчет шпунтовой задней стенки производится в следующем порядке:

- задается предварительная глубина забивки шпунтовой стенки $t = (1,0...1,2) H_{ст}$ ($H_{ст}$ — высота стенки от грунтового откоса до верха ростверка);
- определяется приближенное положение условного горизонтального дна [1, рис. 3.11];
- строится эпюра активного давления грунта на все сооружение с учетом нагрузки q_0 и экранирования ростверком [1, рис. 3.10];
- производится расчет шпунтовой стенки методом упругой линии [1, рис. 3.12] и вычисляются глубина забивки шпунта t , момент в шпунте M , реакция в ростверке R_A ;
- находится нормативный $M_{ш}$ и расчетный M_1 момент в шпунте по формулам (4.2) и (4.3).

После графоаналитического расчета стенки и определения силы R_A рассчитываются усилия в сваях и подбирается схема свайного основания секции. С учетом шага ближайшего к шпунту ряда свай и положения экранирующей плоскости уточняется расположение условного дна изменением заложения откоса. Если угол откоса $\alpha > (2/3...3/4) \varphi$, то необходимо произвести повторный графоаналитический расчет стенки при более низком положении условного дна.

5. РАСЧЕТ УСИЛИЙ В СВАЯХ ПРИ НЕЖЕСТКОМ РОСТВЕРКЕ

[1, § 3.4]

В набережных стенках с высоким свайным ростверком вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными и наклонными сваями. При этом считается, что сваи подвергаются только сжимающим или растягивающим усилиям. Для таких сооружений в курсовом проекте производится предварительный графоаналитический расчет усилий в сваях в предположении нежесткого ростверка, что позволяет в дальнейшем подобрать схему свайного основания секции. В дальнейшем величины усилий уточняются расчетом для случая жесткого ростверка.

Ростверк условно разрезается по опорам на отдельные балки (рис. 4, а, б). Далее определяются опорные реакции балок R и вертикальные нагрузки F на свайные ряды (на 1 пог. м сооружения) при действии суммарной и постоянной нагрузок. Производится графоаналитический расчет усилий в наклонных и козловых сваях на действие горизонтальных нагрузок (рис. 4, в); для вертикальных свай усилия принимаются равными опорным реакциям.

Расчеты выполняются в табличной форме (табл. 1). По усилиям в свайных рядах (на 1 пог. м) подбираются шаги свай a_i такими, чтобы нормативные усилия в них не превышали определенных величин. Например, допустимые сжимающие усилия N_i для ненапряженных и предварительно напряженных железобетонных свай сечением 40 x 40 см составляют соответственно 450...500 кН (45...50 тс) и 700...750 кН (70...75 тс). В качестве растянутых железобетонных свай используются только предварительно напряженные сваи. Предельным нормативным усилием для растянутых свай является величина 300 кН (30 тс). Для стальных свай из труб $d = 400$ мм или коробчатых свай из шпунта Л-У максимально допустимое сжимающее усилие составляет 800...900 кН (80...90 тс), растягивающее — 400 кН (40 тс).

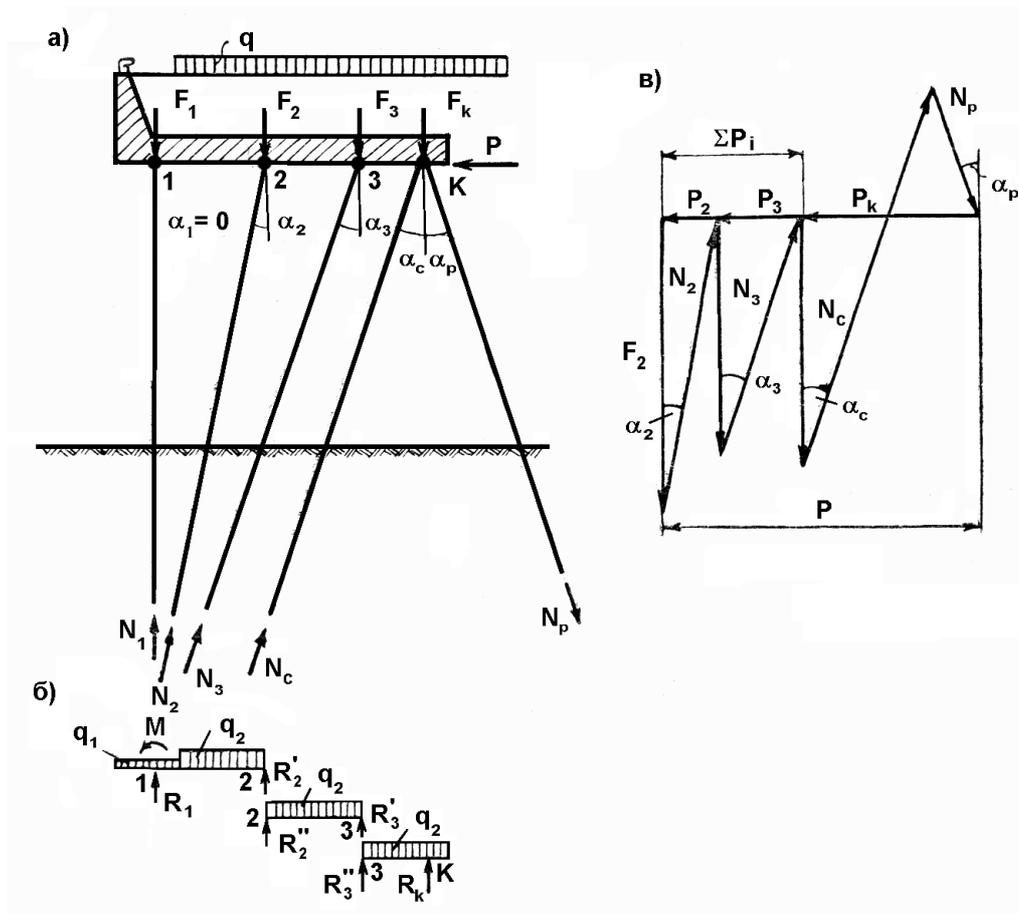


Рис. 4. К определению усилий в сваях при нежестком ростверке:

- а - расчетная схема; б - определение вертикальных нагрузок на свайные ряды;
- в - определение усилий в наклонных сваях от горизонтальной нагрузки

Таблица 1

№ сваи	Усилие в сваях от нагрузки на 1 пог. м		Шаг свай a_i , м	Нормативное усилие N_i , кН	Расчетное усилие $N_{i,r}$, кН	Сечение сваи, см
	Постоянной	Суммарной				

Шаги свай a_i должны быть по возможности кратными друг другу, это облегчает разбивку свайного основания секции. Параллельно с расчетами (табл. 1) на миллиметровке вычерчивается схема свайного основания секции, которая утверждается преподавателем. Основным требованием, предъявляемым к схеме, является симметричность секции относительно ее поперечной оси. Кроме того, сваи нельзя перегружать, т.е. нагрузки, рассчитанные по табл. 1, не должны превосходить нагрузок, определенных по прочности материалов. Пересекающиеся в грунте сваи следует сдвигать друг относительно друга по длине сооружения на требуемые расстояния (не менее размера сечения сваи).

Пример определения усилий в наклонных сваях при действии горизонтальной нагрузки показан на рис. 4, в. Откладываются в определенном масштабе все горизонтальные силы $\sum P_i + \sum P_{ki} = P$, действующие на расчетный участок сооружения. Затем из конца вектора последней силы по вертикали в том же масштабе откладывается сила F_2 , соответствующая нагрузке на свайный ряд одиночных наклонных свай 2. Из конца отложенного вектора проводится прямая под углом наклона α_2 сваи 2 до пересечения с вектором горизонтальных сил P . В результате находятся горизонтальная сила P_2 , воспринимаемая свайным рядом 2, и усилие N_2 в свайном ряду (на 1 пог. м сооружения).

При наличии второго одиночного наклонного свайного ряда (рис. 4, а) из точки пересечения векторов N_2 и P по вертикали откладывается вектор силы F_3 , соответствующий нагрузке на опору 3. Из конца вектора под углом наклона α_3 сваи 3 до пересечения с вектором P . В результате находятся воспринимаемая свайным рядом 3 горизонтальная сила P_3 и усилие N_3 в свайном ряду. Такие построения продолжают до тех пор, пока не будут найдены усилия во всех свайных рядах одиночных наклонных свай.

Далее определяется горизонтальная сила $\sum P_{ki}$, воспринимаемая козловыми опорами. Если в состав расчетной рамы входит только одна козловая опора, то отложив из конца силы P_k вертикальное давление F_k , раскладывают равнодействующую горизонтальную нагрузку на опору на составляющие, соответствующие усилиям в сжатом N_c и растянутом N_p свайных рядах.

Если в состав расчетной рамы входят несколько козловых опор неодинаковой конструкции, то горизонтальная нагрузка распределяется между ними пропорционально их жесткости. Если козловые опоры одинаковы (уклоны и размеры свай козловых опор равны), то горизонтальная нагрузка на отдельную опору $P_{ki} = \sum P_{ki} / n$ (n — число козловых опор).

Усилия в свайных рядах определяются отдельно от постоянных и суммарных вертикальных и горизонтальных нагрузок, так как наибольшие усилия в сжатых сваях получаются при максимуме вертикальных и горизонтальных нагрузок, а наибольшие по абсолютной величине усилия в растянутых сваях — при максимуме горизонтальных и минимуме вертикальных нагрузок.

6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЛУБИНЫ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ

[1, § 3.4; 4, разд. 21; 9, разд. 4]

Нормативная и расчетная нагрузки на сваю находятся в соответствии с п. 5 и 7 методических указаний.

В зависимости от свойств грунта, залегающего под нижним концом сваи, различают сваи-стойки и висячие сваи. Несущая способность висячей сваи определяется не только работой ее торца, но и боковой поверхности.

Расчет свай по несущей способности основания относится к расчету по первой группе предельных состояний. Сваи по несущей способности грунтов рассчитываются по формуле [9]

$$N < F_d / k_n = P, \quad (6.1)$$

где N — расчетная нагрузка на сваю, определяемая по п. 5; F_d — расчетная несущая способность грунта основания (несущая способность сваи, см. ниже); k_n — коэффициент надежности, $k_n = 1,4$; P — расчетная нагрузка, допускаемая на сваю.

Предварительно задается некоторая глубина погружения сваи, находится величина F_d несущей способности и проверяется условие (6.1). Глубина забивки уточняется из условия $P = N$. Несущая способность определяется с использованием расчетных значений характеристик грунтов.

Расчет глубины погружения свай на осевые нагрузки

Для сваи-стойки несущая способность F_d определяется по формуле [9]

$$F = m R A, \quad (6.2)$$

где m — коэффициент условий работы сваи в грунте, $m = 1$; A — площадь опирания на грунт сваи; для сплошных свай A равна площади поперечного сечения, для полых — площади поперечного сечения нетто (при отсутствии заполнения полости бетоном) или брутто (при заполнении полости бетоном на высоту не менее трех диаметров); R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи; при опирании забивной сваи на скальный и малосжимаемый грунт $R = 20\,000$ кН (2000 тс/м²).

Для сжатых висячих забивных свай несущая способность F_d вычисляется по формуле

$$F_d = m (m_R R A + u \sum m_f f_i h_i), \quad (6.3)$$

где m — коэффициент условий работы сваи в грунте, $m = 1$; m_R , m_f — соответственно коэффициенты условий работы грунта под нижним концом сваи и на боковой поверхности, определяемые для свай и оболочек по табл. ПЗ.1, ПЗ.2; R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимаемое по табл. ПЗ.3; u — наружный периметр поперечного сечения сваи; f_i — расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи (табл. ПЗ.4); h_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи.

Для выдергиваемой сваи несущая способность [9]

$$F_d = m u \sum m_f f_i h_i . \quad (6.4)$$

Несущая способность висячих набивных и буровых свай-оболочек, заполняемых бетоном, и винтовых свай рассчитываются в соответствии с [9, с. 10...13].

7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СВАЯХ ПРИ ЖЕСТКОМ РОСТВЕРКЕ

[1, § 3.6, 4.7 (с. 196...198); 4, разд. 21]

Расчет производится графоаналитическим методом (в основном на листе миллиметровки) в соответствии с изложенным в [1, § 3.6]. Предварительно должны быть приняты схема расположения свай в секции сооружения, сечения свай, вычислены глубины забивки свай (п. 6).

Для расчета принимается участок сооружения, равный 1 пог. м или шагу какого-либо ряда свай. После определения усилий в свайном ряду для принятого расчетного участка усилия в самих сваях находятся с учетом расстояния между ними в свайных рядах.

Усилие в i -ом свайном ряду, приходящиеся на расчетный участок, вычисляются по формуле

$$N_i = N_{iu} + N_{iw} + N_{if}, \quad (7.1)$$

где N_{iu} — составляющая усилия за счет горизонтального перемещения головы сваи u ; N_{iw} — то же за счет вертикального перемещения w ; N_{if} — составляющая усилия вследствие поворота ростверка на угол f .

Расчеты и построения производятся в следующем порядке (рис. 5, табл. 2, 3).

Вычерчивается схема поперечного профиля сооружения (рис. 5, а).

Определяются величины и линии действия вертикальной V и горизонтальной P нагрузок на ростверк для двух случаев: при действии суммарной (постоянной + временной) и постоянной нагрузок. Линии действия сил V и P определяются с использованием правил сложения параллельных сил. Далее находятся величины и линии действия равнодействующих внешних нагрузок: суммарных R_c и постоянных R_n .

Свободные длины свай l_{0i} , площади сечений A_i и жесткости свайных рядов $E_i A_i$ (на расчетный участок длины сооружения) записываются в табл. 2. Величины модулей упругости E_i принимаются по табл. П4.1, а площадей сечений A_i (для стальных свай) по табл. П4.2, П4.3.

Если шпунт ненесущий, то он в расчете не учитывается и соответствующая ему графа в табл. 2 отсутствует. При несущем шпунте в расчет принимается приведенная площадь сечения шпунта (см. ниже).

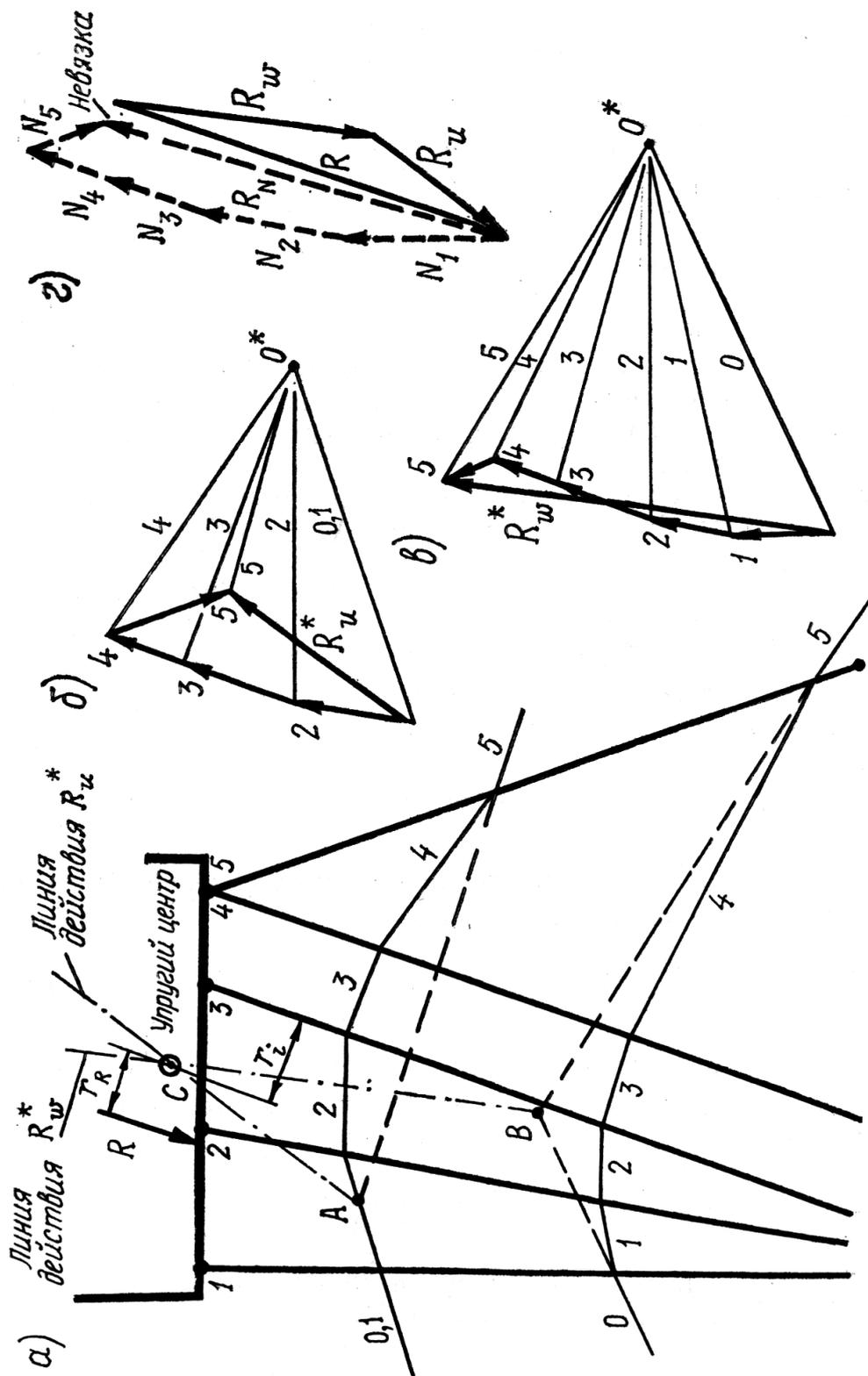


Рис. 5. Схема к определению усилий при жестком ростверке:
 а - расчетная схема; б - многоугольник сил N_{ij}^* ; в - многоугольник сил N_{ij} ;
 г - проверка точности графоаналитического решения

Таблица 2

№ сваи	l_{0i} , м	F_i , м ²	E_i , т/м ²	$E_i F_i$, т	$\frac{l_{0i}}{E_i F_i}$, м/т	$[N_i]$, т	C_i , т/м	$\frac{1}{C_i}$, м/т	a_i , м/т	A_i , т/м

Продолжение табл. 2

№ сваи	$\cos \alpha_i$	$N_{iw}^* = A_i \cos \alpha_i$, т	$\frac{N_{iw}^*}{R_w^*}$	$\sin \alpha_i$	$N_{iu}^* = A_i \sin \alpha_i$, т	$\frac{N_{iu}^*}{R_u^*}$	r_i , м	$A_i r_i$	$A_i r_i^2$	$\frac{A_i r_i}{\sum A_i r_i^2}$

Таблица 3

№ сваи	Постоянная нагрузка				Суммарная нагрузка				Нормативное уси- лие на сваю, т
	$V = \quad ; P = \quad ; M =$				$V = \quad ; P = \quad ; M =$				
	$R_w = \quad ; R_u =$				$R_w = \quad ; R_u =$				
	N_{iw}	N_{iu}	$N_{i\varphi}$	N_i	N_{iw}	N_{iu}	$N_{i\varphi}$	N_i	

Далее находятся коэффициенты продольной жесткости свай и несущего шпунта (табл. 2):

$$R_i = 1 / a_i, \quad (7.2)$$

$$a_i = l_{oi} / E_i A_i + 1 / C_i, \quad (7.3)$$

где l_{oi} — свободная длина сваи или шпунта, отсчитываемая от низа ростверка до поверхности грунта; E_i — модуль упругости материала сваи; C_i — коэффициент жесткости для погруженной в грунт части сваи; A_i — площадь сечения сваи $A_{св}$ или приведенная площадь несущего шпунта $A_{пр.ш.}$

Первое слагаемое в формуле (7.3) учитывает деформацию сваи в пределах ее свободной длины, второе слагаемое — деформацию сваи в грунте с учетом податливости сваи и грунта.

Коэффициент C_i в (7.3) определяется по формуле

$$C_i = q | N_i |, \text{ тс/м}, \quad (7.4)$$

где q — эмпирический коэффициент, равный для железобетонных и стальных свай 350...500 1/м; большее значение коэффициента q принимается для сооружений I класса, меньшее — для сооружений III класса; $| N_i |$ — абсолютная величина несущей способности сваи, определяемая расчетом для сооружения с нежестким ростверком.

Затем находятся величины сил (табл. 2)

$$N_{iu}^* = R_i \sin \alpha_i; \quad N_{iw}^* = R_i \cos \alpha_i, \quad (7.5)$$

где N_{iu}^* и N_{iw}^* — продольные усилия в i -ой свае соответственно при единичном горизонтальном ($u = 1$ м) и единичном вертикальном ($w = 1$ м) смещении головы сваи; α_i — угол наклона i -ой сваи к вертикали.

Полученные результаты используются для построений, приведенных на рис. 5, б, в. В определенном масштабе по соответствующим направлениям откладываются векторы сил N_{iu}^* , N_{iw}^* и находятся (графически) величины равнодействующих сил R_u^* и R_w^* определяются из силовых многоугольников, а линии действия сил — из веревочных многоугольников. Точка пересечения линий действия сил дает положение упругого центра.

Далее измеряются величины r_i расстояний свай от упругого центра (по перпендикуляру к соответствующей свае), используется правило знаков по рис. 5. В табл. 2 записываются величины $R_i r_i$, $R_i r_i^2$, $R_i r_i / \sum R_i r_i^2$, необходимые для определения усилий N_{if} от поворота ростверка.

Расчеты производятся по табл. 3. Для двух случаев (действия постоянной и суммарной нагрузки) определяются составляющие усилий N_{iu} , N_{iw} , N_{if} в свайных рядах:

$$N_{iu} = R_u N_{iu}^* / R_u^*; \quad N_{iw} = R_w N_{iw}^* / R_w^*; \quad N_{if} = M_c R_i r_i / \sum R_i r_i^2, \quad (7.6)$$

где M_c — момент внешних сил,

$$M_c = R r_R. \quad (7.7)$$

Здесь R — результирующая внешней нагрузки на сооружение (суммарная R_c или постоянная R_n); r_R — плечо силы R относительно упругого центра.

Суммарные усилия в свайных рядах на расчетный участок длины сооружения определяются по формуле (7.1) с учетом направления действия составляющих усилий. Затем находятся усилия в самих сваях с использованием соотношения длины расчетного участка и шага свай данного свайного ряда. В качестве усилий, принимаемых для дальнейших расчетов, берутся большие (по абсолютной величине) усилия, полученные для случаев действия суммарной или постоянной нагрузки.

После этого требуется проверить правильность полученных результатов графоаналитического решения. На силовых многоугольниках (рис. 5, г), где откладываются ранее определенные равнодействующие R_c и R_n , из концов векторов этих равнодействующих откладываются с учетом направления действия векторы усилий в свайных рядах (на расчетный участок длины сооружения). Так как все внешние нагрузки воспринимаются сваями, равнодействующие R_c и R_n должны быть замыкающими векторами вновь построенных силовых многоугольников. Если $\sum N_i$ не равны R , то определяется погрешность графоаналитического решения (ошибка не должна превышать 2...3%).

Приведенная площадь сечения несущего шпунта при однородных грунтах определяется по формуле

$$A_{пр.ш} = A_{св} (RA_{ш} + 2a f t_{ш}) / (RA_{св} + u_{св} f t_{св}), \quad (7.8)$$

где R — [в отличие от формулы (7.7)] расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимается по табл. П3.3; f_i — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи, принимается по табл. П3.4; $A_{св}$ — площадь поперечного сечения ближайшей к шпунту сваи; $A_{ш}$ — площадь поперечного сечения участка шпунта в пределах шага ближайшего к шпунту ряда свай, $A_{ш} = a \delta_{ш}$; a — шаг ближайшего к шпунту ряда свай; $\delta_{ш}$ — приведенная толщина шпунта; $u_{св}$ — периметр сечения сваи; $t_{ш}$, $t_{св}$ — соответственно глубина забивки шпунта и ближайшего к шпунту ряда свай (рис. 6).

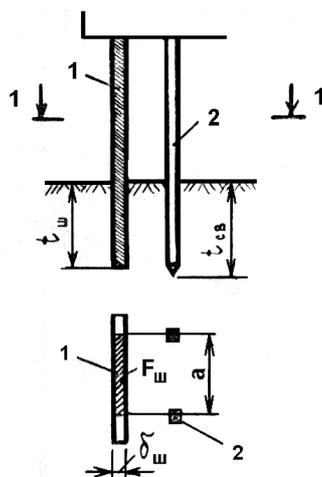


Рис. 6. К определению приведенной площади несущей шпунтовой стенки:

1 - шпунт; 2 - свая

Приведенная толщина $\delta_{ш}$ шпунта принимается для стального шпунта $\delta_{ш}=(I)^{1/3}$, см. Здесь I — момент инерции 1 пог. м шпунтовой стенки.

8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СЕЧЕНИЯ ШПУНТА

В данном курсовом проекте следует применять наиболее распространенные на практике металлические шпунты корытного профиля типа Ларсен, зетового профиля или из труб. Подбор сечения стального шпунта по согласованию с преподавателем допускается производить из расчета только по несущей способности (прочности). Расчет шпунта производится в соответствии со СНиП II-23-81 [7]. Шпунтовые сваи сплошной стенки рассчитываются как изгибаемые элементы для сооружений с несущим шпунтом и сооружений типа больверка. При несущем шпунте расчет свай выполняется как для элементов, подверженных действию осевой силы с изгибом.

Расчет на прочность несущей шпунтовой стенки, работающей на изгиб, производится по формуле

$$M_l / W_n < R_y m, \quad (8.1)$$

где M_l — расчетный изгибающий момент, определяется по (4.2); W_n — момент сопротивления нетто; R_y — расчетное сопротивление стали сжатию или растяжению по пределу текучести, принимаемое равным: для стали общего назначения 210 МПа (2100 кгс/см²), для низколегированной стали 290 МПа (2900 кгс/см²); m — коэффициент условий работы, $m = 1$.

Расчет производится на 1 пог. м сооружения или одну шпунтовую сваю.

Оценку прочности несущего шпунта на действие осевой силы с изгибом допускается производить с использованием формулы

$$M_l / W_n + N_l / A_n < R_y m, \quad (8.2)$$

где N_l — расчетное значение силы, N_l определяется по (4.2); A_n — площадь сечения элемента нетто (табл. П4.2, П4.3), а остальные обозначения прежние.

9. ОФОРМЛЕНИЕ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

При расположении графического материала необходимо придерживаться следующих рекомендаций:

- в верхнем левом углу в масштабе 1 : 100 (при большой глубине у причала допускается использование масштаба 1 : 200) располагается поперечный разрез сооружения;
- совмещенный план конструкции причала (вид сверху и два горизонтальных разреза — по свайному полю и верхнему строению) размещается в левой нижней части чертежа;
- фасад сооружения с двумя вертикальными разрезами (по прикордонной и тыловой частям ростверка) изображается над совмещенным планом в левой верхней части листа;

- в правом нижнем углу (под поперечным разрезом сооружения) располагаются узлы и детали конструкции — швартовная тумба, отбойное устройство и т.п.;
- примечания размещаются в оставшейся части листа над штампом.

Необходимые отметки, размеры, условные обозначения и примечания должны быть изображены в соответствии с правилами оформления строительных чертежей, при этом разрешается пользоваться альбомами типовых проектов, узлов и деталей, имеющихся в кабинете кафедры «Морских и воднотранспортных сооружений».

ДАННЫЕ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАГРУЗКИ ОТ КРАНОВ

Таблица П1.1

Давление ноги portalного крана на рельс при различных положениях стрелы

Положение стрелы	Направление ветра	Нагрузка	Нога	Давление ноги на рельс, кН (т), для крана	
				К-30	К-25
I	1	Вертикальная	А, Г Б, В	1617 (165) 882 (90)	883 (90) 392 (40)
II	2	Вертикальная	А, Б В, Г	1617 (165) 882 (90)	833 (65) 392 (40)
III	3	Вертикальная	А Б В Г	2058 (210) 1372 (140) 400 (41) 1176 (120)	980 (100) 558 (60) 84 (8,5) 539 (55)
Горизонтальные		Вдоль рельса Поперек рельса		225 (23) 365 (37)	210 (21,4) 320 (32,6)

Таблица П1.2

Основные характеристики portalных кранов

№ п/п	Основные показатели	Тип крана	
		К-35	К-25
1	Расстояния между осями колес одной ноги, м: А В	0,65 1,25	0,65 1,25
2	Колея портала	10,5	10,5

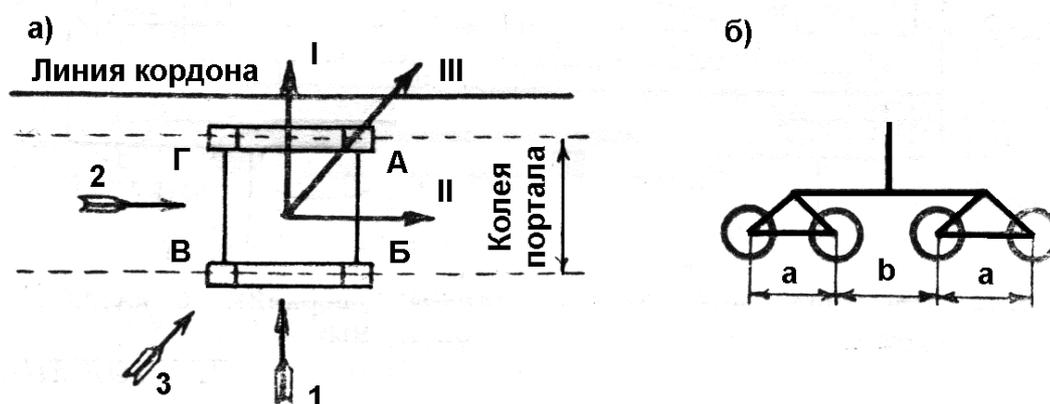


Рис. П1.1. К определению нагрузок от крана:
а - схема к табл. П1.1; б - сзема к табл. П1.2

ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ УСЛОВИЙ РАБОТЫ m_d

Материал	Причина разрушения элементов конструкций	Коэффициент m_d
Прокатная сталь	Растяжение, сжатие, изгиб, срез, смятие торцевой поверхности, смятие местное	0,95
	Болтовые соединения:	
	растяжение	1,00
	срез	1,00
	смятие	0,85
Бетон	Достижение бетоном расчетного сопротивления при сжатии	0,85
	То же при растяжении (изгиб)	0,90
Железобетон	Достижение бетоном предела прочности при сжатии и арматурой предела прочности при растяжении (арматура стержневая классов А-I, А-II, А-III):	
	в сжатых элементах	0,90
	в растянутых элементах	1,05
	в остальных элементах	1,00
	Достижение бетоном предела прочности при растяжении на действие поперечной силы	

ДАННЫЕ ПО РАСЧЕТУ ГЛУБИНЫ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ

Таблица П3.1

Значения коэффициентов m_R и m_f для висячих свай

№ п/п	Способ погружения свай	m_R	m_f
1	Погружение свай с закрытым нижним концом забивкой молотом	1	1
2	Погружение в предварительно пробуренные скважины забивкой	1	0,5...1
3	Погружение с подмывом и с добивкой на последнем метре	1	0,9
4	Вибропогружение и вибровдавливание в грунты:		
	пески крупные и средней крупности	1,2	1
	пески мелкие	1,1	1
	пески пылеватые	1	1
	супеси, суглинки	0,9...0,8	0,9
глины	0,7...1	0,9...1	
5	Погружение свай с открытым нижним концом молотами	0,7...1	1

Таблица П3.2

Значения коэффициентов m_R и m_f для оболочек

Вид грунта	m_R	m_f
Пески	1...1,2	1
Супеси	0,9	0,9
Суглинки	0,8	0,9
Глины	0,7	0,9

Таблица П3.3

Расчетные сопротивления грунта R , тс/м², под нижним концом свай

Глубина погружения свай*, м	Пески**						
	Гравелистые	Крупные	–	Средней крупности	Мелкие	Пылеватые	–
	Глины при показателе текучести I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750	660/400	300	310/200	200/120	110	60
4	830	680/510	380	320/250	210/160	125	70
5	880	700/620	400	340/280	220/200	130	80
7	970	730/690	430	370/330	240/220	140	85
10	1050	770/730	500	400/350	260/240	150	90
15	1170	820/750	560	440/400	290	165	100
20	1260	850	620	480/450	320	180	110
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	560	380	210	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140

* Глубина погружения при планировке, срезке, подсыпке, намыве до 3 м принимается от уровня природного рельефа, а при 3...10 м — от условной отметки, расположенной на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки. Для гидротехнических сооружений минимальная глубина забивки свай составляет 4 м.

** Сопротивления для песка в графах даны в числителе, а для глины — в знаменателе.

Таблица П3.4

Значения коэффициентов f_i , тс/м², для свай и оболочек

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Пески						
	Крупные и средней крупности	Мелкие	Пылеватые	–	–	–	–
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,8	0,4	0,4
2	4,2	3	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5
3	4,8	3,5	2,5	2	1,4	0,8	0,7
4	5,3	3,8	2,7	2,2	1,6	0,9	0,8
5	5,6	4	2,9	2,4	1,7	1	0,8
6	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1	0,8
8	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1	0,8
10	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	2	1,1	0,8
20	7,9	5,6	4,1	3	2	1,2	0,8
25	8,6	6,1	4,4	3,2	2	1,2	0,8
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9
35	10	7	5	3,6	2,2	1,3	0,9

Примечания: 1. При определении значений f_i пласты грунтов необходимо расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

2. Для плотных песчаных грунтов величины f_i следует увеличивать на 30%.

ДАННЫЕ ПО МАТЕРИАЛАМ СВАЙ, МЕТАЛЛИЧЕСКОМУ ШПУНТУ И ТРУБАМ

Таблица П4.1

Значения модуля упругости E для бетона и стали, кгс/см²

Класс бетона (марка)	B20 (200)	B30 (300)	B40 (400)	B50 (500)	B60 (600)
Начальный модуль упругости	$2,75 \cdot 10^5$	$3,31 \cdot 10^5$	$3,67 \cdot 10^5$	$3,98 \cdot 10^5$	$4,08 \cdot 10^5$

Примечание. Для стальных свай $E = 2,1 \cdot 10^6$ кгс/см².

Таблица П4.2

Характеристика стального шпунта типа Ларсен

Номер профиля	Размер профиля, мм		Площадь поперечного сечения шпунтины A , см ²	Масса 1 пог. м шпунтины m , кг	Момент инерции I_x , см ⁴		Момент сопротивления W_x , см ³	
	b	H			Шпунтины	1 пог. м стенки	Шпунтины	1 пог. м стенки
Л-IV	400	204,5	94,4	74	4660	39 600	405	2200
Л-V	420	196	127,6	100	6243	50 943	461	3056
Л-VII	425	228	180,9	142	8925	97 663	567	4764

Таблица П4.3

Характеристики стальных труб

Наружный диаметр d , мм	Толщина стенки δ , мм	Вес 1 пог. м q , кг	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции r , см
426	12	122,52	156	14,17
480	12	138,49	176,6	16,6
530	12	153,29	197	18,3
630	12	182,88	233	21,8
720	12	209,5	267	25
820	12	239,1	304	28,6
820	14	278,3	354	28,5
920	12	268,7	342	32,1
920	14	312,8	399	32,1
1020	12	298,3	380	35,7

ЛИТЕРАТУРА

1. Кульмач П.П., Филиппенок В.З., Заритовский Н.Г. Морские гидротехнические сооружения. Ч. 2. Причальные, шельфовые и берегоукрепительные сооружения / ЛВВИСУ. Л.: 1991.
2. Кульмач П.П., Филиппенок В.З., Заритовский Н.Г. Морские гидротехнические сооружения. Ч. 1. Основы морской гидрологии и оградительные сооружения / ЛВВИСУ. Л.: 1990.
3. СНиП 2.06.01-86. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.
4. ВСН 3-80/ММФ. Инструкция по проектированию морских причальных сооружений. М.: ЦРИА Морфлот, 1981.
5. СНиП 2.06.04-82*. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). М.: ЦИТП Госстроя СССР, **1996.**
6. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.
7. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1982.
8. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
9. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
10. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М.: ЦИТП Госстроя СССР, **1986.**
11. ВСН 6/118-74. Указания по обеспечению долговечности бетонных и железобетонных конструкций морских гидротехнических сооружений. М.: Рекламинформбюро ММФ, 1976.
12. ВСН 9-69. Указания по расчету общей устойчивости портовых причальных сооружений по методу разрушающих усилий. М.: Союзморниипроект–Ленморниипроект, 1971.
13. Дмитриев И. И., Филиппенок В. З. Морские гидротехнические сооружения: Руководство по выполнению курсового проекта свайного причального сооружения. СПб.: СПбВВИСУ, 1992.