

# Серия внутривузовских методических указаний СибАДИ

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования  
«Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ)»

Кафедра «Мосты и тоннели»

**А.С. Нестеров, В.А. Гриценко**

## **ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАЙНЫХ И СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ ОПОР МОСТОВ**

*Методические указания к курсовой работе*

Омск ▪ 2018

*Рецензент*

канд. техн. наук, доц. А.С. Александров (СибАДИ)

Работа утверждена редакционно-издательским советом СибАДИ в качестве методических указаний.

**Нестеров, Андрей Сергеевич.**

**Н56 Проектирование свайных и столбчатых фундаментов опор мостов** [Электронный ресурс] : методические указания к курсовой работе / А.С. Нестеров, В.А. Гриценко. – (Серия внутривузовских методических указаний СибАДИ). – Электрон. дан. – Омск : СибАДИ, 2018. – Режим доступа:....., свободный после авторизации. – Загл. с экрана.

Изложены методики определения расчетного сопротивления грунта, проектирования свайных и столбчатых фундаментов опор мостов, определения длины и несущей способности свай и столбов по сопротивлению грунта. Даны основные расчетные выражения.

Имеют интерактивное оглавление в виде закладок.

Рекомендованы обучающимся по специальности 08.05.02 «Строительство, эксплуатация, восстановление и техническое прикрытие автомобильных дорог, мостов и тоннелей».

Подготовлены на кафедре «Мосты и тоннели».

Текстовое (символьное) издание (3 МБ)

Системные требования: Intel, 3,4 GHz; 150 Мб; Windows XP/Vista/7; DVD-ROM;  
1 Гб свободного места на жестком диске; программа для чтения pdf-файлов:  
Adobe Acrobat Reader; Foxit Reader

Техническая подготовка В.С. Черкашина

Издание первое. Дата подписания к использованию  
Издательско-полиграфический комплекс СибАДИ. 644080, г. Омск, пр. Мира, 5  
РИО ИПК СибАДИ. 644080, г. Омск, ул. 2-я Поселковая, 1

© ФГБОУ ВО «СибАДИ», 2018

## 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Курсовая работа по дисциплине "Основания и фундаменты транспортных сооружений" состоит из пояснительной записки и одного листа чертежей. В работе необходимо запроектировать вариант фундамента с вертикальными сваями или столбами промежуточной опоры автодорожного моста.

Цель настоящих указаний облегчить студентам выполнение курсовой работы, научить их пользоваться литературой по вопросам проектирования фундаментов опор мостов и применять ЭВМ в расчетах фундаментов. Методические указания состоят из трех частей. В первой части приведены пояснения к исходным данным и общие указания по выполнению курсовой работы. Во второй части рассматривается проектирование фундамента, в третьей - оформление чертежа.

Выполнение курсовой работы рекомендуется вести в такой последовательности, в которой изложены разделы настоящих методических указаний.

Из этих же разделов должна состоять пояснительная записка к работе.

### *Исходные данные*

Исходные данные для выполнения курсовой работы приведены в табл. 1 – 3 и пояснены рис. 1 и 2.

Таблица 1

#### **Нагрузки, действующие на уровне обреза ростверка**

№ варианта	Расчетные нагрузки вдоль оси моста			Расчетные нагрузки поперек оси моста			Вертикальная нормативная нагрузка $p$ , кН
	$P'$ , кН	$F'_x$ , кН	$M'_y$ , кН·м	$P'$ , кН	$F'_y$ , кН	$M'_x$ , кН·м	
1	11865	328	3156	10760	892	10095	9100
2	21559	361	1330	22740	2106	3451	20169
3	42405	818	15970	41405	2691	18152	39192
4	38221	505	10307	37106	1562	13801	36710
5	50748	740	18750	49248	1230	20984	48650
6	30957	551	14178	29975	979	15499	27210
7	18954	639	6857	18034	1044	9590	17365
8	28082	720	10566	27207	1050	15196	25625
9	15114	617	7117	14016	954	15761	12935
10	19098	353	10630	17428	560	13640	15850

В таблице 1 даны расчетные сочетания нагрузок, действующие в направлениях вдоль и поперек оси моста, приведенные к уровню обреза фундамента. Эти данные используются для определения числа несущих элементов и схемы их размещения. Вертикальная нормативная нагрузка в последнем столбце табл. 1 используется для расчета осадки фундамента.

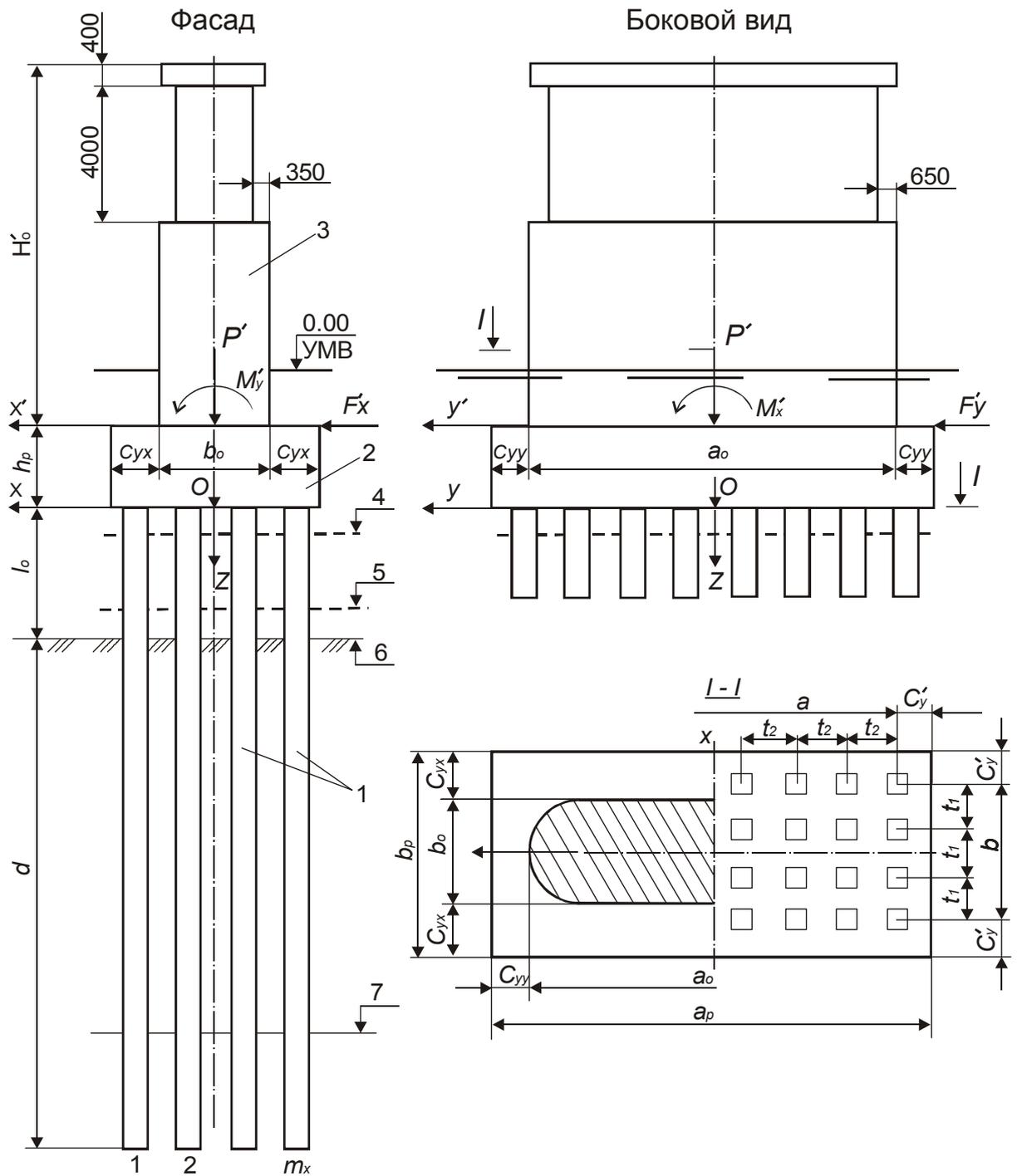


Рис. 1. Схема фундамента с вертикальными несущими элементами  
 1– несущие элементы (сваи или столбы); 2– ростверк; 3– опора;  
 4– отметка дна реки до размыва; 5– отметка уровня общего размыва;  
 6– отметка уровня местного размыва; 7– отметка кровли второго слоя  
 грунта

Данные геологического разреза, размеры опоры и тип несущих элементов

№ варианта	Отметка дна реки, м	Отметка уровня общего размыва, м	Отметка уровня местного размыва, м	Отметка кровли второго слоя, м	Размеры опоры в плане, м		Высота опоры, $H'_o$ , м	Тип несущего элемента
					$a_o$	$b_o$		
1	-2,3	-3,0	-3,5	-15,7	7,0	1,8	9,6	Железобетонные сваи сплошного сечения 35x35
2	-3,0	-3,5	-4,2	-13,5	12,7	4,0	12,1	Сваи-оболочки $d_c=1.2$ м
3	-1,5	-3,5	-5,0	-28,5	14,8	4,3	22,0	Сваи-оболочки $d_c=0.6$ м
4	-3,5	-5,0	-6,5	-19,5	16,5	4,2	23,0	Сваи-оболочки $d_c=1.2$ м
5	-6,0	-6,5	-7,6	-20,3	17,1	4,8	20,5	Железобетонные сваи сплошного сечения 40x40
6	-2,1	-3,1	-4,0	-17,2	9,7	2,8	15,5	Сваи-оболочки $d_c=0.6$ м
7	-3,5	-4,1	-5,0	-25,1	7,0	1,8	10,8	Железобетонные сваи сплошного сечения 40x40
8	-4,8	-6,0	-8,0	-20,2	10,0	3,0	12,7	Сваи-оболочки $d_c=1.2$ м
9	-3,8	-4,6	-5,0	-18,5	5,4	1,9	13,0	Железобетонные сваи сплошного сечения 40x40
10	-3,0	-3,5	-4,5	-17,0	8,0	2,0	10,1	Железобетонные сваи сплошного сечения 35x35

В таблице 2 в соответствии с рис.2, указаны характерные отметки геологического разреза по оси опоры, а также отметки уровня общего и местного размыва дна реки у фундамента. За нулевую отметку везде принята отметка уровня меженных вод. В каждом варианте задания основание – двухслойное. Мощность второго слоя следует считать неограниченной. В табл.2 так же приведены размеры сечения опоры на уровне обреза ростверка (см. рис.1):  $a_o$  и  $b_o$ . Сечение опоры имеет вытянутую поперек оси моста форму с закруглениями, радиус которых  $r_o=b_o/2$ . Кроме того в табл.2 указаны высота опоры  $H'_o$  и тип несущих элементов фундамента.

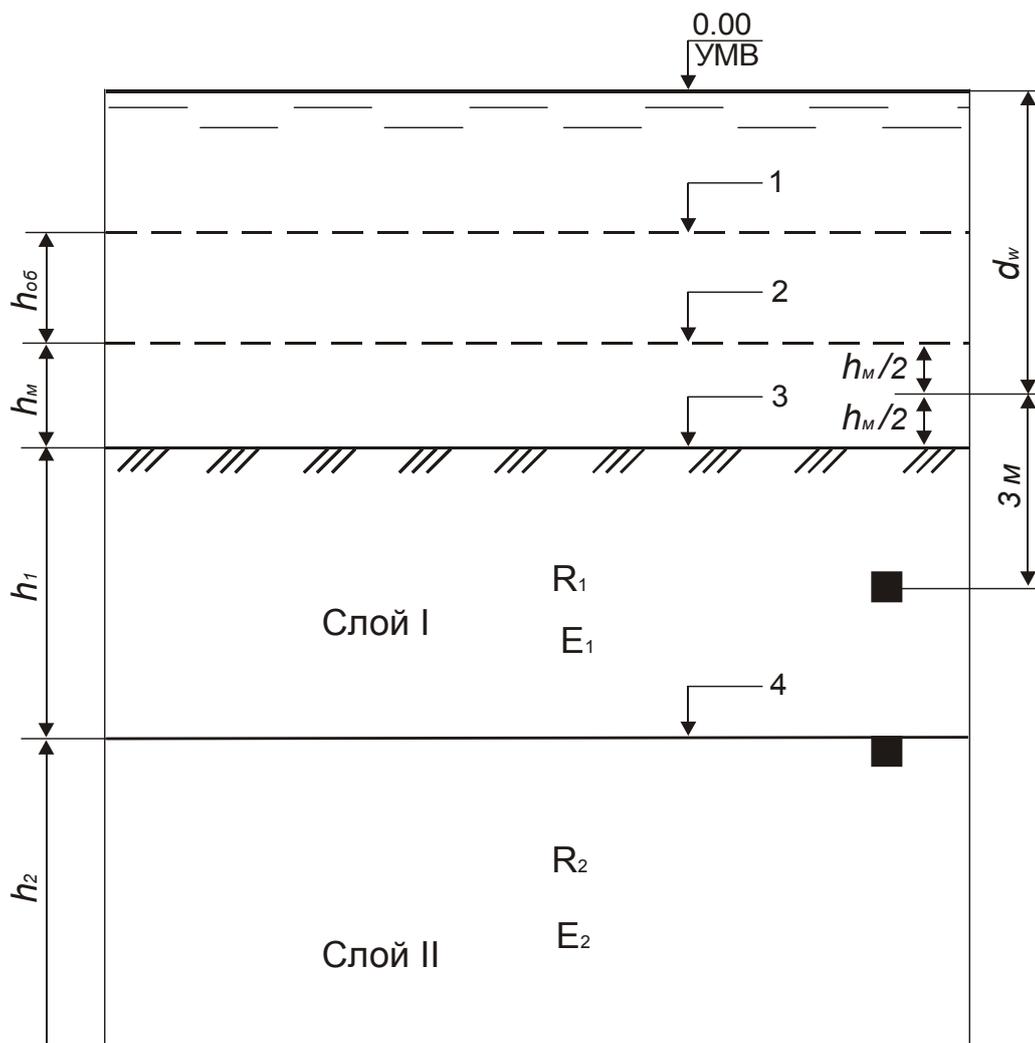


Рис.2. Геологический разрез по оси опоры  
 1– отметка дна реки до размыва; 2– отметка уровня  
 общего размыва; 3– отметка уровня местного размыва;  
 4– отметка кровли второго слоя грунта

Физические и механические характеристики грунтов основания приведены в таблице 3. Для каждого слоя грунта указано минимальное количество независимых физических характеристик. Так, для несвязного грунта /песок/ даны: наименование, плотность частиц грунта  $\rho_s$  и природная влажность  $w$  в долях единицы. Для пылеватого - глинистого грунта приведены: плотность частиц грунта  $\rho_s$ , природная влажность  $w$ , влажность на границе текучести  $w_L$  и влажность на границе раскатывания  $w_p$ . Поскольку все слои грунта залегают ниже горизонта вод, их следует считать двухфазными со степенью влажности  $S_r=1$ .

Из механических характеристик заданы модуль деформации грунта  $E$  и расчетные параметры прочности грунта на сдвиг, используемые в расчетах по первой группе предельных состояний: угол внутреннего трения  $\varphi_I$  и удельное сцепление  $c_I$ .

Физические и механические характеристики грунтов основания

№ варианта	№ слоя грунта	Грунт	$\rho_{s_3}$ т/м	$W$	$W_L$	$W_p$	$E$ , МПа	$\varphi_1$ , град	$C_1$ , кПа
1	I	Суглинок	2,70	0,29	0,38	0,22	4,5	22	13
	II	Глина	2,76	0,32	0,50	0,26	14,0	12	30
2	I	Супесь	2,68	0,24	0,27	0,21	8,7	26	8
	II	Глина	2,75	0,28	0,44	0,22	18,0	14	20
3	I	Песок мелкий	2,64	0,26	-	-	9,0	30	-
	II	Песок средне-зернистый	2,65	0,22	-	-	27,0	34	-
4	I	Песок мелкий	2,65	0,25	-	-	8,3	30	-
	II	Глина	2,75	0,29	0,46	0,22	21,0	18	35
5	I	Песок пылеватый	2,64	0,30	-	-	7,5	28	-
	II	Песок средне-зернистый	2,66	0,21	-	-	25,0	32	-
6	I	Суглинок	2,71	0,29	0,39	0,22	4,4	20	10
	II	Глина	2,75	0,31	0,48	0,21	8,0	12	20
7	I	Суглинок	2,71	0,28	0,36	0,21	6,5	20	12
	II	Глина	2,74	0,30	0,44	0,26	18,0	16	36
8	I	Суглинок	2,71	0,29	0,38	0,22	4,5	22	8
	II	Глина	2,74	0,37	0,47	0,27	12,0	16	22
9	I	Суглинок	2,71	0,29	0,37	0,22	7,5	22	15
	II	Глина	2,75	0,25	0,41	0,23	17,0	16	33
10	I	Глина	2,74	0,33	0,43	0,25	8,9	14	23
	II	Глина	2,75	0,31	0,47	0,27	16,5	16	37

## 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА

### 2.1. Оценка грунтов основания

#### 2.1.1. Определение физических характеристик грунтов

По исходным физическим характеристикам грунтов основания (табл.2). рассчитываются их производные характеристики.

Для глинистого грунта вычисляют:

- коэффициент пористости

$$e = \rho_s \cdot W / \rho_w, \quad (1)$$

где  $\rho_w$  – плотность воды, принимаемая равной 1 т/м<sup>3</sup>;

- плотность грунта, т/м<sup>3</sup>

$$\rho = \frac{(1 + W) \cdot \rho_s}{1 + e}; \quad (2)$$

- удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>

$$\gamma = \rho g , \quad (3)$$

где  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$  - ускорение свободного падения;

- удельный вес частиц грунта, кН/м<sup>3</sup>

$$\gamma_s = \rho_s g ; \quad (4)$$

- плотность грунта во взвешенном состоянии, т/м<sup>3</sup>

$$\rho_s = \frac{(\rho_s - \rho_w)}{1 + e} ; \quad (5)$$

- удельный вес грунта во взвешенном состоянии, кН/м<sup>3</sup>

$$\gamma_s = \rho_s g ; \quad (6)$$

- число пластичности

$$J_p = W_L - W_p ; \quad (7)$$

- показатель текучести

$$J_L = \frac{W - W_p}{J_p} \quad (8)$$

На основании ГОСТ 25100 [2] по найденному значению  $J_p$  уточняют разновидность глинистого грунта (супесь, суглинок, глина) (прил.1 табл. П.1), а по значению  $J_L$  - его консистенцию (прил.1 табл. П.2).

Для песчаного грунта вычисляют: коэффициент пористости  $e$  по выражению (1); плотность грунта  $\rho$  по выражению (2); удельный вес грунта  $\gamma$  по выражению (3); удельный вес частиц грунта  $\gamma_s$  по выражению (4); удельный вес грунта во взвешенном состоянии  $\gamma_s$  по выражению (6).

Разновидность песков по степени плотности устанавливается в зависимости от его коэффициента пористости  $e$  по ГОСТ 25100 [2] (прил.1. табл. П.3).

Результаты расчетов необходимо свести в таблицу 4.

Физические характеристики грунтов основания

№ слоя основания	Коэффициент пористости $e$	Плотность грунта $\rho$ , т/м <sup>3</sup>	Удельный вес грунта $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Удельный вес частиц грунта $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	Плотность грунта во взвешенном состоянии $\rho_s$ , т/м <sup>3</sup>	Удельный вес грунта во взвешенном состоянии $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	Число пластичности $J_p$	Показатель текучести $J_L$	Разновидность грунта
1									
2									
3									

### 2.1.2. Оценка несущей способности и сжимаемости грунтов

Несущую способность грунтов оценивают послойно сверху вниз по геологическому разрезу по оси проектируемого фундамента (рис.2). Для каждого слоя нескального грунта определяют расчетное сопротивление грунта осевому сжатию  $R$  по формуле [3]:

$$R_i = 1,7\{ R_{0i} [ 1 + k_1 ( b_\phi - 2 ) ] + k_2 \gamma ( d_i - 3 ) \} + 14,7d_w, \quad (9)$$

где  $R_{0i}$  – условное сопротивление грунта, кПа, принимаемое по таб.1-3 в приложении 24 [3] в зависимости от вида грунта и его физических характеристик, установленных выше в п.2.1.1 (прил.2.3);

$b_\phi$  – ширина (меньшая сторона) подошвы фундамента, м, принимаемая при предварительной оценке грунтов основания равной минимальной ширине подошвы фундамента, м,  $b_\phi = b_0 + 2C_y$ , где  $C_y = 0,2 \dots 0,5$  м (при ширине более 6 м принимается  $b_\phi = 6$  м);

$d$  – глубина рассматриваемой точки, в которой определяется  $R$ , м, принимаемая от дна реки у опоры после понижения его уровня на глубину общего и половину местного размыва грунта (см. рис.2);

$k_1$  и  $k_2$  – коэффициенты, принимаемые по прил.4;

$\gamma$  – осредненное по слоям расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента, вычисленное без учета взвешивающего действия воды; допускается принимать  $\gamma = 19,62$  кН/м<sup>3</sup>;

Для глин и суглинков в основаниях фундаментов мостов, расположенных в пределах постоянных водотоков,  $R$  следует повышать на величину, равную  $14,7d_w$ , кПа, где  $d_w$  – глубина воды, м, от уровня меженных вод до уровня от которого отсчитывается глубина  $d$  (см. рис.2).

Для первого слоя грунта значение  $R$  определяют на глубине  $d=3$  м, а для второго слоя – на уровне его кровли.

Грунты, у которых  $R$  не нормируется (отсутствуют в таблицах норм), относятся к категории малопрочных (слабых). Они, как правило, не могут служить естественными основаниями фундаментов опор мостов.

После определения  $R$  их численные значения на соответствующих глубинах показывают на геологическом разрезе (см. рис.2). Здесь же приводят значения модулей деформации грунтов  $E$ . Для малопрочных грунтов на разрезе указывают:  $R$  не нормируется.

На основе анализа полученных значений в тексте пояснительной записки должно быть сделано краткое заключение о том, как распределяется несущая способность грунтов по глубине, указан грунт, обладающий наиболее высокой несущей способностью. Наряду с анализом  $R$  необходимо по-слойно оценить сжимаемость грунтов по значениям  $E$ .

Результаты оценки несущей способности и сжимаемости грунтов в дальнейшем используют при выборе рациональной длины свай и столбов.

## ***2.2. Выбор отметок обреза и подошвы ростверка***

Для фундаментов промежуточных опор мостов отметку плоскости обреза ростверка назначают обычно на 0,5...1,0 м ниже уровня меженных вод.

Отметка подошвы ростверка определяется отметкой обреза и необходимой по расчетным и конструктивным соображениям его толщиной. Толщина ростверка зависит от его размеров в плане и диаметра ствола несущих элементов. Размеры в плане определяются условием размещения необходимого количества несущих элементов.

Первоначально толщину ростверка можно принять  $h_p = 1,4... 2,0$  м при диаметре ствола свай до 0,6 м и  $h_p = 2,0...3,0$  м при большем диаметре несущих элементов.

## ***2.3. Выбор типа, размеров и материала несущих элементов***

При выполнении курсовой работы тип несущего элемента указан в задании табл.2.

Расчетная длина свай и столбов (глубина погружения) определяется отметками подошвы ростверка и кровли несущего слоя грунта. Несущий слой грунта выбирают по данным п. 2.1.2. Сваи и столбы, как правило, должны быть заглублены в слой грунта, обладающий высокой несущей способностью. Величина заглубления свай в несущий слой определяется расчетом и должна быть не менее 0,5 м при нескальных грунтах несущего слоя, представленных крупнообломочными грунтами, гравелистыми, крупными и среднезернистыми песками, а также пылевато-глинистыми грунтами с показателем текучести  $J \leq 0,1$ . При других нескальных грунтах несущего слоя величина заглубления должна быть не менее 1,0 м.

Полная длина несущих элементов должна устанавливаться с учетом их заделки в ростверк. Сваи должны быть заделаны в ростверк: при толщине ствола свай  $d_c < 0,60$  м - на  $2d_c$ ; при  $d_c > 0,60$  м - на 1,20 м. Допускается также

заделка свай в ростверк на величину не менее 10 см при условии, что остальная часть заделки обеспечивается выпусками стержней продольной арматуры на длине, определяемой расчетом, но не менее 30 диаметров стержней при арматуре периодического профиля и 40 диаметров стержней при гладкой арматуре.

Железобетонные сваи сплошного сечения в фундаментах опор мостов обычно применяются сечениями 30х30, 35х35 и 40х40 см. При этом следует ориентироваться на типовые сваи, конструкция, размеры и армирование которых даны в табл. 5,6. Для таких свай используется бетон классов В20...В35. Длина свай изменяется через 1 м.

В табл.5 приведены данные по типовым трещиностойким (с раскрытием трещин до 0,1 мм) сваям сплошного сечения длиной до 18 м из обычного железобетона, применяемые в настоящее время с высокими ростверками.

Таблица 5

**Данные по типовым трещиностойким сваям из обычного железобетона для мостовых опор**

Сечение свай, см	Площадь сечения, м <sup>2</sup>	Момент инерции сечения, м <sup>4</sup>	Длина, м	Класс бетона	Тип армирования
35х35	0,1225	0,001225	6 - 12	В25	2 - 7
			13	В30	2 - 7
			14	В30	3 - 7
			15 - 16	В30	4 - 7
40х40	0,16	0,002133	8 - 12	В30	3 - 8
			13	В35	3 - 8
			14, 15	В35	4 - 8
			16, 17	В35	5 - 8
			18	В35	6 - 8

Примечание. Каждой свае присваивается марка. Например, СМ12-35Т4 означает: С - свая; М - мостовая; 12 - длина, м; 35 - сторона сечения, см; Т - трещиностойкая; 4 - тип армирования, определяющий число и диаметр рабочей арматуры в соответствии с табл.6.

Таблица 6

**Данные по армированию типовых железобетонных свай сплошного сечения**

Тип армирования	1	2	3	4	5	6	7	8
Рабочая арматура	4Ø20	4Ø25	4Ø28	4Ø32	12Ø20	8Ø28	12Ø25	12Ø28

Примечание. Стержни рабочей арматуры располагаются в углах сечения свай по одному (тип армирования 1-4), по два (тип армирования 6) или по три (тип армирования 5,7 и 8). Защитный слой бетона рабочей арматуры – 30 мм. Арматура класса А-II.

Типовые сборные полые круглые сваи и сваи-оболочки (табл.7) изготавливаются из обычного или предварительно напряженного железобетона. Для них используется бетон класса В35. Бетон заполнения внутренней полости свай диаметром 0,4...1,2 м должен иметь класс не ниже В20, а свай диаметром 1,6 м - не ниже В25. В грунтах, имеющих невысокую несущую способность, внутренняя полость полых круглых свай и сваи-оболочек может бетоном не заполняться. Возможность использования незаполненных свай должна проверяться расчетом ствола на усилия от эксплуатационных нагрузок.

Конструкции типовых сборных полых круглых свай и свай-оболочек приведены в типовом проекте [9] и учебнике [4].

Таблица 7

**Данные по полым круглым сваям и сваям-оболочкам**

Параметры	Наружный диаметр, м		
	0,6	1,2	1,6
Толщина стенки, см	10	12	12
Площадь сечения оболочки, м <sup>2</sup>	0,15708	0,40715	0,55795
Площадь сечения ядра, м <sup>2</sup>	0,12566	0,72382	1,45267
Момент инерции сечения оболочки, м <sup>4</sup>	0,005105	0,060095	0,153770
Момент инерции сечения ядра, м <sup>4</sup>	0,001257	0,041692	0,167929
Число стержней рабочей арматуры, шт	16	40	56
Радиус арматуры, см	25,0	53,7	73,7
Площадь арматуры при $\mu=2(2)\%$ , см <sup>2</sup>	32	80	113
Площадь арматуры при $\mu=2,5(3)\%$ , см <sup>2</sup>	41	126	176
Площадь арматуры при $\mu=3(5)\%$ , см <sup>2</sup>	50	196,4	275
Длина секции, м	4...12	6...12	4...12

Примечание: 1. В скобках указаны проценты армирования свай-оболочек. 2. Сваи из обычного железобетона имеют рабочую арматуру класса А-II. Диаметр стержней рабочей арматуры с армированием  $\mu=2\%$  - 16 мм; с  $\mu=2,5\%$  - 18 мм; с  $\mu=3\%$  - 20 мм; с  $\mu=5\%$  - 25 мм.

3. Длина звеньев изменяется через 2 м.

Учитывая вышеизложенное и пользуясь табл. 5-7, назначают полную длину несущего элемента, выбирают размеры его поперечного сечения и материал.

Для железобетонных свай сплошного сечения на данном этапе проектирования устанавливают только длину и размеры поперечного сечения. Армирование свай и их марку определяют расчетом прочности и трещиностойкости материала ствола после вычисления усилий и моментов, действующих на сваи, как рассмотрено далее в п.

Наружный диаметр полых круглой сваи и сваи-оболочки указан в задании. Полная длина несущего элемента из сборных оболочек должна состояться из отдельных секций стандартных длин (полная длина сваи должна быть кратной 2 м).

#### **2.4. Определение несущей способности сваи или столба на осевую нагрузку по сопротивлению грунта**

Несущую способность  $F_d$ , кН (рис.3), висячей забивной сваи и сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (10)$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый  $\gamma_c = 1$ ;

$R$  - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, принимаемое по прил.5;

$A$  - площадь опирания на грунт сваи,  $m^2$ , принимаемая по площади поперечного сечения сваи брутто или по площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру, или по площади сваи-оболочки нетто;

$u$  - наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

$f_i$  - расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по прил.6;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

$\gamma_{cR}$ ,  $\gamma_{cf}$  - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по прил.7.

При определении  $R$  и  $f_i$  глубина погружения нижнего конца сваи и средняя глубина расположения слоя грунта принимается от уровня дна реки после общего размыва (рис.3).

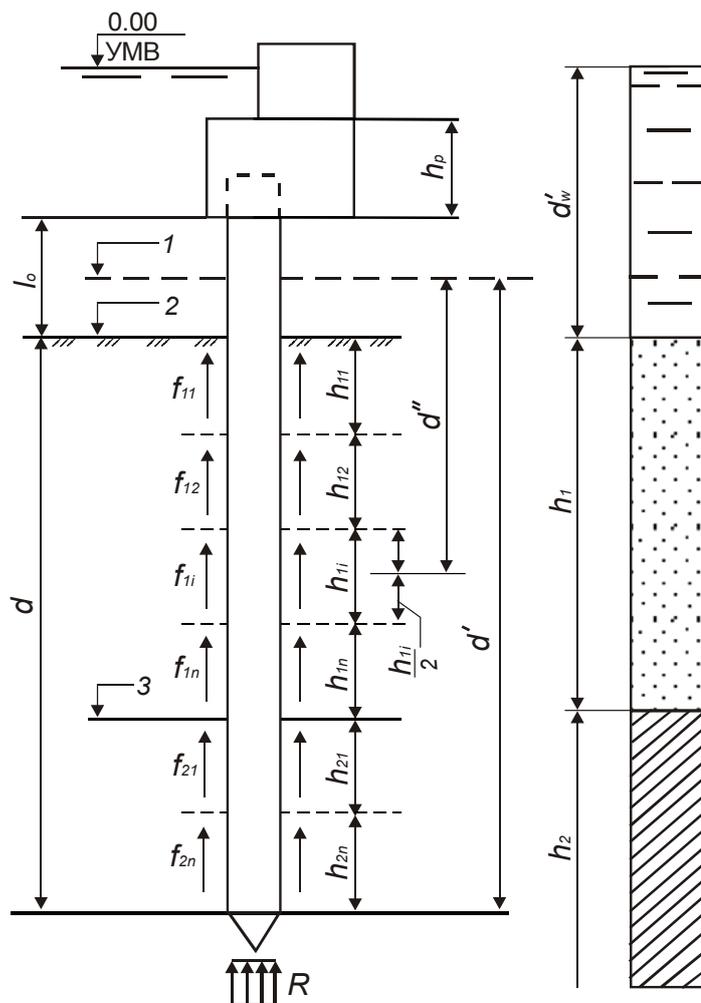


Рис.3. Схема к определению несущей способности висячей сваи:  
 1 - отметка уровня общего размыва; 2 - отметка уровня местного размыва; 3 – отметка кровли второго слоя

Расчетное сопротивление сваи по грунту определяют по формуле

$$P_{\Gamma} = \gamma_{c1} F_d / \gamma_k, \quad (11)$$

где  $\gamma_k$  – коэффициент надежности для фундаментов опор мостов, принимаемый равным 1,4 при сваях-стойках всегда, а при висячих сваях – при низком ростверке; при высоком ростверке и висячих сваях  $\gamma_k$  принимается в зависимости от общего числа несущих элементов в фундаменте  $n$  (табл.8):

Таблица 8

$n$	1 – 5	6 – 10	11 – 20	$\geq 21$
$\gamma_k$	1.75	1.65	1.55	1.40

$\gamma_{c1}$  – коэффициент условия работы сваи или столба в грунте принимаемый при вертикальных висячих несущих элементах по табл.9 в зависимости от числа рядов свай на плоской схеме фундамента (т.е. числа их рядов, расположенных перпендикулярно к плоскости действия внешних нагрузок) и отношения наименьшего продольного усилия в несущих элементах  $N_{min}$  к наибольшему  $N_{max}$ , ( $\nu = N_{min} / N_{max}$ ). Первоначально следует принимать  $\gamma_{c1}=1,0$ .

Значения  $\gamma_k$  и  $\gamma_{cl}$  в процессе проектирования фундамента уточняются, т.к. значения  $n$  и  $\nu$  неизвестны.

Таблица 9

Значения  $\gamma_{cl}$  для фундаментов с вертикальными несущими элементами

Число рядов на плоской схеме фундамента	Значения $\gamma_{cl}$ при		
	$\nu \leq 0,1$	$0,1 < \nu \leq 0,3$	$0,3 < \nu \leq 0,4$
4	1,10	1,10	1,10
5 – 7	1,15	1,15	1,10
$\geq 8$	1,20	1,15	1,10

Для определения количества несущих элементов в фундаменте необходимо вычислить расчетное сопротивление сваи, уменьшенное на значение ее собственного веса:

$$P'_r = P_r - g_c \quad (12)$$

где  $P_r$  – расчетное сопротивление сваи по грунту по выражению (11);

$g_c$  – собственный вес несущего элемента (для висячих свай и столбов, погруженных в несвязные грунты, определяется с учетом взвешивающего действия воды)  $g_c = h \cdot A \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f$

здесь  $h = d + l_0$  (см. рис.3.);  $A$  – площадь сечения несущего элемента;  $\gamma_b$  – удельный вес бетона равный  $24 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma_f$  – коэффициент надежности – 1.1.

## 2.5. Определение характеристик жесткости несущих элементов

### 2.5.1. Определение характеристик сечения ствола несущих элементов

Вычисляют площадь поперечного сечения ствола сваи или столба  $A$  и момент инерции этого сечения относительно его собственной оси  $U$ .

Находят произведения  $EA$  и  $EJ$ , где  $E$  – модуль упругости бетона, зависящий от его класса, принимается равным 0,8 от значений, приведенных в табл. 10.

Таблица 10

Класс бетона по прочности на сжатие	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа	27,0	28,5	30,0	31,5	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
(кгс/см <sup>2</sup> )	275	290	306	321	332	352	367	382	398	403	408

Для полых круглых свай и свай-оболочек, заполненных бетоном другого класса, а также для трубобетонных свай с металлической оболочкой ствола вычисляют приведенные значения:

$$EA = E_o A_o + E_{я} A_{я}; \quad (13)$$

$$EJ = E_o J_o + E_{я} J_{я}, \quad (14)$$

где  $A_o, A_y, J_o, J_y$  – площади и моменты инерции поперечного сечения оболочки и ядра заполнения;  $E_o$  и  $E_y$  – модули упругости материала оболочки и ядра заполнения соответственно.

### 2.5.2. Определение длины сжатия несущих элементов

Для висячих свай без уширенной подошвы с диаметром ствола  $d_c \leq 0,8$  м длину сжатия определяют по формуле

$$l_n = l_o + S_c EA / F_d, \quad (15)$$

где  $S_c = 0,007$  м, а для висячих несущих элементов с диаметром ствола  $d_c > 0,8$  м по формуле

$$l_n = l_o + d + EA / (C_n A_n), \quad (16)$$

где  $d$  – глубина погружения подошвы несущего элемента в грунт от уровня местного размыва, м;  $A$  – площадь подошвы несущего элемента, м<sup>2</sup>;  $C_n$  – коэффициент постели грунта под подошвой несущего элемента, кН/м<sup>3</sup>.

Коэффициент  $C_n$  определяют по формуле

$$C_n = 5K_n d / (\gamma_c d_n), \quad (17)$$

где  $K_n$  – коэффициент пропорциональности грунта под подошвой несущего элемента принимаемый по приложению 8, кН/м<sup>4</sup>;  $d_n$  – диаметр основания элемента, м;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый равным 3.

### 2.5.3. Определение коэффициента деформации

Коэффициент деформации сваи или столба вычисляют по формуле

$$\alpha_c = \sqrt[5]{Kd_p / (\gamma_c EJ)}, \quad (18)$$

где  $K$  – коэффициент пропорциональности грунта, окружающего верхнюю часть несущего элемента, принимается по приложению 8, кН/м<sup>4</sup>;  $d_p$  – расчетный диаметр (ширина) ствола несущего элемента, м;  $\gamma_c = 3$ .

В случае многослойных грунтов вычисляют приведенный коэффициент  $K$ , который определяется только для грунтов, залегающих с поверхности (от уровня местного размыва) в пределах глубины  $h_k$ , определяемой из выражения

$$h_k = 3,5d_c + 1,5 \quad (19)$$

где  $d_c$  – диаметр (ширина) ствола несущего элемента, м.

При двухслойной толще в пределах  $h_k$  формула для  $K$  имеет вид

$$K = [K_1 h_1 (h_1 + 2h_2) + K_2 h_2^2] / h_k^2 \quad (20)$$

где  $h_1$  и  $h_2$  – мощности первого и второго слоев грунта (сверху вниз) в пределах  $h_k$ , м;  $K_1$  и  $K_2$  – соответственно коэффициенты пропорциональности слоев грунта, кН/м<sup>4</sup>.

Если  $h_k \leq h_1$ , то  $K = K_1$ . Если  $h_k < h_1 + h_2$ , то  $h_2 = h_k - h_1$ .

Расчетный диаметр, м, ствола свай в выражении (20) определяют по формуле

$$d_p = K_\phi(1,5d + 0,5), \quad (21)$$

а для несущих элементов с  $d \geq 1$  м – по выражению

$$d_p = K_\phi K_e(d + 1), \quad (22)$$

где  $K_\phi$  – коэффициент формы, равный для круглых стволов 0,9, а для квадратных – 1.

Коэффициент  $K_e$  взаимного влияния столбов вычисляется по формуле

$$K_e = B_x + 0,5L(1-B_x)/(d+1),$$

где  $L$  – расстояние в свету, м, между столбами в расчетном направлении в плоскости ряда на уровне расчетной поверхности грунта;  $B_x$  – коэффициент, зависящий от числа столбов в ряду  $m_x$  ( $m_y$ ), принимается равным:

$$\begin{array}{l} m_x \text{ (y)} \dots 1 \quad 2 \quad 3 \quad \geq 4, \\ B_x \text{ (y)} \dots 1 \quad 0,6 \quad 0,5 \quad 0,45. \end{array}$$

#### **2.5.4. Определение приведенной глубины погружения**

Приведенная глубина погружения несущего элемента устанавливается по выражению

$$\bar{d} = \alpha_e d,$$

(23) где  $d$  – расчетная глубина погружения элемента ниже уровня местного размыва, м,

При  $\bar{d} > 4$  принимается  $\bar{d} = 4,0$ .

#### **2.5.5. Определение перемещений несущего элемента на уровне поверхности грунта от единичных усилий**

Перемещения определяют в зависимости от значения полученной по выражению (23) приведенной глубины  $\bar{d}$  и способа закрепления нижнего конца несущего элемента в грунте по формулам:

$$\delta_{FF} = A_{FF}/(\alpha_e^3 EJ); \quad \delta_{MF} = A_{MF}/(\alpha_e^2 EJ); \quad \delta_{MM} = A_{MM}/(\alpha_e EJ), \quad (24)$$

где  $A_{FF}$ ,  $A_{MF}$  и  $A_{MM}$  – безразмерные коэффициенты, принимаемые по приложению 9 в зависимости от способа закрепления нижнего конца элемента и  $\bar{d}$ . Значения  $\bar{d}$  округляются до ближайшего табличного значения. Интерполировать  $A_{FF}$ ,  $A_{MF}$  и  $A_{MM}$  не рекомендуется.

### **2.5.6. Определение перемещений несущего элемента от единичных усилий, приложенных на уровне подошвы ростверка**

Перемещения определяют по формулам:

$$\begin{aligned}\delta_1 &= l_0^3/(3EJ) + \delta_{MM} l_0^2 + 2 \delta_{MF} l_0 + \delta_{FF}; \\ \delta_2 &= l_0/(EJ) + \delta_{MM}; \\ \delta_3 &= l_0^2/(2EJ) + \delta_{MM} l_0 + \delta_{MF}.\end{aligned}\tag{25}$$

### **2.5.7. Определение характеристик жесткости несущих элементов**

Характеристики вычисляют по формулам:

$$\rho_1 = EJ/l_N; \quad \rho_2 = \delta_2/(\delta_1 \delta_2 - \delta_3^2); \quad \rho_3 = \delta_3/(\delta_1 \delta_2 - \delta_3^2).\tag{26}$$

## **2.6. Определение числа несущих элементов и схемы их размещения**

Количество несущих элементов в фундаменте рекомендуется определять из условия их прочности на осевую нагрузку по сопротивлению грунта

$$N_{max} \leq P'_Г,\tag{27}$$

$N_{max}$  – продольное усилие в голове наиболее нагруженного несущего элемента от невыгодного сочетания нагрузок, кН;  $P'_Г$  -расчетное сопротивление сваи по грунту, определяемое по выражению (12).

В большинстве случаев условие (27) является решающим для определения количества несущих элементов (в особенности для висячих свай и столбов).

Число несущих элементов определяется, исходя из схемы их равномерного размещения (это не исключает в последующем возможности использования и неравномерной расстановки свай и столбов).

В задании указано два сочетания расчетных нагрузок. Причем заранее неизвестно, какое из этих сочетаний является невыгодным. Следует иметь в виду, что большие значения горизонтальных сил и моментов в направлении поперек оси моста еще не означают невыгодность этого сочетания, так как и фундамент имеет более вытянутую форму в этой направлении.

Поэтому на начальном этапе одно из сочетаний нагрузок (произвольно) принимается за невыгодное. По нему находится число несущих элементов и размеры ростверка, а потом выполняются проверочные расчеты на второе сочетание нагрузок.

Рассмотрим расчет на нагрузки, действующие вдоль оси моста.

Определяют горизонтальную силу и момент относительно осей, проходящих через центр подошвы ростверка:

$$F_x = F_x'; \quad M_y = M_y' + F_x' h_p, \quad (28)$$

где  $h_p$  - высота ростверка, м.

Находят предварительный расчетный вес ростверка по его минимальным размерам в плане, зависящим от размеров опоры:

$$G_p = \gamma_f(b_0 + 2C_y)(a_0 + 2C_y) h_p \gamma_b, \quad (29)$$

где  $b_0$ , и  $a_0$  - размеры опоры в плане на уровне обреза ростверка (см. рис. I), м;  $C_y$ - минимальная ширина обреза, равная 0,2...0,5 м;  $\gamma_b$  - удельный вес материала ростверка (для железобетонных ростверков равный 24 кН/м<sup>3</sup>);  $\gamma_f$  коэффициент надежности по нагрузке (для постоянных нагрузок  $\gamma_f = 1,1$ ).

Число несущих элементов  $n$  определяют непосредственно из выражения

$$n = [P' + G_p + 0,5b M_y^0 / (\gamma_{mx} b^2 + d_m)] / P'_\Gamma \quad (30)$$

или из выражения, в котором приближенно учтен вес ростверка, приходящийся на каждый несущий элемент,

$$n = [P' + 0,5b M_y^0 / (\gamma_{mx} b^2 + d_m)] / (P'_\Gamma - \gamma_b h_p t_m^2), \quad (31)$$

где  $M_y^0 = M_y + c F_x$ ;  $\gamma_{mx} = (m_x + 1) / [12(m_x - 1)]$ ;  
 $d_m = 1 / (\rho_1 \delta_2)$ ;  $c = \rho_3 / \rho_2$ .

Величины  $P'$ ,  $F_x$ ,  $M_y$ ,  $G_p$ ,  $\gamma_b$ ,  $P'_\Gamma$ ,  $\rho_1$ ,  $\rho_2$ ,  $\rho_3$ ,  $\delta_2$  пояснены выше. Остальные величины в формулах (30) и (31) обозначают:  $b$  - расстояние между осями крайних несущих элементов в расчетном направлении (см. рис. I);  $m_x$  - число несущих элементов в ряду, параллельном расчетному направлению (в данном случае параллельном оси  $OX$ ).

Минимальное расстояние между осями соседних несущих элементов  $t_m$  (минимальный шаг) зависит от вида несущего элемента, диаметра (толщины) его ствола  $d_c$ . Для забивных висячих свай без уширений  $t_m = 3 \cdot d_c$ ; для свай-оболочек  $d_c + 1,0$  м.

Проектирование с использованием выражений (30) и (31) можно вести в последовательности, условно обозначаемой от  $b$  к  $a$  ( $b \rightarrow a$ ).

Принимают  $m_x$  и определяют расстояние между осями крайних несущих элементов

$$b = (m_x - 1)t_l, \quad (32)$$

где  $t_l$  - шаг несущих элементов в расчетном направлении, может быть принят  $t_l = t_m$ .

Если  $b < b_m$ , где

$$b_m = b_0 + 2(C_y - C_y'), \quad (33)$$

то принимают  $b = b_m$ , а  $t_1$  при этом увеличивают до значения  $t_1 = b_m / (m_x - 1)$ . В формуле (33)  $C_y'$  обозначает расстояние от оси крайнего несущего элемента до грани ростверка:  $C_y' = 0,5 d_c + 0,25$  м.

Затем определяют  $\gamma_{mx}$  и по выражению (30) или (31) находят число несущих элементов  $n$ .

Число рядов, параллельных расчетному направлению, будет

$$m_y = n / m_x \quad (34)$$

Значение  $m_y$  округляют до целого числа.

Определяют расстояние между осями крайних несущих элементов в поперечном направлении (см. рис. I):

$$a = (m_y - 1)t_2, \quad (35)$$

где  $t_2$  - шаг несущих элементов в поперечном направлении, принимаемый  $t_2 = t_m$ .

Если  $a < a_m$ , где

$$a_m = a_0 + 2(C_y - C_y'), \quad (36)$$

то  $t_2$  увеличивают до значения, определяемого как  $t_2 = a_m / (m_y - 1)$ .

Решение о количестве несущих элементов и размерах прямоугольного ростверка не является единственным. При таком порядке расчета каждому значению  $b$  ( $m_x$ ) будут соответствовать определенные расчетом  $a$  ( $m_y$ ) и  $n$ . Увеличение  $b$  ( $m_x$ ) приводит к уменьшению  $a$  ( $m_y$ ). При детальном проектировании выбирается оптимальный вариант. При выполнении курсовой работы достаточно добиться соизмеримости консолей свесов ростверка в обоих направлениях:

$$C_{yx} = 0,5(b_p - b_0) \quad \text{и} \quad C_{yy} = 0,5(a_p - a_0). \quad (37)$$

Размеры прямоугольного ростверка в плане

$$b_p = b + 2 C_y'; \quad a_p = a + 2 C_y'. \quad (38)$$

После определения размеров ростверка по выражениям (38) уточняют его вес и, если он отличается от первоначально принятого, вновь определяют число свай  $n$  из выражения (30).

При проектировании может быть принят и обратный порядок - от  $a$  к  $b$  ( $a \rightarrow b$ ).

После определения числа несущих элементов и схемы их размещения вычисляют наибольшее  $N_{max}$  и наименьшее  $N_{min}$  продольные усилия в элементах по формуле

$$N_{min}^{max} = (P' + G_p) / n \pm 0,5 b M_y / J_y. \quad (39)$$

В выражении (39) приведенный момент инерции свайного поля  $J_y^o$  относительно оси  $OY$  при равномерном размещении свай определяется как

$$J_y^o = n(\gamma_{mx}b^2 + d_m), \quad (40)$$

а при неравномерном размещении свай находится непосредственным суммированием значений  $x_i^2$ :

$$J_y^o = \sum x_i^2 + nd_m, \quad (41)$$

где  $x_i$  - координата центра сечения каждого несущего элемента.

В зависимости от общего числа несущих элементов  $n$ , числа несущих элементов в ряду  $m_x$  уточняют значения коэффициентов  $\gamma_k$  и  $\gamma_{cl}$  и по выражений (11) определяют  $P_\Gamma$ , а по выражению (12) вновь находят  $P'_\Gamma$ . Если полученное значение  $P'_\Gamma$  отличается от первоначально принятого, то необходимо повторить расчет и вновь найти число несущих элементов  $n$  и схему их размещения.

После определения числа несущих элементов и схемы их размещения от нагрузок принятого направления необходимо найти  $N_{max}$  и  $N_{min}$  от нагрузок другого направления.  $N_{max}$  и  $N_{min}$  от нагрузок, действующих поперек оси моста, вычисляют по выражению, аналогичному (39), в котором вместо  $b$ ,  $M_y^o$  и  $J_y^o$  учитывают соответственно величины  $a$ ,  $M_x^o$  и  $J_x^o$ . Приведенный момент инерции  $J_x^o$  относительно оси  $OX$  определяют по формулам, аналогичным формулам (40) и (41), в которые вместо  $b$  подставляют  $a$ , а вместо  $x_i - y_i$ . При этом  $\gamma_{my}$  определяют в зависимости от  $m_y$ . Обобщенный момент  $M_x^o = M_x + cF_y$ .

Если от нагрузок второго направления не соблюдается условие (27), то это направление будет более невыгодным, чем первоначально принятое, и фундамент следует вновь перепроектировать с учетом нагрузок этого направления (определить вновь  $n$  и схему размещения несущих элементов).

Число несущих элементов и схему их размещения при действии нагрузок поперек оси моста определяют по методике и формулам, аналогичным рассмотренным выше. В этом случае везде вместо  $b$  учитывается  $a$  (и наоборот), изменяются обозначения координат и координатных индексов ( $x$  на  $y$  и наоборот).

Если определенные по формулам (32) и (35)  $b$  и  $a$  при  $t_1 = t_2 = t_m$  получатся меньше  $b_m$  и  $a_m$ , то для уменьшения  $n$  возможно размещать несущие элементы более концентрированно у боковых граней ростверка, чем в его середине (неравномерно). Число свай в этом случае уточняют непосредственно из условия (27) при определении  $N_{max}$  по выражению (39) с использованием зависимости (41).

## **2.7. Вычисление усилий, моментов в несущих элементах на уровне подошвы ростверка и определение его перемещений**

От нагрузок, действующих вдоль и поперек оси моста, определяют продольные усилия  $N_i$  в несущих элементах каждого ряда, изгибающие моменты  $M^e$  и поперечные силы  $Q^e$ . Для фундаментов с вертикальными несущими элементами  $M^e$  и  $Q^e$  получаются одинаковыми во всех элементах.

Продольное усилие в любом несущем элементе от нагрузок, действующих вдоль оси моста:

$$N_i = (P' + G_p)/n + M_y^o x_i / J_y^o. \quad (42)$$

Изгибающий момент в голове элемента

$$M_y^e = F_x c / n - M_y^o d_m / J_y^o. \quad (43)$$

Поперечная сила в голове элемента

$$Q^e = F_x / n. \quad (44)$$

Затем определяют перемещения ростверка: горизонтальное смещение

$$u_x = F_x / (n \rho_2) + M_y^o c / (\rho_1 J_y^o) \quad (45)$$

и угол поворота

$$\omega_y = M_y^o / (\rho_1 J_y^o). \quad (46)$$

Проверкой правильности вычислений служат условия равновесия:

$$\sum_{i=1}^n N_i = P' + G_p; \quad \sum_{i=1}^n N_i x_i - n M_y^e = M_y; \quad n(\rho_2 u_x - \rho_3 \omega_y) = F_x. \quad (47)$$

Расчет на нагрузки поперечного направления выполняют по тем же формулам (42) - (47), в которых нужно изменить обозначения координатных осей.

## **2.8. Определение моментов, поперечных и продольных сил и реактивных давлений грунта в несущем элементе ниже поверхности грунта**

Эти данные необходимы для оценки прочности стволов несущих элементов и их устойчивости в грунте в сечениях ниже поверхности грунта (уровня местного размыва).

Изгибающие моменты  $M_z$ , поперечные силы  $Q_z$  в несущем элементе и реактивные давления грунта  $p_z$  на его боковую поверхность определяются на ПК по специально разработанной программе КОСТ2. Программа обеспечивает получение  $M_z$ ,  $Q_z$  и  $p_z$  на приведенной глубине  $0 \leq z \leq 3$  с интервалом  $\Delta z = 0,2$  и на глубине  $3 < z \leq 4$  с интервалом  $0,5$ .

Приведенная глубина  $z$  определяется как

$$\bar{Z} = \alpha_e Z, \quad (48)$$

где  $\alpha_e$  - коэффициент деформации по выражению (18), 1/м;

$Z$  - фактическая глубина от поверхности грунта ( подошвы ростверка при его заглублении в грунт), м.

Исходными данными для расчета, которые заносят в специальный бланк, являются: перемещения несущего элемента на уровне поверхности грунта от единичных усилий  $\delta_{FF}$ ,  $\delta_{MF}$  и  $\delta_{MM}$ ; изгибающий момент  $M^e$  и поперечная сила  $Q^e$  в голове несущего элемента; свободная длина сваи или столба  $l_0$ ; коэффициент деформации  $\alpha_e$ ; жесткость сечения ствола несущего элемента  $EJ$ ; коэффициент пропорциональности грунта  $K$ ; число сечений, в которых определяются силовые факторы  $N$ .

Коэффициент пропорциональности грунта  $K$  устанавливают согласно данным п. 2.5.3 настоящих указаний, а число сечений  $N$  – по выражению

$$N = \bar{h} / 0,2 + 1$$

Оно справедливо, если  $\bar{h} = \alpha_e h \leq 3$ . При  $\bar{h} = 3,5$   $N=17$ , а при  $\bar{h} = 4$   $N=18$ . Если  $\bar{h} > 4$ , то последнее сечение все равно принимается для  $\bar{h} = 4$ .

По вычисленным значениям  $M_z$ ,  $Q_z$  и  $p_z$  в различных сечениях по глубине строят эпюры силовых факторов, которые дают наглядные представления об их изменениях по глубине. По эпюрам определяют наибольшие значения момента и расчетные значения реактивного давления грунта,

Помимо эпюр  $M_z$ ,  $Q_z$  и  $p_z$  строится также эпюра продольных усилий  $N_z$ . При построении эпюры  $N_z$  для висячих элементов учитывается разность между приращением собственного веса элемента по глубине и расчетными силами трения, действующими по его боковой поверхности. Расчетные силы трения определяют по выражению

$$P_T = (\gamma_{cl} u / \gamma_k) \sum \gamma_{cf} f_{ij} h_{ij}, \quad (49)$$

где  $\gamma_{cl}$ ,  $u$ ,  $\gamma_k$ ,  $\gamma_{cf}$ ,  $f_{ij}$  и  $h_{ij}$  определяются так же, как и в выражениях (10) и (11).

Характер эюр  $M_z$ ,  $Q_z$ ,  $p_z$  и  $N_z$  для висячих несущих элементов показан на рис.4.

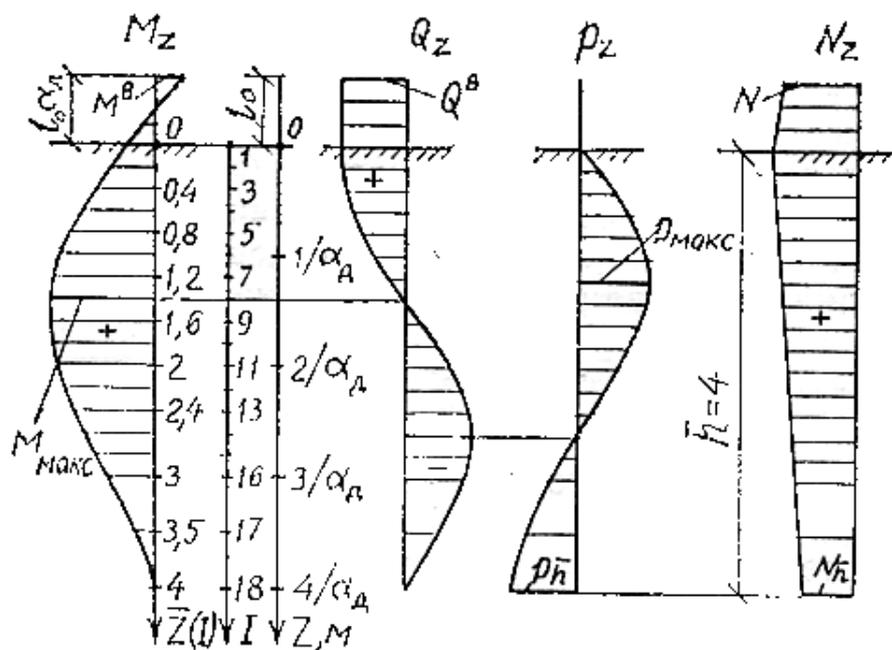


Рис.4. Эпюры  $M_z$ ,  $Q_z$ ,  $p_z$  и  $N_z$  по длине несущего элемента при свободном его конце  $\bar{h} \geq 4$

## 2.9. Условия прочности, устойчивости и деформативности, которым должен удовлетворять запроектированный фундамент

При проектировании фундамента необходимо удовлетворить рассмотренным ниже условиям с учетом сочетаний нагрузок (действующих вдоль и поперек оси моста), которые могут повлиять на размеры фундамента и количество несущих элементов. Хотя бы одно из этих условий от невыгодного сочетания нагрузок должно удовлетворяться без излишних запасов.

### 2.9.1. Проверка несущей способности сваи или столба по сопротивлению грунта

Эта проверка заключается в удовлетворении условию (29). Поскольку это условие использовано выше при определении числа несущих элементов, то проверка будет фактически выполнена. Так как принятое значение  $n$  может несколько отличаться от значения, вычисленного по формулам (32) и (33), за счет его округления до целых или по условию размещения одинакового количества свай в каждом ряду (при равномерном размещении), необходимо оценить степень использования несущей способности наиболее нагруженного элемента фундамента, %:

$$\Delta_{\Gamma} = 100(P'_{\Gamma} - N_{max}) / P'_{\Gamma}, \quad (50)$$

где  $N_{max}$  - максимальное продольное усилие для окончательно принятого значения  $n$  от невыгодного сочетания нагрузок (см. выражение (39)).

Недогрузка допускается, как правило, не более 10%, перегрузка - не более 2%.

Если усилие  $N_{min}$  по выражению (39) получится со знаком минус, что указывает на растяжение в несущем элементе, то должно соблюдаться условие прочности

$$|N_{min}| \leq P_{ГВ} + g'_c. \quad (51)$$

Расчетное сопротивление сваи, работающей на выдергивающие нагрузки, по грунту определяют по формуле

$$P_{ГВ} = F_d / \gamma_k, \quad (52)$$

где  $F_d$  - несущая способность, определяемая по выражению (10);  $\gamma_k$  - коэффициент надежности по п.2.4.

Собственный вес несущего элемента  $g'_c$  определяют с учетом взвешивающего действия воды независимо от вида грунта и условия опирания подошвы элемента.

### ***2.9.2. Проверка несущей способности и трещиностойкости материала ствола сваи или столба***

Прочность и трещиностойкость железобетонных свай и столбов по материалу ствола оценивают, сравнивая действующий в сечении момент  $M_i$  с наибольшим  $M_c$ , воспринимаемым сечением при данном значении  $N_i$ , (расчетным сопротивлением сечения сваи по моменту)

$$\eta M_i \leq M_c \quad (53)$$

где  $\eta$  - коэффициент, учитывающий увеличение начального эксцентриситета продольного усилия  $e_{ci}$  за счет прогиба сжато-изогнутого элемента и определяемый по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (54)$$

где  $N_{cr}$  - условная критическая сила, определяемая для бетонных элементов определяется по формуле:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b J_b}{\varphi_l l_p^2} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right), \quad (55)$$

где  $E_b$  - модуль упругости бетона, зависящий от его класса, принимается равным 0,8 от значений, приведенных в таб. 10.

$J_b^J$  – момент инерции площади сечения бетона, определяется без учета трещин в бетоне;

$\varphi_l$  – коэффициент учитывающий влияние на прогиб длительного действия нагрузки, предварительного напряжения арматуры.

Значение коэффициента  $\varphi_l$  следует принимать равным:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M}, \quad (56)$$

где  $M$  – момент, равный произведению нормальной силы  $N$ , от постоянной и временной нагрузок на расстояние от места расположения силы  $N$  до наиболее растянутого стержня (для бетонных элементов – до наиболее растянутой грани сечения) или до наименее сжатого стержня или грани (при целиком сжатом сечении).

$M_l$  – момент, равный произведению нормальной силы  $N$ , от постоянной нагрузки.

Значение коэффициента  $\delta$  следует принимать равным  $e_{ci}/h$ , где  $e_{ci} = M_{imax}/N_i$

здесь  $M_{imax}$  – наибольший изгибающий момент в несущем элементе (в опасном сечении);  $N_i$  – продольная сила в том же сечении.

За  $M_{imax}$  принимается большее абсолютное значение момента в голове элемента или по его длине в грунте. Момент в голове элемента определяют по данным п.2.7, а наибольший момент по длине элемента ниже поверхности грунта  $M_{imax}^H$  – по эпюре  $M_z$  (см. п. 2.8).

Значение коэффициента  $\delta$  должно быть не менее определяемого по формуле:

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_p}{h_c} - 0,01 R_b, \quad (57)$$

где  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона, МПа;

$l_p$  – расчетная длина элемента.

$h_c$  – для круглых свай равно диаметру ствола, для свай сплошного сечения – стороне сечения сваи –  $d_c$ .

Если моменты (или эксцентриситеты) от полной нагрузки и от постоянной имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки  $e_c \geq 0,1h$  следует принимать  $\varphi_l = 1,0$ , а при  $e_c < 0,1h$  -  $\varphi_l = 1,05$ .

Расчетную длину  $l_p$  несущего элемента на продольный изгиб для фундаментов только с вертикальными несущими элементами определяют по формуле

$$l_p = l_0 + 2/\alpha_e, \quad (58)$$

где  $l_0$  - свободная длина несущего элемента, м.

При использовании типовых полых круглых свай и свай-оболочек рекомендуется пользоваться расчетными графиками, приведенными в приложении 10. Для оценки прочности заполненной или не заполненной бетоном оболочки на соответствующий график наносят точку с координатами  $N_i$  и  $\eta M_{i \max}$ . Если точка находится внутри области, очерченной расчетными кривыми, то прочность ствола несущего элемента будет обеспечена.

Армирование железобетонных квадратных свай сплошного сечения и их марку устанавливают по расчетным графикам приложения 11.

Для того, чтобы удовлетворить условиям (53), можно увеличить класс бетона и армирование ствола.

### **2.9.3. Оценка устойчивости грунта у боковой поверхности несущего элемента**

Эта проверка сводится к выполнению условия

$$p_z \leq \eta_1 \eta_2 p_u \quad , \quad (59)$$

где  $p_z$  - давление на грунт боковой поверхностью сваи или столба на глубине  $z$  от урорня местного размыва (для низких ростверков - от их подошв), кПа, определяется согласно п. 2.8;  $\eta_1$  и  $\eta_2$  - коэффициенты для промежуточных опор мостов с безраспорными пролетными строениями и многорядным расположением несущих элементов принимаются равными единице;  $p_u$  - интенсивность разности пассивного и активного давления грунта, кПа.

При  $d \leq 2,5$  условие (59) проверяют для глубин  $z = d/3$  и  $z = d$ , а при  $d > 2,5$  - для глубины  $z = 0,85/\alpha_e$ .

Давление  $p_u$  определяют по формуле, полученной в теории предельного напряженного состояния грунтов:

$$p_u = 4(z \gamma \operatorname{tg} \varphi_1 + \zeta c_1) / \cos \varphi_1 \quad , \quad (60)$$

где  $\gamma$  - удельный вес грунта в пределах глубины  $z$  (при водопроницаемых водонасыщенных грунтах учитывают удельный вес грунта во взвешенном состоянии по выражению (6)), кН/м<sup>3</sup>;  $\varphi_z$  и  $c_z$  - расчетные значения угла внутреннего трения и сцепления грунта на глубине  $z$ ;  $\zeta$  - коэффициент, равный 0,3 для буровых свай и 0,6 во всех остальных случаях.

### **2.9.4. Проверка напряжений в грунте по подошве условного фундамента**

Напряжения в нескальном грунте по подошве условного фундамента (рис. 4), к которому приводится свайный или столбчатый фундамент, должны удовлетворять условиям:

$$p \leq R/\gamma_n \quad ; \quad (61)$$

$$p_{max} \leq \gamma_c R / \gamma_n \quad (62)$$

где  $p$  и  $p_{max}$  - среднее и максимальное напряжения по подошве условного фундамента, кПа;  $R$  - расчетное сопротивление грунта на уровне нижних концов свай или столбов при ширине фундамента  $b_y$ , определяется по выражению (9);  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,4;  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,2 при учете, помимо постоянной и подвижной вертикальной нагрузок, еще и других временных нагрузок.

Ширина и длина подошвы условного фундамента вычисляются по выражениям:

$$b_y = b + d + 2htg(\varphi_c/4); \quad a_y = a + d + 2htg(\varphi_c/4); \quad (63)$$

где  $\varphi_c$  - средний угол внутреннего трения грунтов, пройденных свайей.

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c}; \quad (64)$$

$$p_{max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{6a_c(3M_c + 2F_h d_1)}{b_c \left( \frac{k}{c_b} d_1^4 + 3a_c^3 \right)}, \quad (65)$$

где  $N_c$  - нормальная составляющая давления условного фундамента на грунт основания, кН (тс), определяемая с учетом веса грунтового массива 1-2-3-4 вместе с заключенными в нем ростверком и сваями или опускным колодцем;

$F_h, M_c$  - соответственно горизонтальная составляющая внешней нагрузки, кН (тс), и ее момент относительно главной оси горизонтального сечения условного фундамента в уровне расчетной поверхности грунта, кН·м (тс·м);

$d_1$  - глубина заложения условного фундамента по отношению к расчетной поверхности грунта, м;

$a_c, b_c$  - размеры в плане условного фундамента в направлении, параллельном плоскости действия нагрузки и перпендикулярном ей, м;

$k$  - коэффициент пропорциональности, определяющий нарастание с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного выше подошвы фундамента, и принимаемый по таблице 11;

$c_b$  - коэффициент постели грунта в уровне подошвы условного фундамента, кН/м<sup>3</sup> (тс/м<sup>3</sup>), определяемый по формулам:

при  $d_1 \leq 10$  м  $c_b = 10k$ , кН/м<sup>3</sup>;

при  $d_1 > 10$  м  $c_b = k$ .

При опирании несущих элементов на скальный грунт условия (61) и (62) не проверяются.

Если условия (61) и (62) не удовлетворяются, то можно увеличить глубину погружения несущих элементов или расстояния между сваями.

Таблица 11

Грунт	Коэффициент $k$ , кН/м <sup>4</sup>
Текучепластичные глины и суглинки ( $0,75 < I_L \leq 1$ )	490-1960
Мягкопластичные глины и суглинки ( $0,5 < I_L \leq 0,75$ ); пластичные супеси ( $0 \leq I_L \leq 1$ ); пылеватые пески ( $0,6 \leq e \leq 0,8$ )	1961-3920
Тугопластичные и полутвердые глины и суглинки ( $0 \leq I_L \leq 0,5$ ); твердые супеси ( $I_L < 0$ ); пески мелкие ( $0,6 \leq e \leq 0,75$ ) и средней крупности ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ )	3921-5880
Твердые глины и суглинки ( $I_L < 0$ ); пески крупные ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ )	5881-9800
Пески гравелистые ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ) и галька с песчаным заполнителем	9801-19600

### 2.9.5. Оценка деформативности фундамента в горизонтальном направлении

Деформативность фундаментов опор мостов оценивают по значению горизонтального смещения верха опоры  $u_b$  как вдоль, так и поперек оси моста от нормативных нагрузок.  $u_b$  определяют через перемещения ростверка по формуле

$$u_b = u + \omega H_0, \quad (66)$$

где  $u$  и  $\omega$  - горизонтальное перемещение и угол поворота ростверка, определяются по данным п.2.7;  $H_0$  - расстояние от подошвы ростверка до верха опоры,  $H_0 = H_0' + h_p$ ;  $H_0'$  - высота опоры (см. рис.1.), м;  $h_p$  - высота ростверка, м.

В курсовой работе разрешается  $u_b$  определять от расчетных нагрузок (с запасом). Предельное смещение  $u_{bn}$  зависит от конструкции моста и оно здесь не рассматривается.

### 2.10. Конструирование и расчет плиты ростверка

Как уже рассматривалось в п.2.6, размеры ростверка в плане определяются из условия размещения необходимого числа несущих элементов (выражения (38)). Высоту ростверка  $h_p$  предварительно назначают при выборе отметок его обреза и подошвы (см. п.2.2). Принятая толщина плиты проверяется из условия её работы как железобетонной конструкции. Кроме того, она должна обеспечивать необходимую заделку голов несущих элементов (см. п. 2.3).

При массивных опорах, если выполняется соотношение

$$C_{yx(y)}/h_p < 0,6, \quad (67)$$

Ростверк как железобетонную конструкцию чаще всего можно не рассчитывать.

В условии (67)  $C_{yx(y)}$  - ширина консоли плиты в продольном и поперечном направлениях (рис.5).

Плита ростверка армируется в промежутках между сваями. Арматуру периодического профиля укладывают вдоль и поперек оси моста у расчетной подошвы ростверка. Сечение арматуры принимают в каждом направлении не менее  $10\text{см}^2$  на 1 м ширины плиты, если большее сечение арматуры не требуется по расчету. Ростверки опор мостов устраиваются из бетона класса не ниже В20.

Необходимо также удовлетворить условию на местное сжатие бетона ростверка головами несущих элементов

$$N_{max}/A \leq R_b, \quad (68)$$

где  $N_{max}$  - наибольшее продольное усилие в голове несущего элемента, кН, определяемое расчетом, рассмотренным выше;  $A$  - площадь поперечного сечения ствола несущего элемента,  $\text{м}^2$ ;  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона плиты на осевое сжатие по нормам проектирования мостов [3], кПа.

При невыполнении условия (68) можно повысить класс бетона ростверка или предусмотреть укладку арматурных сеток из стержней диаметром 12 мм над каждой сваем (одной сетки, если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона ростверка до 20%, или двух сеток, если напряжения превышают расчетное сопротивление бетона на 20...30%).

Расчет ростверка как железобетонной конструкции заключается в проверке достаточности его высоты и определении армирования.

Расчет ростверка на продавливание опорой (см. рис.5), который в большинстве случаев является решающим для определения необходимой высоты ростверка, заключается в удовлетворении условию

$$F_{per} \leq 2h R_{bt} [h_0(b_0 + c_2)/c_1 + h_0(a_0 + c_1)/c_2], \quad (68)$$

где  $F_{per}$  - расчетная продавливающая сила, кН;  $h_0$  - рабочая высота ростверка, м, принимаемая от верха нижней рабочей арматуры сетки до обреза ростверка;  $R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона ростверка растяжению, кПа;  $c_1$  - ширина горизонтальной проекции боковой грани пирамиды продавливания в направлении поперек оси моста, м;  $c_2$  - то же в направлении вдоль оси моста, м.

Наименьший угол наклона боковых граней пирамиды продавливания принимают  $45^\circ$ . На рис.5 этому соответствует прямоугольное основание пирамиды продавливания ВМИЕ. Для опор закругленной формы верхнее основание пирамиды продавливания приближенно можно принять тоже прямоугольной формы с размерами  $a_0$  и  $b_0$ . При многорядном размещении несущих элементов условие (68) должно быть выполнено и для всех пирамид с углами наклона боковых граней больше  $45^\circ$ . В этом случае нижнее основание пирамиды продавливания ограничивается прямыми, проведенными по внутренним граням свай (на рис. 2.4 - прямоугольник ДСКЛ).

В условии (68) отношения  $h_0/c_1$ , и  $h_0/c_2$  не должны превышать 2,5. В противном случае  $c_1$  и  $c_2$  принимаются равными  $0,4 h_0$ .

Продавливающую силу  $F_{per}$  принимают равной удвоенной сумме продольных усилий в несущих элементах, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания по одну сторону от оси опоры в наиболее нагруженной части ростверка. При невыполнении условия (68) нужно увеличить высоту ростверка  $h_p$  или класс его бетона.

Сечение арматуры определяют из условия работы плиты на изгиб по формуле

$$A_{s1(2)} = M_{1(2)} / (\nu R_s h_0). \quad (69)$$

где  $A_{s1(2)}$  - сечение арматуры,  $m^2$ , на весь размер ростверка в плане в направлении, перпендикулярном расчетному (при расчете на нагрузки, действующие вдоль оси моста, на размер  $a_p$ , а при расчете на поперечные нагрузки –  $b_p$ );  $M_{1(2)}$  - изгибающий момент в сечении I (2) (см. рис. 2.4), кНм, определяется как сумма моментов от продольных усилий в несущих элементах, приложенных в пределах ширины консоли  $C_{yx(y)}$  по одну сторону от сечения, проведенного по грани опоры (при этом учитывается сторона плиты, на которую действуют большие продольные силы от несущих элементов);  $R_s$  - расчетное сопротивление арматуры растяжению, кПа;  $\nu$  - коэффициент, определяемый по табл. 2 пособия [13] в зависимости от коэффициента  $\theta$ : для сечения 1  $\theta = M M_1 / (R_b a_p h_0)$ , а для сечения 2  $\theta = M_2 / (R_b b_p h_0^2)$  (приближенно можно принимать  $\nu = 0,90$ );  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, кПа;  $a_p$  и  $b_p$  - размеры ростверка в плане, м.

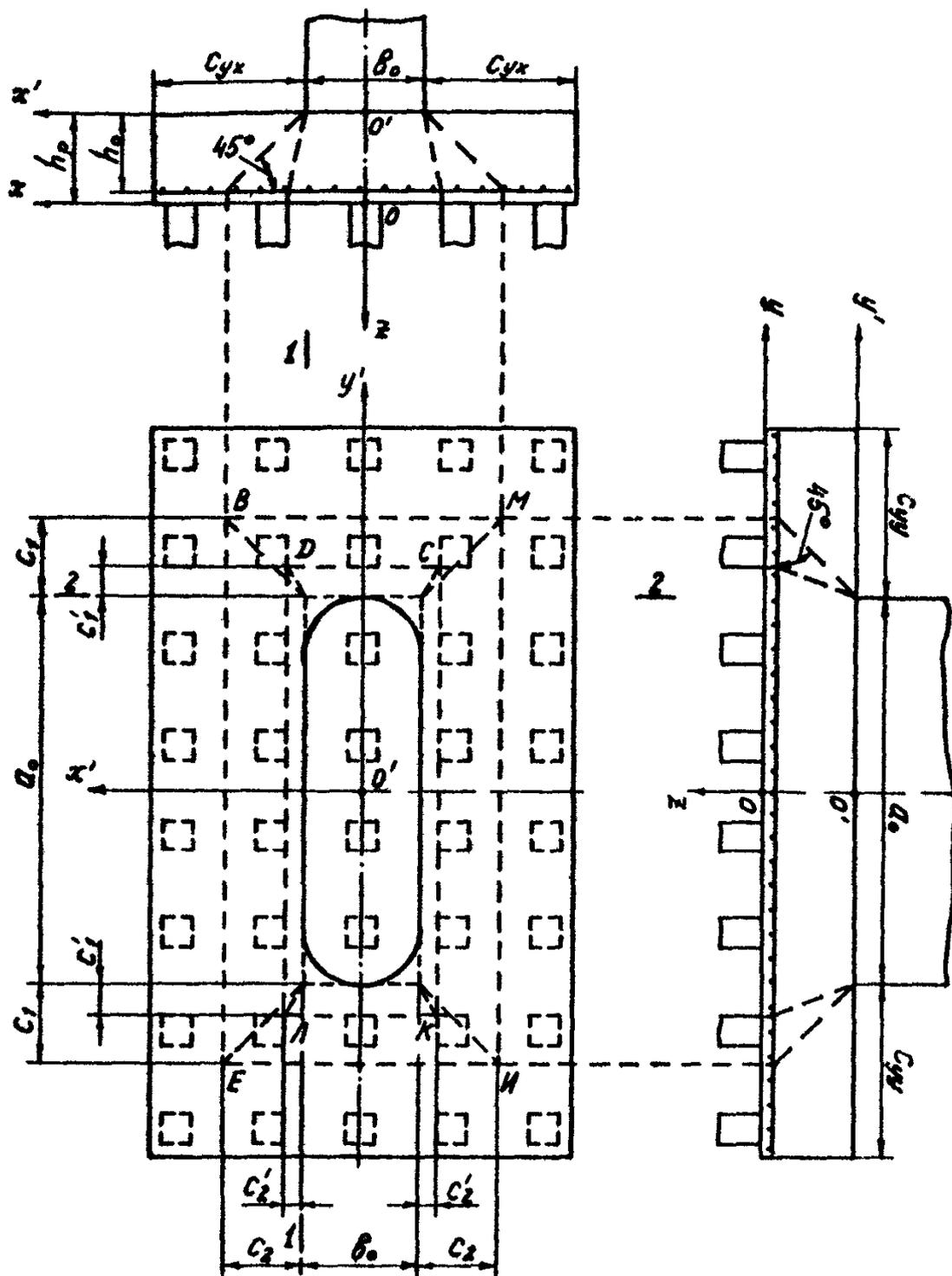


Рис. 5. Схема к расчету железобетонной плиты ростверка

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 47.13330.2016. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11–02–96. – Введ. 2017–07–01. – М. : Стандартинформ, 2017. – 169 с.
2. ГОСТ 25100–2011. Грунты. Классификация. Введ. 2013–01–01. – М. : Стандартинформ, 2013. – 50 с.
3. СП 46.13330.2012. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 3.06.04-91. (с Изменениями N 1, 3). – Введ. 2013–01–01. – М. : Стандартинформ, 2017. – 228 с.
4. СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01–99\* (с Изменением N 2). – Введ. 2013–01–01. – М. : Стандартинформ, 2013. – 120 с.
5. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция. СНиП 2.02.03–85 (с Изменением N 1). – Введ. 2011–05–20. – М. : Минрегион России, 2011. – 90 с.
6. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов. – Введ. 2003–06–21. – М. : Госстрой России, ФГУП ЦПП, 2004. – 91 с.
7. ГОСТ 5180–2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – Введ. 2016–04–01. – М. : Стандартинформ, 2016. – 23 с.

## ПРИЛОЖЕНИЕ

### Приложение 1

#### Классификация глинистых грунтов по числу пластичности $J_p$ (извлечение из ГОСТ 25100-2011 [4])

Таблица П.1

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности $J_p$
Супесь	1 – 7
Суглинок	7 – 17
Глина	>17

#### Классификация глинистых грунтов по показателю текучести $J_L$ (извлечение из ГОСТ 25100-2011 [4])

Таблица П.2

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести $J_L$
Супеси	
- твердая	<0
- пластичная	0 – 1
- текучая	>1,0
Суглинки и глины:	
- твердые	<0
- полутвердые	0 – 0,25
- тугопластичные	0,25 – 0,5
- мягкопластичные	0,5 – 0,75
- текучепластичные	0,75 – 1,0
- текучие	>1,0

#### Классификация песков по коэффициенту пористости $e$ (извлечение из ГОСТ 25100-2011 [4])

Таблица П.3

Разновидность песков	Коэффициент пористости $e$		
	Пески гравелистые: крупные и средней крупности	Пески мелкие	Пески пылеватые
Плотный	<0,55	<0,6	<0,6
Средней плотности	0,55 – 0,7	0,6 – 0,75	0,6 – 0,8
Рыхлый	>0,7	>0,75	>0,8

**Приложение 2**

**Условное сопротивление  $R_0$  песчаных грунтов  
(извлечение из СП 46.1333.2012)**

Песчаные грунты и их влажность	Условное сопротивление $R_0$ песчаных грунтов средней плотности в основаниях, кПа
Гравелистые и крупные независимо от их влажности	343
Средней крупности:	
маловлажные	294
влажные и насыщенные водой	245
Мелкие:	
маловлажные	196
влажные и насыщенные водой	147
Пылеватые:	
маловлажные	196
влажные	147
насыщенные водой	98

**Приложение 3**

**Условное сопротивление  $R_0$  глинистых (непросадочных) грунтов основания  
(извлечение из СП 46.1333.2012)**

Грунты	Коэффиц. пористос. $e$	Условное сопротивление $R_0$ глинистых (непросадочных) грунтов основания, кПа, в зависимости от показателя текучести $I_L$						
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
Супеси при $I_p \leq 5$	0.5	343	294	245	196	147	98	-
	0.7	294	245	196	147	98	-	-
Суглинки при $10 \leq I_p \leq 15$	0.5	392	343	294	245	196	147	98
	0.7	343	294	245	196	147	98	-
	1.0	294	245	196	147	98	-	-
Глины при $I_p \geq 20$	0.5	588	441	343	294	245	196	147
	0.6	490	343	294	245	196	147	98
	0.8	392	294	245	196	147	98	-
	1.1	294	245	196	147	98	-	-

Примечания: 1. Для промежуточных значений  $I_L$  и  $e$  условное сопротивление  $R_0$  определяется по интерполяции.

2. При значениях числа пластичности  $I_p$  в пределах 5-10 и 15-20 следует принимать средние значения  $R_0$ , приведенные в приложении 3 соответственно для супесей, суглинков и глин.

**Приложение 4**

**Коэффициенты  $k_1, \text{м}^{-1}$  и  $k_2, \text{м}^{-1}$   
(извлечение из СП 46.1333.2012)**

Грунт	Коэффициенты	
	$k_1, \text{м}^{-1}$	$k_2, \text{м}^{-1}$
Гравий, галька, песок гравелистый крупный и средней крупности	0.10	3.0
Песок мелкий	0.08	2.5
Песок пылеватый, супесь	0.06	2.0
Суглинок и глина твердые и полутвердые	0.04	2.0
Суглинок и глина тугопластичные и мягкопластичные	0.02	1.5

**Приложение 5**

**Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек  
(извлечение из СП 24.1333.2011)**

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, $R$ , кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести $l_L$ , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания: 1. Над чертой даны значения  $R$  для песчаных грунтов, под чертой - для пылевато-глинистых.

**Приложение 6**

**Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек  $f_i$   
(извлечение из СП 24.1333.2011)**

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек $f_i$ , кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$ равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

**Коэффициенты условий работы грунта  
(извлечение из СП 24.1333.2011)**

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом $\gamma_{cR}$	на боковой поверхности $\gamma_{cf}$
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
3. Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем этапе погружения без применения подмыва на 1 м и более	1,0	0,9
4. Вибропогружение свай-оболочек, вибропогружение и вибровдавливание свай в грунты:		
а) песчаные средней плотности:		
крупные и средней крупности	1,2	1,0
мелкие	1,1	1,0
пылеватые	1,0	1,0
б) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L = 0,5$ :		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
в) пылевато-глинистые с показателем текучести $I_L \leq 0$	1,0	1,0
5. Погружение молотами любой конструкции полых железобетонных свай с открытым нижним концом:		
а) при диаметре полости сваи 0,4 м и менее	1,0	1,0
б) то же, от 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6. Погружение любым способом полых свай круглого сечения с закрытым нижним концом на глубину 10 м и более с последующим устройством в нижнем конце свай камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и в пылевато-глинистых грунтах с показателем текучести $I_L \leq 0,5$ при диаметре уширения, равном:		
а) 1,0 м независимо от указанных видов грунта	0,9	1,0
б) 1,5 м в песках и супесях	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0
Примечание. Коэффициенты $\gamma_{cR}$ и $\gamma_{cf}$ по поз. 4 для пылевато-глинистых грунтов с показателем текучести $0,5 > I_L > 0$ определяются интерполяцией.		

**Коэффициент пропорциональности  $K$ ,  
(извлечение из СП 24.1333.2011)**

Грунты, окружающие сваи, и их характеристики	Коэффициент пропорциональности $K$ , кН/м <sup>4</sup>	Прочностный коэффициент пропорциональности $a$ , кН/м <sup>3</sup>
Пески крупные ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ); глины и суглинки твердые ( $I_L < 0$ )	18 000-30 000	71-92
Пески мелкие ( $0,6 \leq e \leq 0,75$ ); пески средней крупности ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ), супеси твердые ( $I_L < 0$ ); глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ( $0 \leq I_L \leq 0,75$ )	12 000-18 000	60-71
Пески пылеватые ( $0,6 \leq e \leq 0,8$ ); супеси пластичные ( $0 \leq I_L \leq 0,75$ ); глины и суглинки мягкопластичные ( $0,5 \leq I_L \leq 0,75$ )	7000-12 000	44-60
Глины и суглинки текучепластичные ( $0,75 \leq I_L \leq 1$ )	4000-7000	26-44
Пески гравелистые ( $0,55 \leq e \leq 0,7$ ); крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем	50 000-100000	100-120

Примечания: 1. Меньшие значения коэффициента соответствуют более высоким значениям показателя текучести  $I_L$  глинистых и коэффициентов пористости  $e$  песчаных грунтов, указанным в скобках, а большие значения коэффициента  $K$  - соответственно более низким значениям  $I_L$  и  $e$ . Для грунтов с промежуточными значениями характеристик  $I_L$  и  $e$  значения коэффициента определяются интерполяцией.

Определение коэффициентов  $A_{FF}, A_{MF}, A_{MM}$

(извлечение из СП 24.1333.2011)

Приведенная глубина погружения сваи $\bar{l}$	При опирании сваи на нескальный грунт			При опирании сваи на скалу			При заделке сваи в скалу		
	$A_{FF}$	$A_{MF}$	$A_{MM}$	$A_{FF}$	$A_{MF}$	$A_{MM}$	$A_{FF}$	$A_{MF}$	$A_{MM}$
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,500
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,180	0,600
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,140	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,170	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1,0	18,030	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,160	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	-12,552	14,041	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,050	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,240	1,014	1,028	1,415
1,6	7,154	6,129	6,268	4,887	3,308	2,758	1,186	1,134	1,480
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,730	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,190	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2,0	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,894	1,841	1,460	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,080	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,713	1,673	1,701	2,240	1,586	1,685
2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,600	2,687	2,330	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3,0	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
4,0	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,750	2,401	1,600	1,732

Графики прочности для свай-оболочек  
диаметром 0,60 см и 1,20 см

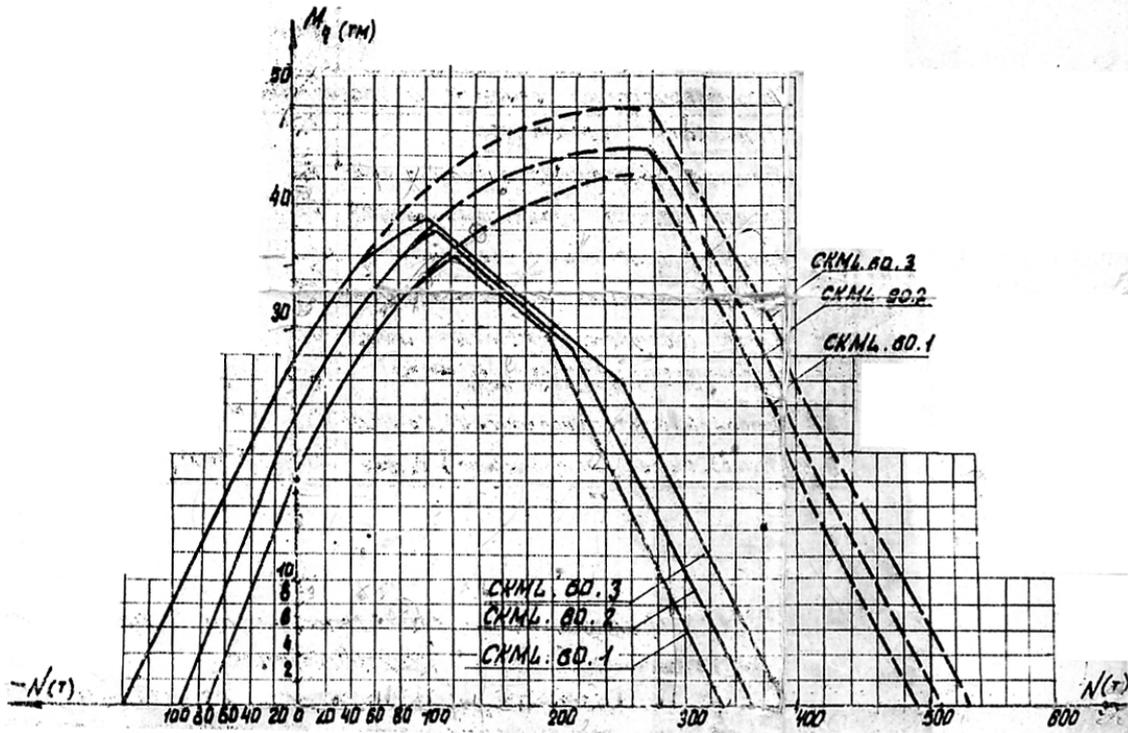


График.1. Расчетный график COML 60

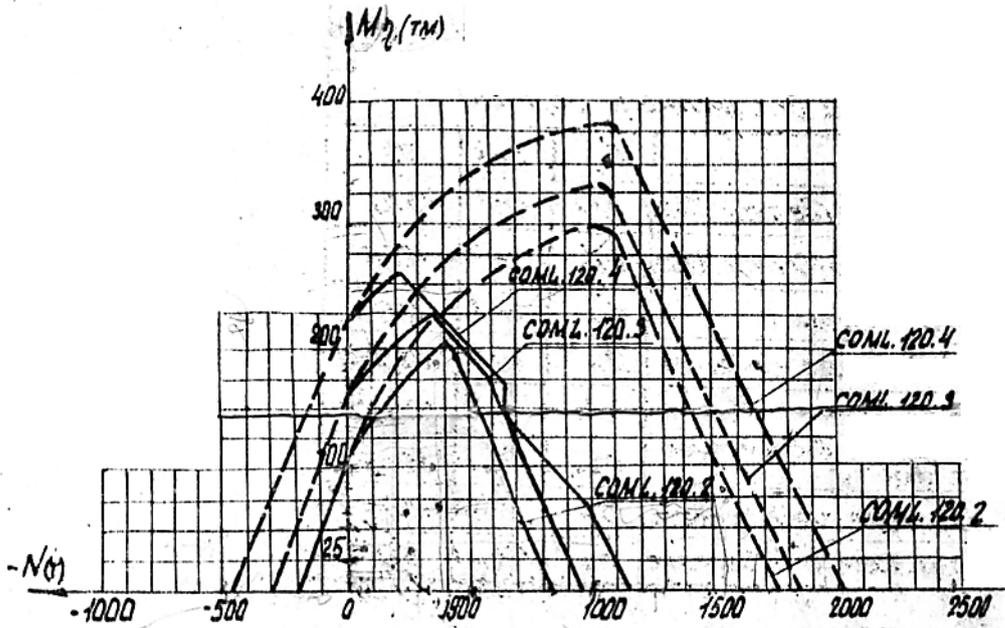
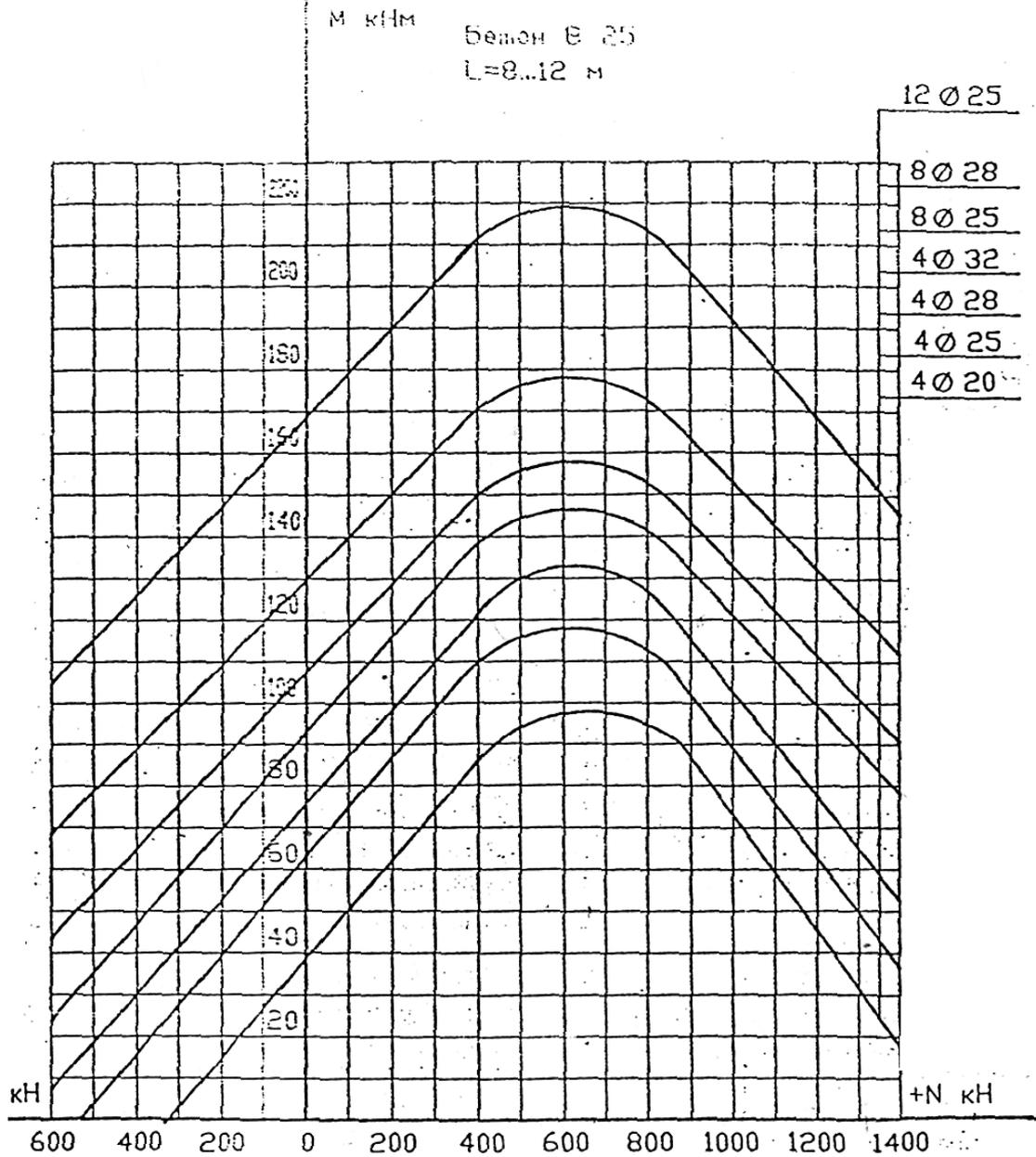


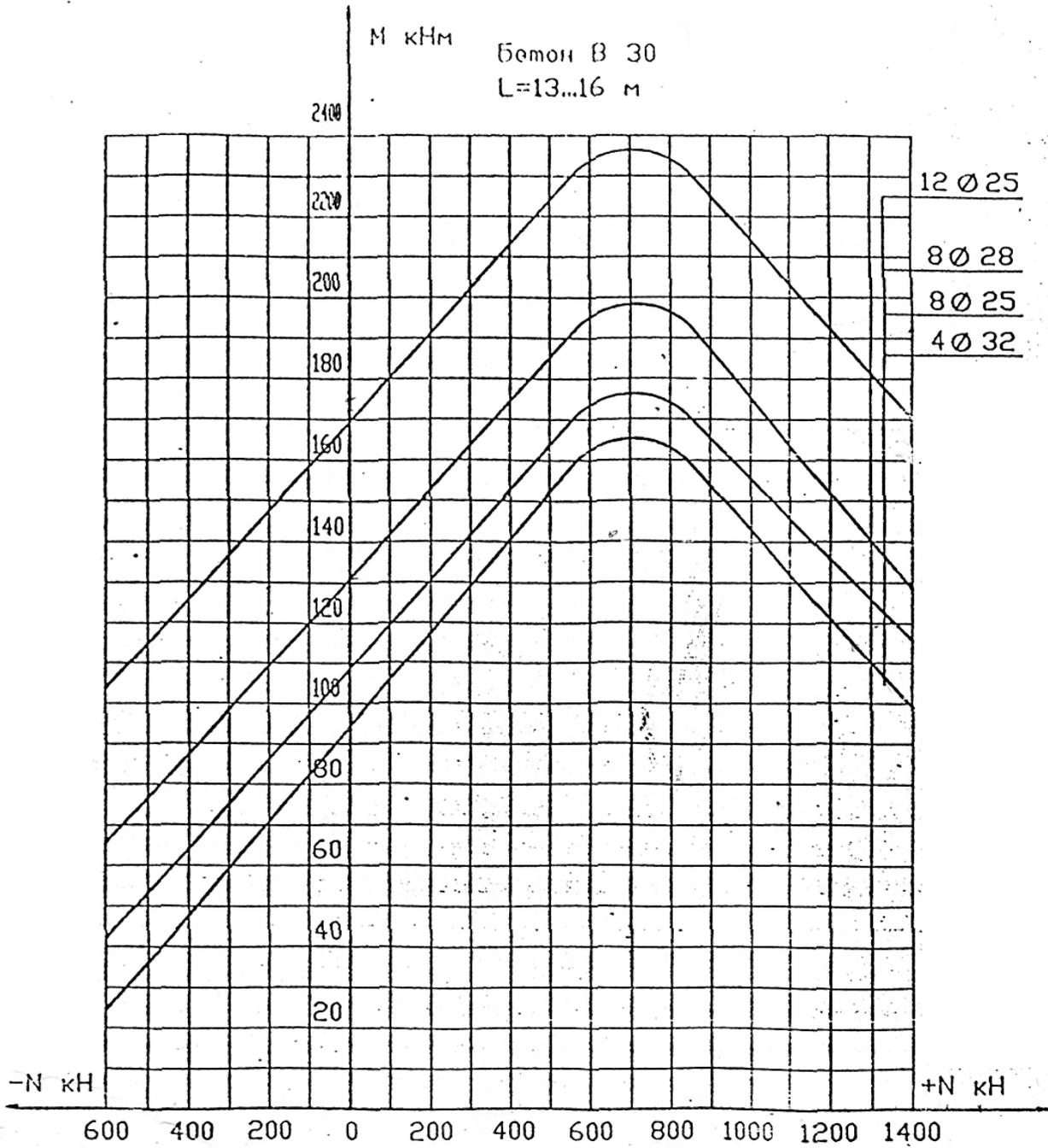
График.2. Расчетный график COML 120

Графики прочности  
для свай сечением 35x35 см и 40x40 см



1. Графики прочности построены при коэффициенте продольного изгиба  $\varphi \approx 1$  и коэффициенте  $\eta = 1$ , учитывающим влияние поперечного изгиба.
2. Прочность обеспечена, если точка, координатами которой являются расчетные усилия (с учетом  $\varphi$  и  $\eta$ )  $N$  и  $M$ , лежит ниже соответствующей кривой.

График 3. Сваи сечением 35x35 см с ненапрягаемой арматурой (бетон В-25; L=8...12 м)



- N - нормальная сила
- M - изгибающий момент относительно главной оси поперечного сечения сваи
- B - класс бетона по прочности на сжатие
- L - длина сваи

График 4. Сваи сечением 35x35 см с ненапрягаемой арматурой (бетон В-30; L=13...16 м)

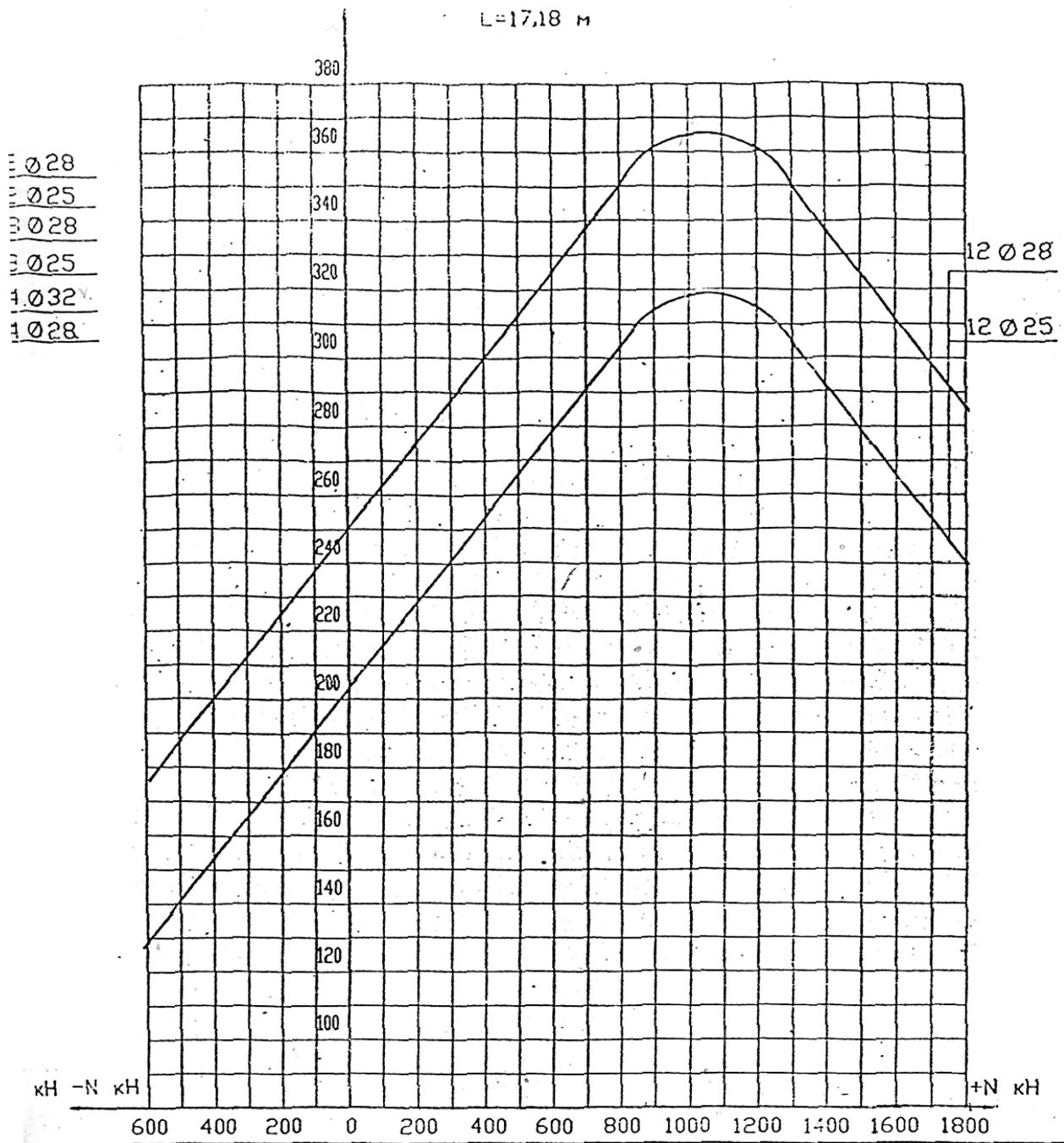


График 5. Сваи сечением 40x40 см с ненапрягаемой арматурой (бетон В-35;  $L=17...18 \text{ м}$ )



Перевод единиц измерения системы МКГС (технической) в единицы системы СИ

Величина	Прежнее обозначение единицы измерения	Обозначение единицы в системе СИ	Основная единица в системе СИ	Кратная единица в СИ	Соотношение единиц
Сила, нагрузка, вес	кгс тс	Н	ньютон	кН МН	1 кгс = 9,81 Н; 1 тс = 9,81·10 <sup>3</sup> Н = 9,81 кН; 1 кН = 10 <sup>3</sup> Н; 1 МН = 10 <sup>3</sup> кН = 10 <sup>6</sup> Н
Момент силы	кгс·м тс·м	Н·м	ньютон·метр	кН·м МН·м	1 кгс·м = 9,81 Н·м; 1 тс·м = 9,81 кН·м
Давление, напряжение, модуль деформации, модуль упругости	кгс/см <sup>2</sup> тс/см <sup>2</sup>	Па	паскаль	кПа МПа	1 кгс/см <sup>2</sup> = 9,81·10 <sup>4</sup> Па = 98,1 кПа = 0,0981 МПа; 1 тс/м <sup>2</sup> = 9,81·10 <sup>3</sup> Па = 9,81 кПа; 1 Па = 1 Н/м <sup>2</sup> ; 1 кПа = 1 кН/м <sup>2</sup>
Масса	кгс/(м·с <sup>-2</sup> )	кг	килограмм	-	1 кгс/(м·с <sup>-2</sup> ) = 9,81 кг
Работа, энергия	кгс·м	Дж	джоуль	кДж	1 кгс·м = 9,81 Дж; 1 Дж = 1 Н·м
Мощность	кгс·м/с	Вт	ватт	кВт	1 кгс·м/с = 9,81 Вт; 1 Вт = 1 Дж/с

Примечание. В таблице не указаны те единицы, которые при переводе в систему СИ остаются без изменения. Наравне с единицами СИ используются следующие: для измерения массы – тонна (т), 1 т = 1000 кг; для измерения времени – минута (мин), час (ч), сутки (сут); для измерения плоского угла – градус (°). Перевод единиц произведен с точностью, достаточной для инженерных расчетов оснований и фундаментов.