

239

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ  
ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

*Методические указания к выполнению курсового и дипломного проектирования  
для студентов специальности 270205 «Автомобильные дороги и аэродромы» и  
270201 «Мосты и транспортные тоннели»*

Воронеж 2010

**Министерство образования и науки РФ  
Федеральное агентство по образованию**

**Государственное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
Воронежский государственный архитектурно-строительный университет**

## **ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

*Методические указания к выполнению курсового и дипломного проектирования  
для студентов, обучающихся по специальности 270205 «Автомобильные  
дороги и аэродромы» и 270201 «Мосты и транспортные тоннели»*

Воронеж 2010

УДК 624.15:624.21/.8(07)  
ББК 38.58я7

*Авторский коллектив:*  
*Волокитин В.П., Еремин В.Г., Журавлев В.А., Андреев А.В.*

**Проектирование фундаментов транспортных сооружений:** метод. указания к выполнению курсового и дипломного проектирования по дисциплине “Основания и фундаменты транспортных сооружений” для студ. спец. 270205 и 270201 / Воронеж. гос. арх.-строит. ун-т; сост.: *Волокитин В.П., Еремин В.Г., Журавлев В.А., Андреев А.В.* – Воронеж, 2010. – 50 с.

ISBN 978-5-89040-237-0

В методических указаниях приводится последовательность разработки курсовой работы по проектированию фундаментов и расчету оснований опор транспортных сооружений. Изложена методика проектирования и расчета двух вариантов фундаментов: мелкозаложенного и свайного. Указания могут быть использованы при разработке технических деталей в дипломном проектировании.

Предназначены для студентов, обучающихся по специальности 270205 «Автомобильные дороги и аэродромы» и 270201 «Мосты и транспортные тоннели»

Табл. 11. Ил. 14. Библиогр.: 12 назв.

**УДК 624.15:624.21/.8(07)**  
**ББК 38.58я7**

*Печатается по решению редакционно-издательского совета Воронежского государственного архитектурно-строительного университета*

*Рецензент – В.П. Подольский, д.т.н., проф., зав.каф. Строительства автомобильных дорог Воронежского государственного архитектурно-строительного университета*

## **Общие положения**

Методические указания посвящены вопросам проектирования фундамента мелкозаложенного и свайного фундамента из висячих забивных призматических свай на основе оценки инженерно-геологических условий строительной площадки и разработаны для выполнения курсового проекта "Основания и фундаменты", который выполняется студентами специальностей "Мосты и транспортные тоннели" и "Автомобильные дороги и аэродромы" в процессе изучения дисциплины "Основания и фундаменты".

Методические указания содержат рекомендуемый порядок проектирования и расчета фундамента промежуточной опоры моста или путепровода в двух вариантах:

- 1 - мелкозаложенного;
- 2 - свайного.

Курсовая работа состоит из пояснительной записки и чертежа конструкции опоры и фундамента.

Пояснительная записка содержит следующие разделы:

Содержание

Задание на проектирование

Введение

1. Характеристика геологических условий
2. Назначение типа опоры
3. Определение нагрузок, действующих на опору
4. Сочетания нагрузок и приведение их к обрезу фундамента
5. Конструирование и расчет фундамента мелкозаложенного
6. Конструирование и расчет свайного фундамента
7. Технология производства работ при сооружении фундамента

мелкозаложенного или свайного

На чертеже разрабатывается конструкция фундамента мелкозаложенного или свайного (по указанию преподавателя) и схемы производства работ.

## Введение

В общем объеме работ по строительству мостов на устройство фундаментов приходится до 40% времени и затрат труда и до 30% стоимости сооружения: для возводимых в сложных инженерно-геологических условиях фундаментов эти показатели более высокие.

Задачи повышения экономической эффективности фундаментостроения должны решаться в неразрывной связи с обеспечением требуемого качества работ, от которого во многом зависит надежность и долговечность любых сооружений, в том числе и мостов.

Сложности подземного контроля фактического состояния фундаментов в период эксплуатации мостов, ошибки и погрешности, допущенные в проектировании фундаментов, недоброкачественное выполнение работ в дальнейшем могут проявиться в виде недопустимых осадок и кренов опор, затрудняющих или исключающих нормальную эксплуатацию мостов, а следовательно, и дорог, на которых мосты расположены.

Несущую способность оснований свай всех видов, фундаментов мелкого и глубокого заложения определяют аналитическими и полевыми методами.

Фундаменты мелкого заложения (ФМЗ)- передают на грунт нагрузки всех видов от надфундаментной части сооружений только через подошву фундаментов. Фундаменты глубокого заложения (ФГЗ) - передают на грунт нагрузки через подошву и боковую поверхность фундаментов.

Аналитический метод, широко применимый в практике проектирования фундаментов, сводится к расчету несущей способности оснований по принятым в нормативных документах формулам с использованием физико-механических свойств грунтов. Полевые методы применяют, как правило, для уточнения или контроля соответствия вычисленной аналитическим методом и фактической несущей способности оснований, а также для проверки возможности погружения свай на проектную глубину и оценки относительной однородности грунтовой толщи.

Проектирование основания и фундамента включает: выбор материалов и обоснование конструктивной формы фундамента; расчет глубины заложения фундамента или его элементов и их числа; определение давления фундамента или его элементов на грунт, а также осадки, крена и горизонтального перемещения верха фундамента; расчет его устойчивости на сдвиг.

Надежность оснований и фундаментов обеспечивается расчетами, учитывающими возможные характеристики материалов, сочетания нагрузок и воздействий, а также условия эксплуатации мостов, в том числе их фундаментов.

## Основные понятия и определения

**Основанием** называют массив грунта, который воспринимает нагрузку от вышележащих конструкций и взаимодействует с ними. Основания называют **естественными**, если они сложены природными грунтами или скальными породами в условиях естественного залегания. Основания из предварительно уплотненных или укрепленных тем или иным способом грунтов называют **искусственными**.

Если основание состоит из одного слоя грунта, его называют **однородным**, если из нескольких слоев, - **неоднородным**. Слой грунта, на который опирается фундамент, называется **несущим слоем**, а нижележащие слои - **подстилающими**.

**Фундаментом** называют часть опоры, находящуюся ниже поверхности грунта (на суше) или ниже самого низкого (меженного) уровня воды в водотоке (водоеме) и предназначенную для передачи нагрузок на основание. Различают два основных вида фундаментов - **мелкого и глубокого заложения**. В свою очередь фундаменты глубокого заложения подразделяются на:

**свайные, столбчатые**, состоящие из группы (куста) свай разных видов (в том числе забивных и буровых), объединенных в единую конструкцию плитой, называемой **ростверком**;

**массивные** в виде опускных колодцев и кессонов.

Независимо от типа фундаментов и особенностей их конструкции принято называть **обрезом фундамента** плоскость его соприкосновения с надфундаментной частью опоры; **подошвой фундамента** - нижнюю плоскость его соприкосновения с грунтом основания; **высотой фундамента  $h$**  - расстояние от его подошвы или конца (низа) несущих элементов до обреза; **глубиной заложения фундамента  $d$**  - расстояние от поверхности грунта или уровня воды в водоеме до подошвы фундамента или низа несущих элементов.

Под воздействием на фундамент вертикальных нагрузок, равномерно сжимающих грунты основания, происходят перемещения фундамента, называемые **осадкой**. При действии на фундаменты неравномерных сжимающих нагрузок и изгибающих моментов наблюдаются наклоны, называемые **кренами**. Воздействие значительных горизонтальных нагрузок на фундаменты приводит к их смещениям, называемым **сдвигами**.

## 1. Характеристика инженерно-геологических условий

На основании выданного задания даётся инженерно-геологическая характеристика места проектирования фундамента. При этом отражаются:

- тип искусственного сооружения, размеры пролетов и габарита;
- класс реки и размеры подмостовых габаритов;
- гидрологические режимы реки - скорость течения, глубина, наличие ледохода и карчехода, возможный размыв;
- геологические условия - особенности напластования грунтов и их физико-механические свойства (прил. 1).

## 2. Назначение типа опоры

Тип и размеры опоры назначаются в соответствии с заданием и (прил. 2). В последнем случае высота опоры моста определяется максимальным необходимым возвышением верха опоры [1] над УВВ (+0,5 м без карчехода или + 1 м при карчеходе), УЛ (+ 0,75 м), РСУ (+ Н), где Н -высота подмостового габарита в зависимости от класса реки по судоходству [4,9].

Высота опоры путепровода определяется габаритом по высоте для пересекаемой автомобильной [1, 6, 9] или железной дороги [5, 7] (прил. 3).

Обрез фундамента моста должен быть ниже УМВ не менее чем на 0,5м, путепровода, как правило, не выше поверхности грунта.

## 3. Определение нагрузок, действующих на

### 3.1. Схема нагрузок

Нагрузки и воздействия, приложенные к опоре определяются в соответствии с [1].

Схема действия нагрузки на опору представлена на Рис. 3.1.

На рисунке представлены следующие нагрузки:

1. Вертикальные нагрузки:

вес опоры -  $P_{оп}$  - собственный вес надфундаментной части опоры (без учета веса фундамента);

вес пролетных строений -  $P_{П,Л(П)}$  - соответствующих давлению от примыкающих к данной опоре двух одинаковых пролетных строений слева (справа);

сила воздействия на опору -  $P_{ВП,Л(П)}$  - от временной подвижной вертикальной нагрузки слева (справа).

2. Горизонтальные поперечные нагрузки:

сила давления ветра -  $W_2$  - на опору;

сила давления ветра -  $W_3$  - на пролетные строения;

сила давления льда -  $F_L$  - на опору при наивысшем горизонте ледохода.

### 3. Горизонтальные продольные нагрузки:

силы торможения или тяги -  $F_h$ ;

сила давления ветра -  $W_1$  - на опору

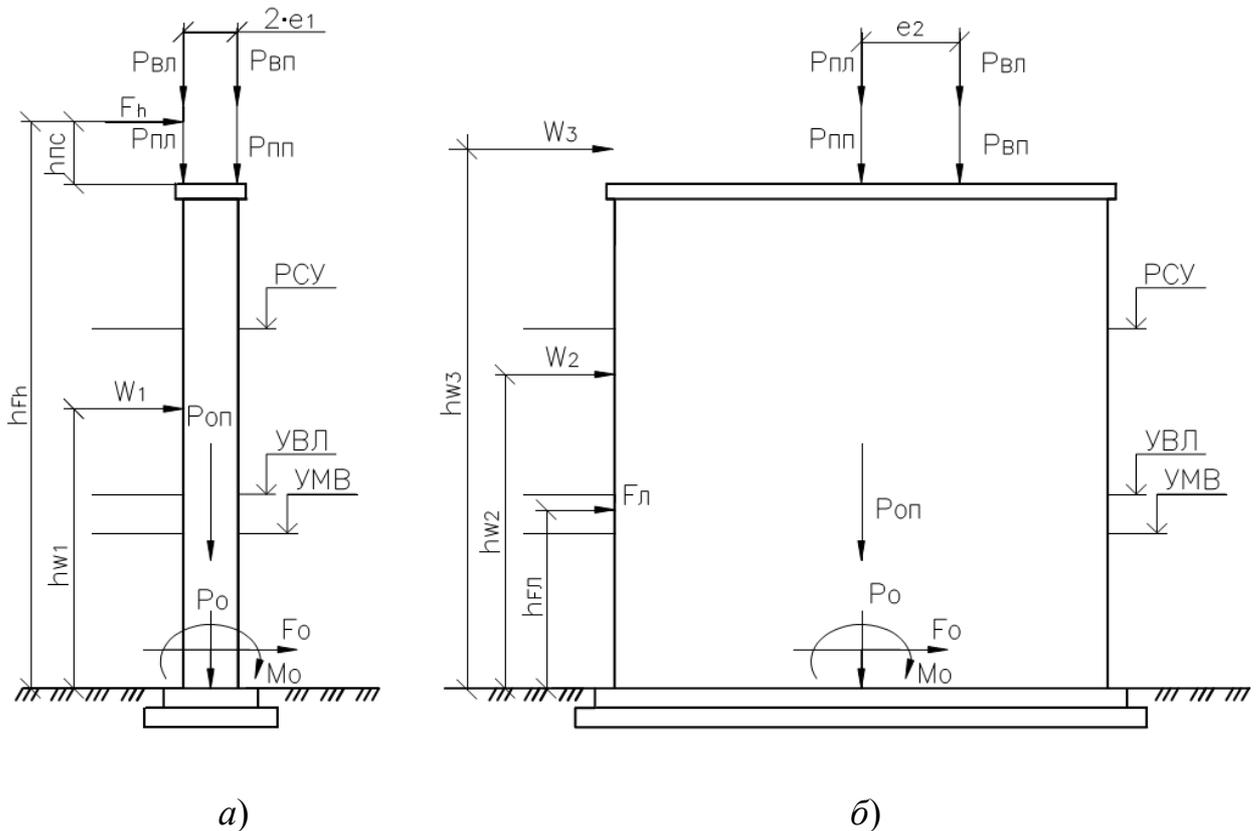


Рис. 3.1. Схема действия нагрузки на опору:

а) - вдоль моста;

б) - поперек моста

### 3.2. Собственный вес опоры

Нормативная вертикальная нагрузка от собственного веса опоры определяется по формуле:

$$P_{on}^H = \sum V_{oni} \cdot \gamma_{\gamma vi}, \quad (3.1)$$

где  $V_{oni}$  – объем элементов опоры;

$\gamma_{\gamma vi}$  -соответствующий удельный вес.

Расчетные (по I группе предельных состояний) значения постоянных нагрузок здесь и далее находятся с учетом коэффициентов надежности по нагрузке  $\gamma_f$  [1], (прил. 5):

$$P_{on} = P_{on}^H \cdot \gamma_f, \quad (3.2)$$

### 3.3. Реакции от собственного веса пролетных строений

Нормативную реакцию от собственного веса пролетных строений левого  $P_{nl}^H$  и правого  $P_{mr}^H$  полетов допускается определять в виде суммы реакции от главных балок и ездового полотна.

Реакция от главных балок слева (справа):

$$P_{ГБ,Л(П)}^H = 0,5 \cdot V_{Л(П)} \cdot \ell_{Л(П)} \cdot (\Gamma + 2 \cdot T) \cdot \gamma_{v\beta}, \quad (3.3)$$

Реакция от ездового полотна слева (справа):

$$P_{ЕП,Л(П)}^H = 0,5 \cdot \Gamma \cdot \ell_{Л(П)} \cdot \sum h_i \cdot \gamma_{v\beta,i}, \quad (3.4)$$

где  $V$  - объем железобетона балок на 1 м<sup>2</sup> площади пролета (прил. 4);

$\ell$  - длина пролета;

$\Gamma$  - габарит;

$T$  - ширина тротуара;

$h_i$  - толщина слоев ездового полотна, рекомендуемые [1]: выравнивающий бетонный слой 0,03 м; гидроизоляция 0,01 м; защитный железобетонный слой 0,04 м; асфальтобетонное покрытие 0,07 м;

$\gamma_{v\beta}$  и  $\gamma_{v\beta,i}$  - удельные веса железобетона и слоев ездового полотна по [11].

Вес пролетных строений слева (справа):

$$P_{П,Л(П)}^H = P_{ГБ,Л(П)}^H + P_{ЕП,Л(П)}^H, \quad (3.5)$$

Расчетные значения реакции от веса главных балок:

$$P_{ГБ,Л(П)} = P_{ГБ,Л(П)}^H \cdot \gamma_f, \quad (3.6)$$

Расчетные значения реакции от ездового полотна:

$$P_{ЕП,Л(П)} = 0,5 \cdot \Gamma \cdot \ell_{Л(П)} \cdot \sum h_i \cdot \gamma_{v\beta,i} \cdot \gamma_{f,i}, \quad (3.7)$$

Значения коэффициентов надежности по нагрузкам следует принимать в соответствии с [1] и (прил. 5).

Расчетные значения веса пролетных строений слева (справа):

$$P_{\Pi,Л(\Pi)} = P_{ГБ,Л(\Pi)} + P_{ЕП,Л(\Pi)}, \quad (3.8)$$

### 3.4. Вертикальные реакции от временных подвижных нагрузок

Вертикальные реакции от временных подвижных нагрузок определяются при загрузении одного пролета и при двух загруженных пролетах. В обоих случаях реакции определяются для двух схем загрузки: нагрузка А14 [6] и пешеходная (рис.3.2 а, 3.2 з); нагрузка Н14 [6] (рис.3.2 б, 3.2 д).

Вначале строятся линии влияния опорных реакций для примыкающих балочных пролетов (рис.3.2 в, 3.2 ж).

Далее они “загружаются” нагрузками А14 и пешеходной (рис.3.2 а) и одиночной Н14 справа (рис.3.2 б). И, наконец, “загружаются” оба примыкающих пролета (рис.3.2 з, 3.2 д).

Вычисление опорных реакций с использованием линий влияния производится по известным правилам строительной механики. Нормативная реакция от нагрузки А14 и пешеходной (рис.3.2 а):

$$P_{ВП,А14+n}^H = P_{ВП,А14p}^H + P_{ВП,А14v}^H + P_{ВП,n}^H; \quad (3.9)$$

$$P_{ВП,А14p}^H = P \cdot (y_{p1} + y_{p2}) \cdot n_e; \quad P_{ВП,А14v}^H = v \cdot \omega_{\Pi} (S_{1,1} + S_{1,2}); \quad (3.10)$$

$$P_{ВП,n}^H = p \cdot \omega_{\Pi}, \quad (3.11)$$

где  $v$ ,  $P$ ,  $p$  – характеристики нагрузок [6];  $S_{1,1}=1$ ,  $S_{1,2}=0,6$  – коэффициент полосности по [1];  $n_e=2$  – число полос движения;  $\omega_{\Pi}$  – площадь линии влияния по (рис. 3.2 в);  $y_{p1}; y_{p2}$  – ординаты соответствующих линии влияния под тележкой.

Расчетная длина пролета принимается по формуле

$$l_{\Pi(Л)} \approx L - 2 \cdot (e_1 - 0,025), \quad (3.12)$$

где  $L$  – длина пролета;  $e_1 \approx 0,4$  м - эксцентриситеты приложения нагрузки вдоль моста (рис. 3.1 а).

Нормативная реакция от нагрузки Н14 (рис.3.2 б):

$$P_{ВП,Н14}^H = P_{Н14} \cdot (y_{НП1} + y_{НП2} + y_{НП3} + y_{НП4}), \quad (3.13)$$

где  $y_{НП1}; y_{НП2}; y_{НП3}; y_{НП4}$  – ординаты соответствующей линии влияния под осями Н14, установленной на правом пролете (рис. 3.2 в).

Из двух расчетных значений реакций для дальнейшего использования выбирается максимальное:

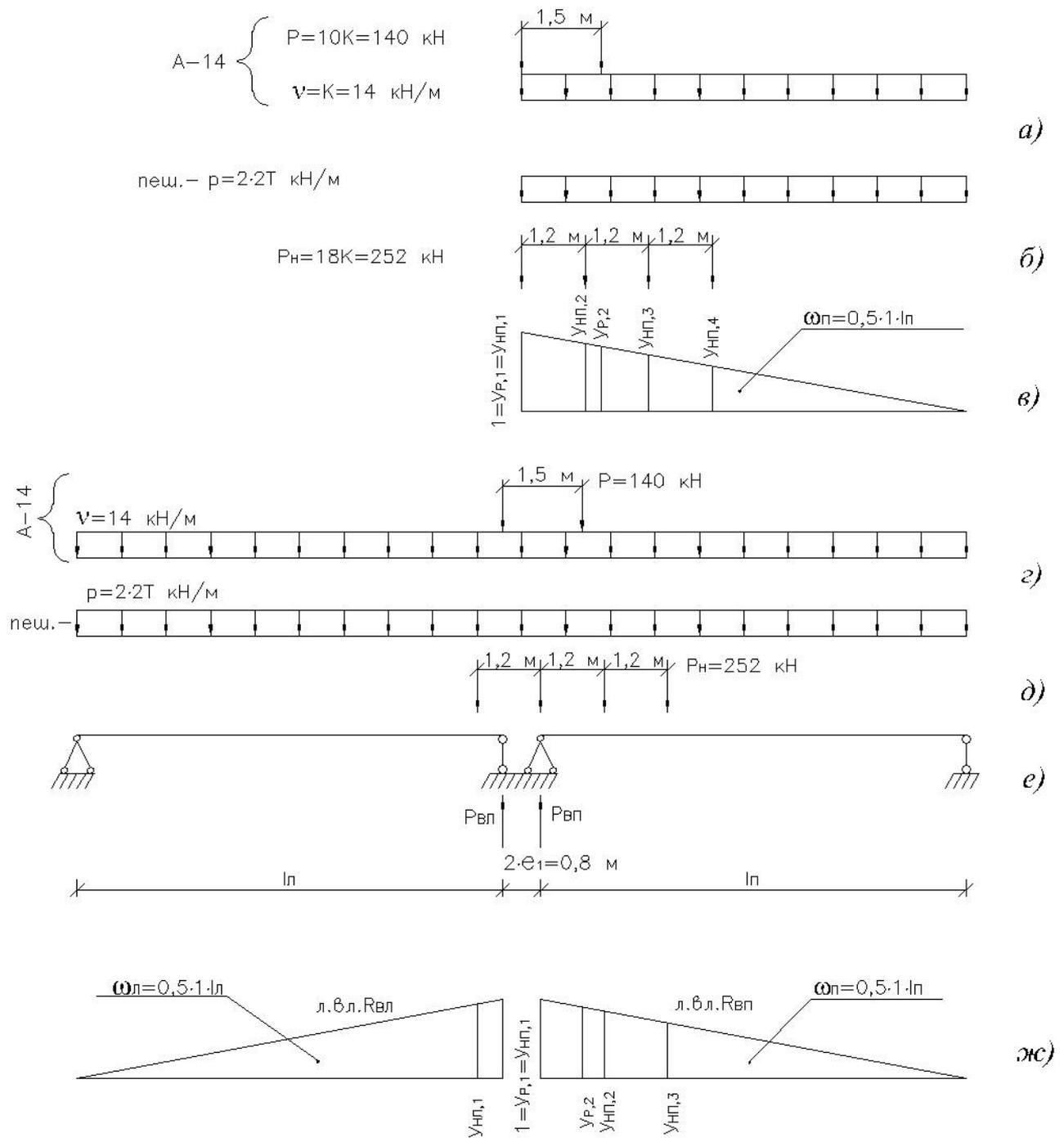


Рис. 3.2. Схема загрузки временными подвижными нагрузками (а, б, г, д), схемы примыкающих пролетов(е) и линии влияния(в,ж)

$$P_{ВП} = \max \begin{cases} P_{ВП, А14+n} = (P_{ВП, А14p}^H \cdot \gamma_{f,p} + P_{ВП, А14v}^H \cdot \gamma_{f,v} + P_{ВП,n}^H \gamma_{f,n}) \cdot (1+\mu) \\ P_{ВП, Н14} = P_{ВП, Н14}^H \cdot \gamma_{f, Н14} \cdot (1+\mu) \end{cases}, (3.14)$$

где  $\gamma_{f,i}$  - коэффициенты надежности по нагрузке по [1], (прил. 5);  
 $(1+\mu)=1$  - динамический коэффициент при расчете фундаментов [1].

Аналогично подсчитывается и выбирается максимальное значение реакции на два примыкающих пролета (РвЛ+РвП) (рис.3.2 з, 3.2 д). При этом пешеходная нагрузка имеет интенсивность (рис.3.2 г); в формулы вводится суммарная площадь ( $\omega_{П+Л}$ ); в формуле для реакции от Н14

$$(P_{ВП} + P_{ВЛ})_{Н14}^H = P_{Н14} \cdot (y_{НЛ1} + y_{НП1} + y_{НП2} + y_{НП3}), (3.15)$$

вводится ордината  $y_{НЛ1}$  слева (рис. 3.2 ж).

Эксцентриситеты приложения нагрузки:

вдоль моста (рис. 3.1 а)  $e_1 \approx 0,4$  м ;

поперек моста (рис. 3.1 б)  $e_2 \approx (n_6 \cdot e_6 - 3)$  м - если максимальной оказывается реакция от нагрузки А14 и пешеходной;  
 $e_2 \approx (n_6 \cdot e_6 - 1,75)$  м - если максимальная - Н14.

Здесь  $e_6$  - ширина полосы движения в зависимости от категории дороги [1]: II - 3,75 м; III - 3,5 м; IV - 3,0 м.

### 3.5 Горизонтальная реакция от временной подвижной нагрузки

Реакция от нормативной горизонтальной силы торможения или тяги нагрузки А14 вдоль моста  $F_{h}^H$  (рис. 3.1 а) определяется отдельно для правого и обоих пролетов согласно [1]:

$$F_{hП}^H = 0,5 \cdot P_{ВП, А14v}^H; F_{h(П+Л)}^H = 0,5 \cdot (P_{ВП} + P_{ВЛ})_{А14v}^H, (3.16)$$

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_{f,v}$  принимается по [1] или (прил. 5).

$$F_{hП} = F_{hП}^H \cdot \gamma_{f,v}; F_{h(П+Л)} = F_{h(П+Л)}^H \cdot \gamma_{f,v}, (3.17)$$

Плечо:

$$h_{Fh} = h_0 + h_{ПС}; h_{ПС} = (L / 20) + \sum h_i, (3.18)$$

где  $h_{ПС}$  - высота пролетного строения;

$\sum h_i$  - суммарная толщина одежды ездового полотна.

Горизонтальная реакция принимается в расчет только совместно с нагрузкой А14, если она оказывается максимальной в предыдущем пункте.

### 3.6. Ветровые нагрузки на опору

Нормативные величины ветровой нагрузки вдоль  $W_1^H$  и поперек  $W_2^H$  и  $W_3^H$  вычисляются по формуле:

$$W_i^H = A_i \cdot w_{n,i} (i=1,2); w_{n,i} = q_0 \cdot k_h \cdot c_{wi}; \quad (3.19)$$

$$W_i = W_i^H \cdot \gamma_f, \quad (3.20)$$

где  $A_i$  – площадь рабочей ветровой поверхности опоры поперёк или вдоль моста до УМВ или уровня грунта УД;  $w_{n,i}$  – интенсивность статической составляющей горизонтальной ветровой нагрузки [1];  $q_0$  – скоростной напор ветра, принимаемый  $q_0=0,69$  КПа [1];  $k_h$  – коэффициент изменения скоростного напора по высоте, принимаемый  $k_h = 1,45$  [1];  $c_{wi}$  – аэродинамические коэффициенты по [1]. Для расчетов вдоль моста  $c_{w1}=2,10$ ; поперек –  $c_{w2}=2,10$  (прямоугольное сечение опоры);  $c_{w2}=1,75$  (прямоугольное с обтекателями-закруглениями в носовой и кормовой частях),  $c_{w2}=1,40$  (одностолбчатая опора),  $c_{w2}=1,80$  (двухстолбчатая опора). Для опор, состоящих по высоте из нескольких ярусов различных форм, ветровую нагрузку следует определять для каждого яруса с учетом соответствующего коэффициента  $c_w$

В курсовой работе плечо  $h_{wi}$  допускается принимать посередине свободной высоты опоры (от УМВ или грунта).

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,5$ , [1].

### 3.7. Ледовая нагрузка

Нормативную нагрузку на опору моста следует принимать в виде сил, определяемых согласно [1] от движущихся ледяных полей при наивысшем уровне ледохода как минимальное значение из двух формул:

$$F_{Л}^H = \min \begin{cases} \psi_1 \cdot R_{zn} \cdot \epsilon_0 \cdot t; \\ 1,253 \cdot v \cdot t \cdot \sqrt{\psi_2 \cdot A \cdot R_{zn}}; \end{cases} \quad (3.21)$$

где  $\psi_1$  и  $\psi_2$  – коэффициенты формы режущей грани опоры, принимаемые равными 0,90 и 2,4 – для закругленных, 1,0 и 2,7 – для прямоугольных, 0,59 и 0,5 – для заостренных носовых частей;  $R_{zn}=K_n R_{zI}$ ;  $K_n=1...2$  – климатический коэффициент (для Европейской части России  $K_n=1$ , для Европейского Севера  $K_n=1,25$ );  $R_{zI}=441$  кПа – предел прочности льда на раздробление;  $\epsilon_0$  – ширина

опоры в уровне ледохода;  $t$  - расчетная толщина льда при ледоходе, равная 0,8 максимальной;  $v$  - скорость течения;  $A = 1,75 \cdot \ell_{\max}^2$  - площадь льдин, определяемая при отсутствии натуральных данных в зависимости от максимального примыкающего пролета.

Равнодействующая ледовой нагрузки приложена ниже уровня ледохода на  $0,3t$ .

Коэффициент надежности по ледовой нагрузке  $\gamma_f = 1,2$  [1].

#### **4. Сочетания нагрузок и приведение их к обрезу фундамента**

##### **4.1. Сочетания нагрузок**

Сочетания нагрузок принимаются по [1]. В курсовой работе допускается рассматривать лишь 6 сочетаний, приведенных в первом столбце *табл. 1*. Временные нагрузки пронумерованы в соответствии с [1]: № 7 - вертикальная; № 11 - горизонтальная; № 12 - ветровая; № 13 - ледовая.

В самой *табл. 1* приведены коэффициенты сочетаний /1, прил. 2/, на которые следует умножать соответствующие нормативные и расчетные нагрузки, записывая полученные значения в те же места *табл. 1*.

##### **4.2. Приведение нагрузок к обрезу**

Все внешние нагрузки приводятся к центру обреза фундамента в виде проекций на вертикальную ось  $y$  ( $P_0$ ), горизонтальные  $x$  или  $Z$  ( $F_0$ ) и суммы моментов относительно точки  $O$  вдоль или поперек ( $M_0$ ). Схема указана на *рис. 1*.

Нагрузки, уже умноженные на коэффициенты сочетаний, берутся из соответствующих строк *табл. 1*. В курсовой работе потребуются приведенные нагрузки в следующих сочетаниях:

- №№ 1...6 - расчетные величины;
- №№ 1, 3 и 6 - нормативные величины.

При определении  $M_0$  следует силы, создающие момент, умножать на соответствующие плечи согласно *Рис. 1*.

Результаты приведения оформляются в виде *табл. 2*.

Таблица 1

## Сочетания нагрузок и воздействий

Номер сочетания	Номер нагрузки+ номер сочетания	Постоянные		Временные подвижные				Временные прочие	
		P <sub>оп</sub>	P <sub>пл</sub> +P <sub>пп</sub>	Вертикальные		Горизонтальные		W	F <sub>л</sub>
				P <sub>вп</sub>	P <sub>вп</sub> +P <sub>вл</sub>	F <sub>гп</sub>	F <sub>г(п+л)</sub>		
<b><u>При расчетах вдоль моста</u></b>									
1	7 и 8 + 9	1	1		1				
2	11 + 7 - 9, 12, 15	1	1	0,8		0,8		0,25	
3	11 + 7 - 9, 12, 15	1	1		0,8		0,8	0,25	
<b><u>При расчетах поперек моста</u></b>									
4	7 и 8 + 9	1	1		1				
5	7 и 8 + 12, 13, 15	1	1	0,8				0,25	0,7
6	13 + 12, 15, 17	1	1					0,5	0,8

Примечания: 1. В табл. 1 даны коэффициенты сочетаний

2. Нормативные значения нагрузок следует записывать в числителе, расчетные - в знаменателе соответствующих граф.

Таблица 2

## Приведенные к обрезу фундамента нагрузки

Вид расчета	Номер сочетания (по табл. 1)	Группа предельных состояний					
		II			I		
		$P_0^H$	$F_0^H$	$M_0^H$	$P_0$	$F_0$	$M_0$
<u>при расчете вдоль моста</u>							
Несущая способность основания	1	-	-	-	+	-	-
	2	-	-	-	+	+	+
Устойчивость против опрокидывания	3	-	-	-	+	+	+
Устойчивость против сдвига	3	-	-	-	+	+	+
Определение осадки	3	+	+	+	-	-	-
Определение крена	3	+	+	+	-	-	-
<u>при расчете поперек моста</u>							
Несущая способность основания	4	-	-	-	+	+	+
	5	-	-	-	+	+	+
Устойчивость против опрокидывания	6	-	-	-	+	+	+
Устойчивость против сдвига	6	-	-	-	+	+	+
Определение крена	6	+	+	+	-	-	-

Примечание: знаком (+) отмечены позиции, необходимые для расчета.

## 5. Проектирование фундамента мелкого заложения на естественном основании

### 5.1. Определение глубины заложения подошвы фундамента.

При выборе глубины заложения фундаментов решается вопрос о несущем слое грунта и типе основания. Глубину заложения фундаментов следует определять с учетом [8]:

- назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения;
- величины и характеристики нагрузок, воздействующих на основание;
- инженерно-геологических условий площадки строительства (физико-механических свойств грунтов, характера напластований);
- гидрогеологических условий площадки и возможных их изменений в процессе строительства и эксплуатации сооружений;
- глубины сезонного промерзания грунтов.

В качестве основания опоры моста следует принимать малосжимаемые или скальные грунты, а также грунты средней сжимаемости (песчаные грунты средней плотности или тугопластичные глинистые грунты). Фундаменты мостов запрещается опирать на просадочные и заторфованные грунты, а также на глинистые грунты с показателем текучести  $I > 0,5$ .

Высоту фундамента  $h_{\phi}$  определяют как расстояние от подошвы до его обреза. Для опор мостов положение обреза назначают на 0,5 м ниже уровня самой низкой воды. Для опор, возводимых на суходоле, обреза фундамента назначают на 0,1-0,25 м ниже уровня поверхности грунта.

При строительстве на суходоле минимальная глубина заложения подошвы фундамента принимаем:

$$d \geq d_f + 0,25 \text{ м}, \quad (5.1)$$

где  $d_f$  - глубина промерзания.

При возможности размыва фундаменты должны быть заглублены ниже дна реки после размыва у данной опоры не менее чем на 2,5 м. Обрез фундаментов располагают на уровне поверхности грунта.

$$d \geq d_z + 2,5 \text{ м}, \quad (5.2)$$

где  $d_z$  - глубина размыва (общего плюс половина местного).

Глубина заложения, как правило, не превышает 5 м для мостов и 2...3 м для путепроводов.

Подошву рекомендуется располагать ниже кровли опорного пласта на 0,5...1 м. Желательно, чтобы толща опорного пласта под подошвой была не менее ширины  $b$  подошвы.

## 5.2. Определение площади подошвы и размеров уступов фундаментов

Размеры обреза фундамента в плане принимают больше размеров надфундаментной части опоры на величину обреза  $c = 0,25 \dots 0,5$  м в каждую сторону для компенсации возможных отклонений положения и размеров фундамента при разбивке и производстве работ (рис. 5.1.).

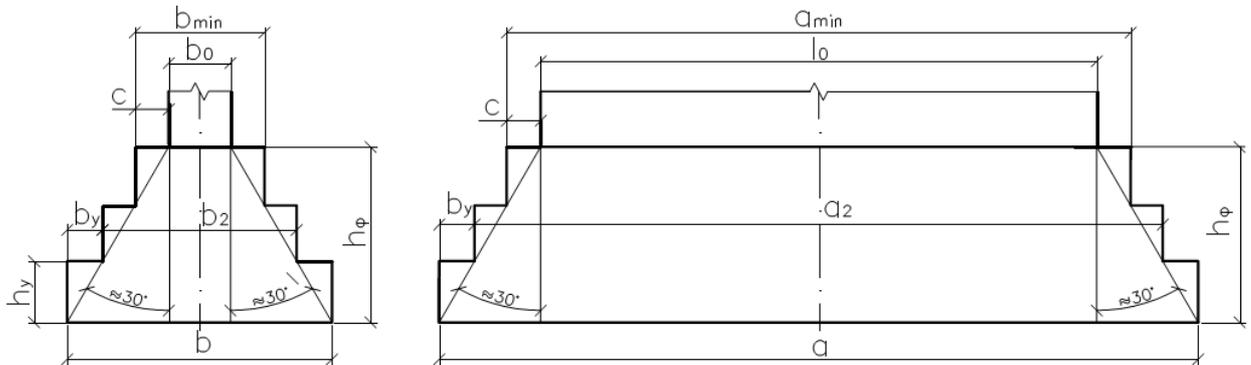


Рис.5.1. Конструкция фундамента мелкого заложения.

Минимальная площадь подошвы фундамента

$$A_{\min} = (b_0 + 2c)(l_0 + 2c), \quad (5.3)$$

Максимальную площадь подошвы фундамента при заданной его высоте  $h_\phi$  определяют исходя из нормированного [8] условия обеспечения жесткости фундамента. Она заключается в том, что линия уступов или наклон граней фундамента, как правило, не должны отклоняться от вертикали на угол  $\alpha$  более  $30^\circ$  (см. рис. 5.1). отсюда:

$$A_{\max} = (b_0 + 2h_\phi \cdot \operatorname{tg}30^\circ)(l_0 + 2h_\phi \cdot \operatorname{tg}30^\circ), \quad (5.4)$$

С учетом того, что  $\operatorname{tg}30^\circ = 0,577$ , получим:

$$A_{\max} = (b_0 + 1,16h_\phi)(l_0 + 1,16h_\phi), \quad (5.5)$$

где  $h_\phi$  - высота фундамента ( расстояние от обреза фундамента до его подошвы);

$b_0$  и  $l_0$  - ширина и длина надфундаментной части опоры в плоскости обреза фундамента

При общей высоте фундамента  $d_f \geq 3$  м его устраивают ступенчатым с высотой ступени 1...3 м.

Уширение фундамента может быть обеспечено путем устройства уступов. Высоту фундамента  $h_y$  принимают равной 0,7-2 м, а ширину -

обычно не более  $0,5h_y$ . При этом отношение ширины уступа к его высоте не должно превышать  $tg30^\circ = 0,577$  (рис. 5.1.).

### 5.3. Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента

Расчетное сопротивление основания осевому сжатию согласно /1, прил.24/:

$$R = 1,7 \left\{ R_0 \left[ 1 + k_1 (e - 2) \right] + k_2 \gamma (d - 3) \right\}, \quad (5.6)$$

где  $R_0$  - условное сопротивление грунта;  $k_1$  и  $k_2$  - коэффициенты - принимаются по [1] или (прил. 1);  $\gamma$  - средний удельный вес грунтов, расположенных выше подошвы (допускается принимать  $\gamma = 19,62 \text{ кН/м}^3$ ).

### 5.4. Проверка несущей способности грунтового основания

В курсовой работе по I группе предельных состояний предлагается рассчитывать только несущую способность основания, устойчивость против сдвига и опрокидывания. По II группе - деформации основания.

Предварительно вычисляются сила  $N$  и момент  $M$ , приложенные к середине подошвы в четырех сочетаниях: №№ 1 и 2 - вдоль и №№ 4 и 5 - поперек моста:

$$N = P_0 + G; \quad (5.7)$$

$$M = M_0 + F_0 h_\phi; \quad (5.8)$$

$$G = G^H \gamma_f; \quad (5.9)$$

$$G^H = V_\phi \gamma_{v\phi}, \quad (5.10)$$

где  $P_0$ ,  $M_0$  и  $F_0$  - нагрузки из соответствующих строк табл. 2;  $V_\phi$  и  $\gamma_{v\phi}$  - объем и удельный вес фундамента;  $\gamma_f = 1,1$  - коэффициент надежности по нагрузке [1].

Расчет необходим для определения средних, максимальных и минимальных напряжений (давлений) на основание под подошвой фундамента и сравнения их с расчетным сопротивлением грунта.

Несущая способность основания должна удовлетворять условиям [1]:

$$p = \frac{N}{A} \leq \frac{R}{\gamma_n}; \quad (5.11)$$

$$p_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}; \quad (5.12)$$

где  $p, p_{\max}$  - среднее и максимальное давление под подошвой;

$A = a \cdot b$  - площадь подошвы;  $N$  - расчетная вертикальная нагрузка на основание с учетом гидростатического давления массы воды, если оно имеет место;  $W = a \cdot b^2 / 6$  (вдоль моста),  $W = a^2 \cdot b / 6$  (поперек) - момент сопротивления подошвы;  $a$  и  $b$  - длина и ширина подошвы;  $\gamma_n = 1,4$  - коэффициент надежности по назначению;  $\gamma_c = 1,0$  (в сочетаниях №№ 1 и 2),  $\gamma_c = 1,2$  (в сочетаниях №№ 4 и 5) - коэффициент условий работы.

Проверки  $p, p_{\max}$  выполняются для сочетаний нагрузок №№ 1, 2, 4 и 5.

При рационально запроектированном фундаменте хотя бы одно из значений  $P$  или  $P_{\max}$  должно быть возможно близко к допустимому, но каждое из них обязательно меньше величины допустимого значения. Если условие (5.11) или (5.12) не удовлетворяется или имеет место большой запас прочности, следует изменить размеры подошвы в соответствующем направлении и путем последовательных попыток запроектировать наиболее рациональную конструкцию фундамента.

## 5.5. Расчет на устойчивость положения фундамента

Расчет на устойчивость фундамента обычно производят для устоев мостов и в случаях, когда равнодействующая сил по подошве фундамента выходит за пределы ядра сечения. В курсовой работе с методологической целью выполняют расчет на опрокидывание и на сдвиг по подошве.

### 5.5.1. Проверка устойчивости против опрокидывания

Устойчивость против опрокидывания проверяется согласно [1] вдоль и поперек моста в сочетаниях нагрузок №№ 3 и 6 (табл. 2). За ось возможного поворота принимается наиболее нагруженная сторона подошвы *Рис. 5.2.*

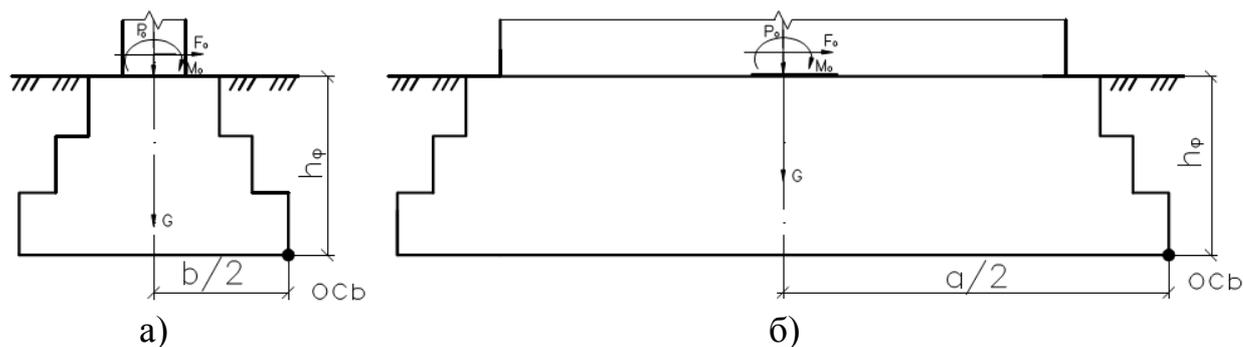


Рис.5.2. Схема к проверке устойчивости вдоль (а) и поперек (б).

Моменты опрокидывающих  $M_u$  и удерживающих  $M_z$  сил вычисляются относительно осей поворота в соответствующих сочетаниях.

Условие равновесия

$$M_u \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} M_z, \quad (5.13)$$

где  $M_u$  - момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота (опрокидывания) конструкции, проходящей по крайним точкам опирания;  $M_z$  - момент удерживающих сил относительно той же оси;  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным: при проверке конструкций, опирающихся на отдельные опоры: в стадии строительства - 0,95; в стадии постоянной эксплуатации - 1,0; при проверке сечений бетонных конструкций и фундаментов: на скальных основаниях - 0,9; на нескальных основаниях - 0,8;  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным 1,1 при расчете в стадии постоянной эксплуатации и 1,0 - при расчетах в стадии строительства.

Опрокидывающие силы следует принимать с коэффициентами надежности по нагрузке, большими единицы. Удерживающие силы следует принимать с коэффициентами надежности по нагрузке: для постоянных нагрузок -  $\gamma_f < 1$ ; для временной вертикальной подвижной нагрузки -  $\gamma_f = 1$ . [1].

### 5.5.2. Проверка устойчивости против сдвига

Устойчивость против сдвига (скольжения) по подошве следует рассчитывать по [1] в сочетаниях №№ 3 и 6:

При расчете фундаментов опор мостов на устойчивость против сдвига по основанию сила  $Q_u$  стремится сдвинуть фундамент, а сила его трения о грунт  $Q_z$  (по подошве фундамента) сопротивляется сдвигу.

Устойчивость фундамента против сдвига следует проверять по формуле:

$$Q_u \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} Q_z, \quad (5.14)$$

где  $Q_u$  - сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на направление возможного сдвига  $Q_u = F_o$ ;  $Q_z$  - удерживающая сила, равная сумме проекций удерживающих сил на направление возможного сдвига  $Q_z = \mu(P_o + G)$ ;  $\mu$  - коэффициент трения бетонной кладки о поверхность грунта основания, принимаемый по [1] или (прил. 1);  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,9;  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным 1,1 при расчете в стадии постоянной эксплуатации и 1,0 - при расчетах в стадии строительства.

При расчете фундаментов мелкого заложения на сдвиг по подошве необходимо принимать следующие значения коэффициентов трения кладки  $\mu$  о поверхность [2]:

скальных грунтов с омыливающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы и т.п.) и глин:

а) во влажном состоянии - 0,25

б) в сухом состоянии - 0,30

суглинков и супесей - 0,30

песков - 0,40

гравийных и галечниковых грунтов - 0,50

скальных грунтов с неомыливающейся поверхностью - 0,60.

Согласно [1] при проверках на опрокидывание и сдвиг следует принимать удерживающие силы с коэффициентами надежности по нагрузке  $\gamma_f < 1$  и без учета динамических коэффициентов. Однако в курсовой работе допускается упрощение проверок с использованием ранее найденных значений сил и моментов (см. сочетания №№ 3 и 6 в табл. 2).

## 5.6. Определение осадки

Осадка фундамента зависит от деформаций основания, которые в обычных нескальных грунтах с модулем деформации  $E < 100$  МПа определяются методом послойного суммирования с использованием схемы линейно-деформируемого полупространства [2].

Последовательность расчета:

1. Сжимаемую толщу грунта, расположенную ниже подошвы фундамента, разбивают на элементарные слои толщиной  $h_i < 0,4b$ , где  $b$  - ширина подошвы фундамента. Границы элементарных слоев должны совпадать с границами слоев грунтов и уровнем подземных вод (рис. 5.3.).

2. Определение вертикальных напряжений от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента и на границе каждого подслоя:

$$\sigma_{zg,i} = \gamma_w d_w + \gamma' d' + \sum_{i=1}^{8...12} \gamma_i h_i, \quad (5.15)$$

где  $\gamma_w$  и  $\gamma'$  - удельные веса воды (в русле реки) и грунта, лежащего выше подошвы;  $d_w$  и  $d'$  - глубина воды и толщина грунта, лежащего выше подошвы;  $\gamma_i$  и  $h_i$  - соответственно удельный вес и толщина  $i$ -го слоя грунта. Удельный вес грунтов, лежащих выше водоупорных слоев - УВС (суглинков тугопластичных или глин) следует принимать с учетом взвешивающего действия воды, т.е.  $\gamma_i = \gamma_{i,грунт} - \gamma_w$ .

По вычисленным значениям  $\sigma_{zg}$  строится график *Рис. 5.3*.

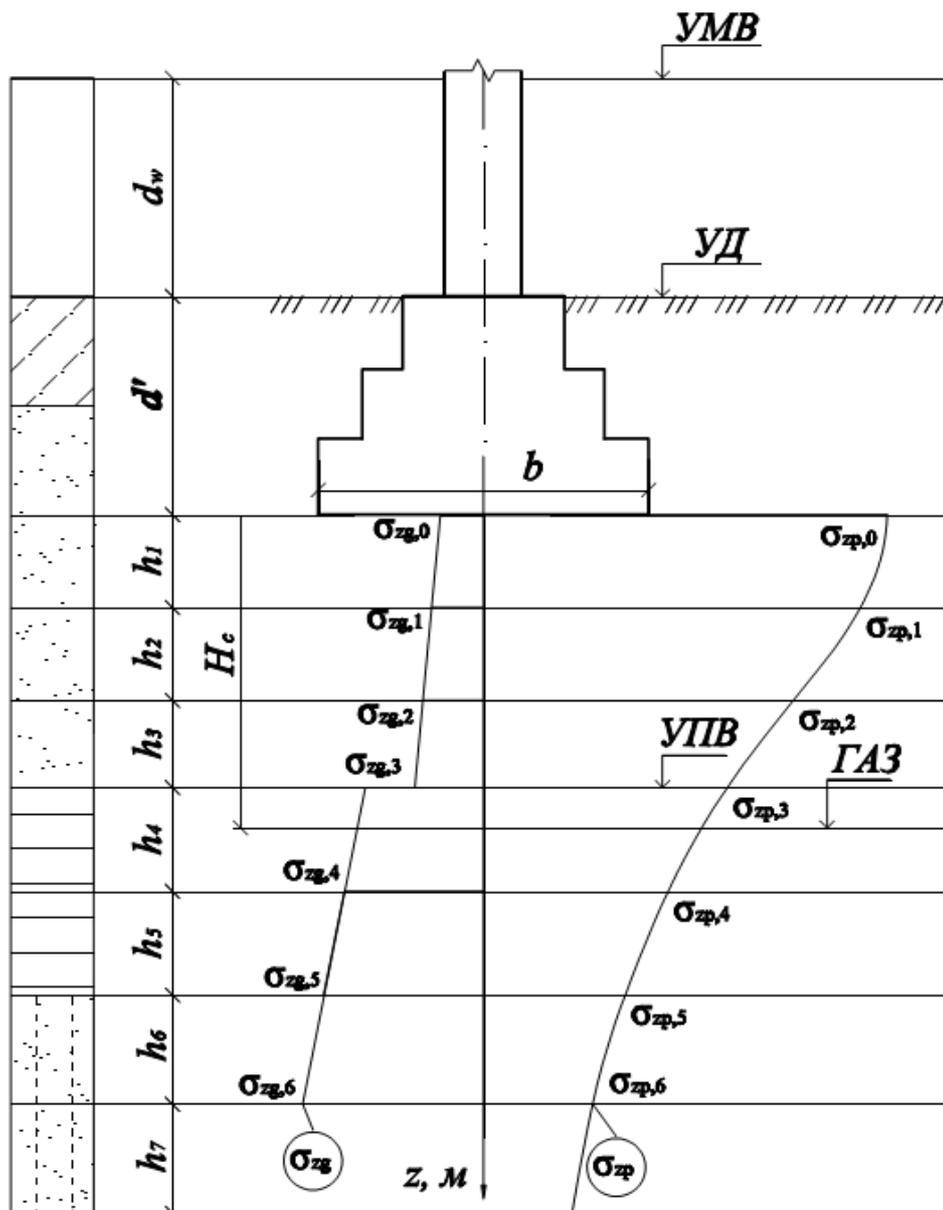


Рис.5.3. Схема распределения вертикальных напряжений

3. Вычисление дополнительных вертикальных напряжений на границах слоев

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_0; \quad (5.16)$$

$$p_0 = \frac{p_0^H + G^H}{A} - \sigma_{zg,0}, \quad (5.17)$$

где  $P_0$  - дополнительное напряжение на основание (в сочетании № 3 по табл.2 с учетом нормативного веса фундамента);  $A$  - площадь подошвы;  $\sigma_{zgo}$  - напряжение от собственного веса под подошвой;  $\alpha$ - коэффициент, принимаемый по [2] или (прил. 6) в зависимости от формы подошвы  $\eta=a/b$  и координаты границы слоя  $z_i$  ( $\xi_i = 2z_i / b$ ).

По вычисленным значениям  $\sigma_{zp}$  строится график (рис. 5.3.).

Послойное вычисление  $\sigma_{zg}$  и  $\sigma_{zp}$  для любых горизонтальных сечений целесообразно ведем в табличной форме таблица 3.

Таблица 3

Послойное определение осадки фундамента

$h_i$	$z, м$	$\xi$	$\alpha$	$\sigma_{zp,i}$	$\sigma_{zg,i}$	$0,2\sigma_{zg}$	$\sigma_{zp,i}^{cp}$	$E_i$	$\frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \cdot h_i}{E_i}$
-------	--------	-------	----------	-----------------	-----------------	------------------	----------------------	-------	--

4. Определение нижней границы сжимаемой толщи (ГАЗ). Она находится на горизонтальной плоскости, где соблюдается условие [2]:

$$\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}, \quad (5.18)$$

5. Определение осадки основания

$$S = 0,8 \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \cdot h_i}{E_i}, \quad (5.19)$$

где  $\sigma_{zp,i}^{cp} = 0,5 \left( \sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i-1} \right)$  - среднее значение дополнительного вертикального напряжения в  $i$ -том слое грунта;  $h_i$  и  $E_i$  - толщина и модуль

деформации  $i$ -того слоя;  $n$  - число слоев, попадающих в сжимаемую толщу  $H_c$ .

Найденная осадка должна быть не более предельно допустимой  $S_u$ . Осадки опор мостовых сооружений не должны вызывать появления в продольном профиле мостового полотна углов перелома, превышающих  $2 \text{ ‰}$  [1].

В предположении отсутствия осадок соседних опор:

$$S_u = 1,5 \sqrt{l_p}, \quad (5.20)$$

где  $S_u$  – предельно допустимая осадка, см;

$l_p$  - длина меньшего примыкающего к опоре пролета, м.

Выполняется проверка

$$S \leq S_u, \quad (5.21)$$

В случае невыполнения условия необходимо изменить размеры фундамента в плане или глубину его заложения.

### 5.7. Определение кренов и горизонтальных перемещений верха опоры

Расчет кренов фундамента и опоры вдоль  $i_v$  и поперек  $i_n$  моста производится в соответствии с [2] при действии нормативных нагрузок в сочетаниях №№ 3 и 6 (табл. 2).

$$i_{v(n)} = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot K_e \cdot \frac{N_{3(6)}^H \cdot l_{3(6)}^H}{b^3(a^3)/8}, \quad (5.22)$$

где  $E$  - среднее значение модуля деформации в пределах сжимаемой толщи;  $\nu$  - коэффициент Пуассона, принимаемый равным для крупнообломочных грунтов - 0,27; для песков и супесей - 0,30; для суглинков - 0,35 и глин - 0,42;  $N^H$  и  $\ell^H = M^H / N^H$  - нормативные вертикальная сила и эксцентриситет сил, приложенных к подошве (при расчете вдоль моста - в сочетании №3, поперек - №6, о чем говорят индексы);  $b(a)$  - ширина (или длина) подошвы;  $K_e$  - коэффициент, принимаемый по [2] или прил. 7.

Горизонтальные смещения верха опоры вдоль и поперек моста равны

$$C_{v(n)} = i_{v(n)} \cdot (h_\phi + h_0). \quad (5.23)$$

Найденные значения должны быть не более предельного [1]

$$C_{в(n)} \leq C_u = 0,005 \sqrt{\ell_{\min}}, \quad (5.24)$$

где  $\ell_{\min}$  - длина меньшего из примыкающих пролетов, но не менее 25 м.

## 6. Проектирование свайного фундамента

### 6.1. Определение глубины заложения и предварительное назначение размеров ростверка.

Свайный фундамент может проектироваться с низкими и с высоким ростверком.

На суходоле и в водотоке при глубине воды менее 3 м следует проектировать свайные фундамент с низким ростверком. Обрез низкого ростверка располагается так же, как обрез фундамента мелкого заложения на естественном основании. - (Плита, объединяющая группу свай в единую конструкцию, называется ростверком).

Подошва низкого ростверка располагается:

- а) в непучинистых грунтах - на любом уровне;
- б) в пучинистых - на глубине не менее  $d_{пл} + 0,25$  м;
- в) в русле реки - может быть расположена на любом уровне.

Минимальная высота ростверка определяется условием жесткой заделки свай  $h_p = 1,0 - 1,5$  м. При этом длина заделки  $h_z$  должна быть не менее половины периметра свай - без разделки и  $30 d_s$  - с разделкой головы свай (где  $d_s$  - диаметр периодической арматуры [8]). В обоих случаях толщина ростверка увеличивается на 0,25 или 0,1 м.

Размеры обреза в плане принимаются больше размеров опоры не менее чем на  $c = 0,25 \dots 0,5$  м с каждой стороны.

В данных методических указаниях рассматривается ход проектирования и расчета применительно к низкому ростверку.

Сборные железобетонные ростверки фундаментов мостов проектируются из бетона марки не ниже В25, монолитные - не ниже В15.

### 6.2. Длина и поперечное сечение свай

В курсовом проекте рекомендуется применять забивные железобетонные сваи сплошного квадратного сечения.

Длина сваи определяется положением подошвы ростверка и кровли прочного грунта, в который целесообразно заделывать сваю. Слабые грунты должны прорезаться сваями.

Заглубление свай в грунте, принятом за основание, должно быть:

а) при крупнообломочных грунтах, гравелистых, крупных и средней крупности песка, а также глинистых грунтах с показателем текучести  $I_L < 0,1$  - не менее 0,5 м;

б) при прочих нескальных грунтах - не менее 1,0 м. Глубина погружения свай от поверхности грунта (в русле реки с учетом размыва) не должна быть менее 4 м.

Минимальная длина мостовых свай  $h_c$  5 м, а рекомендуемая максимальная - обычно до 12...15 м [8].

Сечение свай может быть самым разным. Наиболее распространены железобетонные квадратные (или прямоугольные) сваи со сторонами 0,35 м, 0,40 м, 0,45 м, 0,50 м или круглые диаметром 0,6 м.

В курсовой работе рекомендуется предварительно назначать не менее 2 рядов свай (кроме фундаментов для однорядных стоечных опор).

### 6.3. Определение расчетной несущей способности свай.

При небольших горизонтальных нагрузках и низких ростверках свай, как правило, размещаются вертикально. Расчетную несущую способность свай (расчетное сопротивление) определяют по прочности материала и прочности грунта. Для дальнейших расчетов принимаем меньшее полученное значение. Расчет висячих свай по материалу, как правило, не требуется, поскольку несущая способность по материалу обычно больше, чем по грунту [8].

Несущая способность свай по грунту находится в соответствии с [3]. Для наиболее распространенных забивных висячих свай нормативная несущая способность определяется по [3]:

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{cR} R A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i \right), \quad (6.1)$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы свай, для забивных свай при использовании дизель-молотов  $\gamma_c = 1$  [3];

$R$  - расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай (прил. 8), МПа, при определении  $R$  в кПа табличное значение необходимо умножить на 1000;

$A$  - площадь поперечного сечения свай, м<sup>2</sup>;

$U$  - наружный периметр свай;

$f_i$  - расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания по боковой поверхности свай, [3] или (прил. 9), МПа, для получения  $f_i$  в кПа табличное значение умножается на 1000;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью, м,  $h_i < 2m$ ;

$\gamma_{cr}, \gamma_{cf}$  - коэффициенты условий работы под нижним концом и по боковой поверхности свай, зависящие от способа погружения свай (для свай, погружаемых забивкой  $\gamma_{cr} = \gamma_{cf} = 1$  [3]).

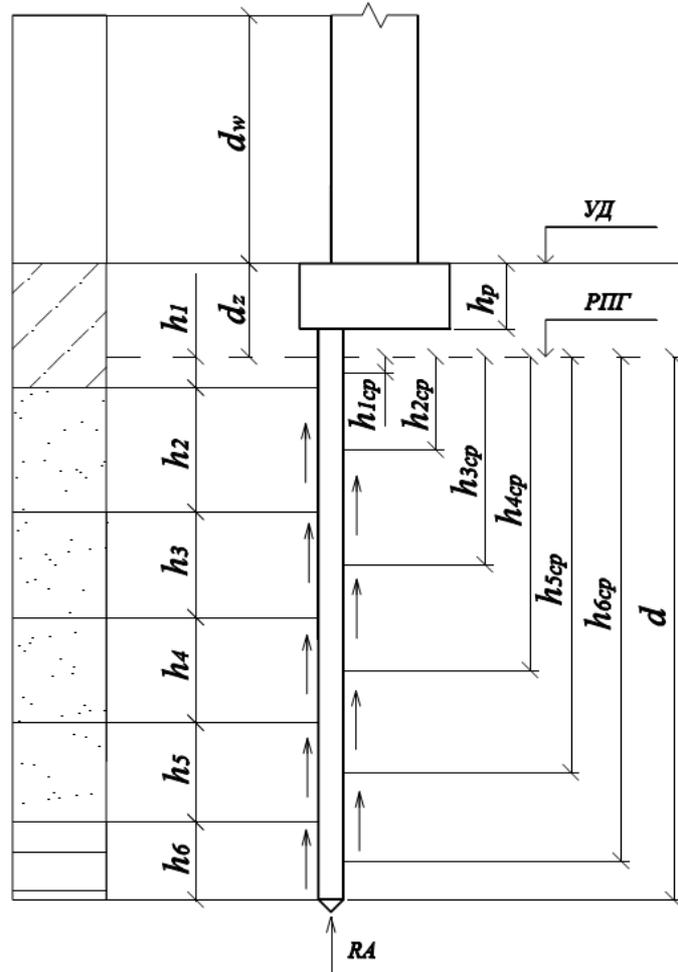


Рис.6.1. Схема для расчета несущей способности одиночной свай по грунту.

Значения  $f_i$  и  $R$  находятся по (прил. 7) в зависимости от глубины  $h_{срi}$  расположения середины соответствующего слоя грунта (для  $f_i$ ) или от глубины  $d$  погружения нижнего конца свай (для  $R$ ) - Рис. 6.1. Глубина  $h_{ср}$  отсчитывается от природной поверхности грунта (на суходоле) или от дна водотока после размыва.

#### 6.4. Определение числа свай, их размещение и уточнение размеров ростверка

Определяется расчетная нагрузка, допустимая на сваю:

$$F = F_d / \gamma_k, \quad (6.2)$$

где  $\gamma_k$  - коэффициент надежности; для фундаментов мостов при низком ростверке и висячих сваях если  $F_d$  определена расчетом по формуле (6.1.)  $\gamma_k$  принимается равным 1.4.

Количество свай определяется по формуле:

$$n = \frac{\eta N}{F}, \quad (6.3)$$

где  $N$  - расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, определяемая в общем случае по формуле;

$$N = P_0 + G_p, \quad (6.4)$$

$$G_p = G_p^H \gamma_f, \quad (6.5)$$

$$G_p^H = V_p \gamma_{vb}, \quad (6.6)$$

где  $G_p$  - вес ростверка;  $P_0$ , - нагрузка из табл. 2 в сочетании № 1;  
 $\eta$  - коэффициент, приближенно учитывающий перегрузку отдельных свай от действующего момента принимается равным 1,1-1,2.

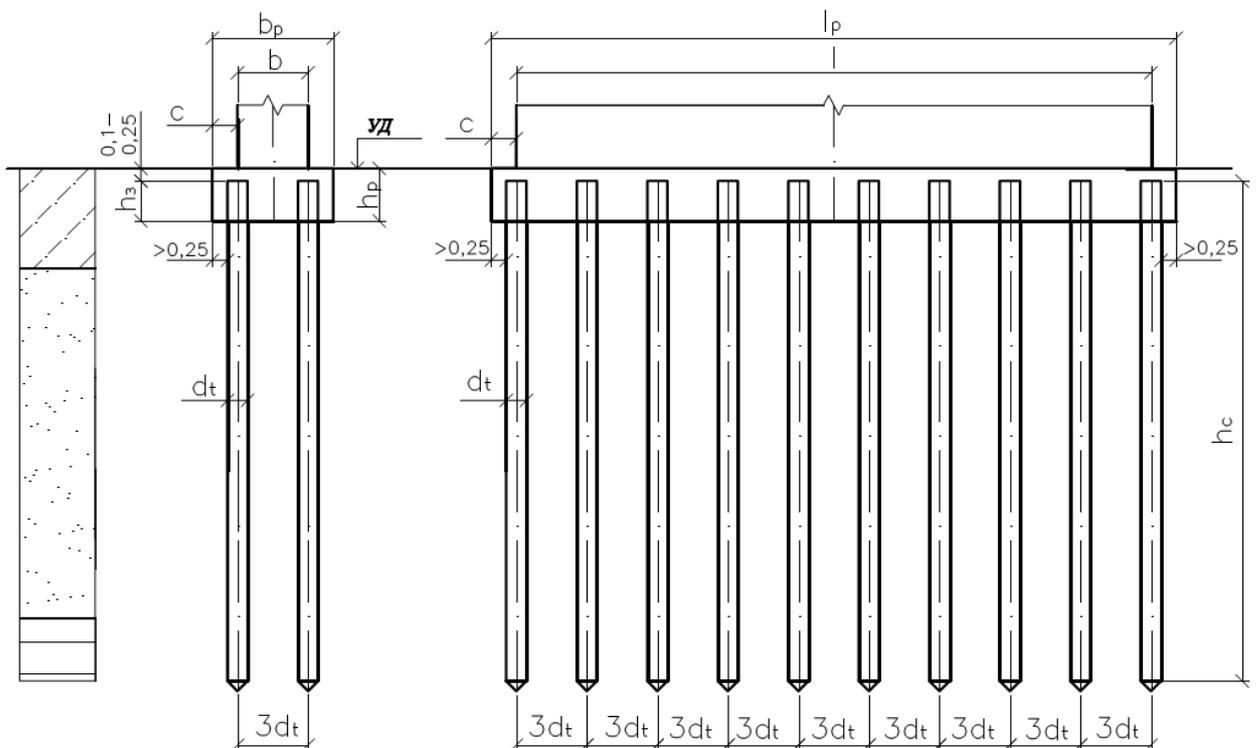


Рис.6.2. Свайный фундамент .

Размеры подошвы ростверка должны обеспечивать расположение принятого количества свай с минимальным расстоянием между нижними концами не менее  $3d_t$  и не более  $6d_t$  где  $d_t$  - диаметр или большая сторона прямоугольного сечения. Кроме того, минимальное расстояние между гранью крайних свай и боковой поверхностью ростверка как вдоль, так и поперек моста должно быть не менее 0,25 м.

После размещения свай в плане окончательно назначают размеры ростверка *Рис. 6.2*.

### 6.5. Проверка максимальной нагрузки, приходящейся на сваю.

Обычно проверяют расчетную нагрузку на крайнюю сваю со стороны наибольшего сжимающего напряжения.

При этом распределение вертикальных нагрузок между сваями фундаментов мостов определяют расчетом их как рамной конструкции. В курсовом проекте разрешается проверить усилие в свае с учетом действия силы вдоль (или поперек) моста в сочетаниях №№ 1, 2, 4 и 5.

Расчетную нагрузку на вертикальную сваю вдоль и поперек моста допускается определять по формуле [3]:

$$N_{\text{в}} = \frac{N_{d,\text{в}}}{n} + \frac{M_{\text{в}} \cdot y_{\text{max}}}{n_x \cdot 2 \cdot \sum y_i^2}, \quad (6.7)$$

$$N_n = \frac{N_{d,\text{в}}}{n} + \frac{M_n X_{\text{max}}}{n_y \cdot 2 \cdot \sum X_i^2}, \quad (6.8)$$

$$N_{d,\text{в}(n)} = P_{o,\text{в}(n)} + G_p, \quad (6.9)$$

$$M_{\text{в}(n)} = M_{o,\text{в}(n)} + F_{o,\text{в}(n)} \cdot h_p, \quad (6.10)$$

где  $P_{o,\text{в}(n)}, M_{o,\text{в}(n)}, F_{o,\text{в}(n)}$  - нагрузки, приведенные к обрезу, при расчете вдоль (или поперек) моста в сочетаниях №№ 1, 2, 4 и 5;  $G_p = G_p^H \cdot \gamma_f$  - расчетный собственный вес ростверка с учетом коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$ ;  $h_p$  - высота ростверка;  $n$  - принятое количество свай;  $n_x$  и  $n_y$  - число рядов по оси  $x$  и по оси  $y$  соответственно;  $y_i$  и  $x_i$  - расстояния в плане от центральных осей ростверка до каждой сваи *Рис. 6.3.*;  $x_{\text{max}}$  и  $y_{\text{max}}$  - расстояния до наиболее удаленной, а значит и самой нагруженной сваи *Рис. 6.3.*

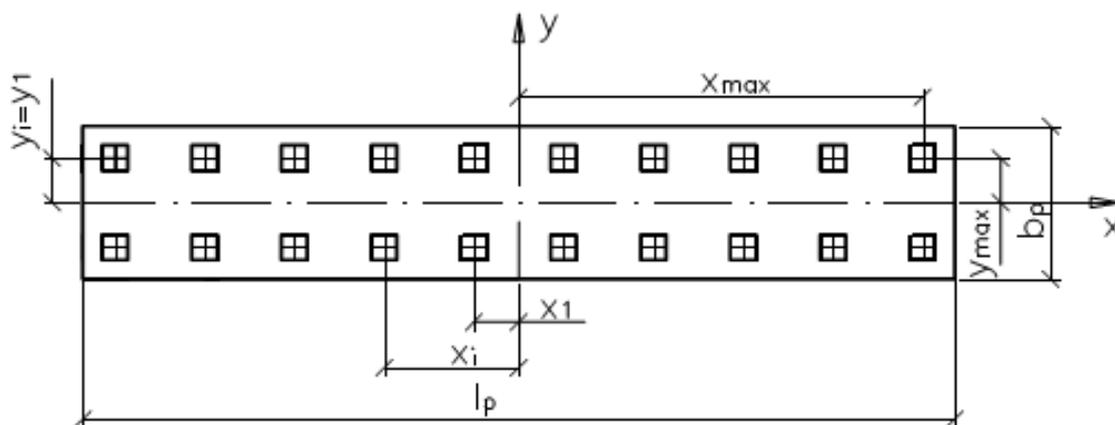


Рис.6.3. План свайного ростверка.

В соответствии с [3] найденное значение  $N_{\sigma(n)}$  должно удовлетворять условию

$$N_{\sigma(n)} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (6.11)$$

где  $F_d$  - расчетная несущая способность сваи по грунту;  $\gamma_k$  - коэффициент надежности (если несущая способность определена расчетом или по результатам динамических испытаний без учета упругих деформаций грунта,  $\gamma_k = 1,4$ ; если несущая способность определена по результатам полевых испытаний грунтов эталонной свайей или свайей-зондом и статического зондирования, или по результатам динамических испытаний с учетом упругих деформаций грунта,  $\gamma_k = 1,25$ ; если несущая способность сваи определена по результатам испытаний статической нагрузкой,  $\gamma_k = 1,2$ ).

Таким образом, проверку сваи по несущей способности следует выполнить 4 раза: вдоль моста в сочетаниях №№ 1 и 2, поперек - №№ 4 и 5. Оптимальным считается такая конструкция (количество и размеры свай), при которой

$$N_{\max} = \max\{N_{\sigma}; N_n\} = \frac{F_d}{(1,0 \dots 1,5)\gamma_k}, \quad (6.12)$$

Если условие не удовлетворяется, т.е.  $N_{\sigma(n)} \geq \frac{F_d}{\gamma_k}$ , то необходимо

пересчитать несущую способность сваи, увеличив ее длину или поперечное сечение.

## 6.6. Проверка несущей способности по грунту свайного фундамента как условно массивного.

Первоначально определяют границы условно массивного фундамента в соответствии с [1, 7]. Условный фундамент принимают в виде прямоугольного параллелепипеда. Его размеры для свайного фундамента с заглубленным в грунт ростверком определяют по рис. 6.4.

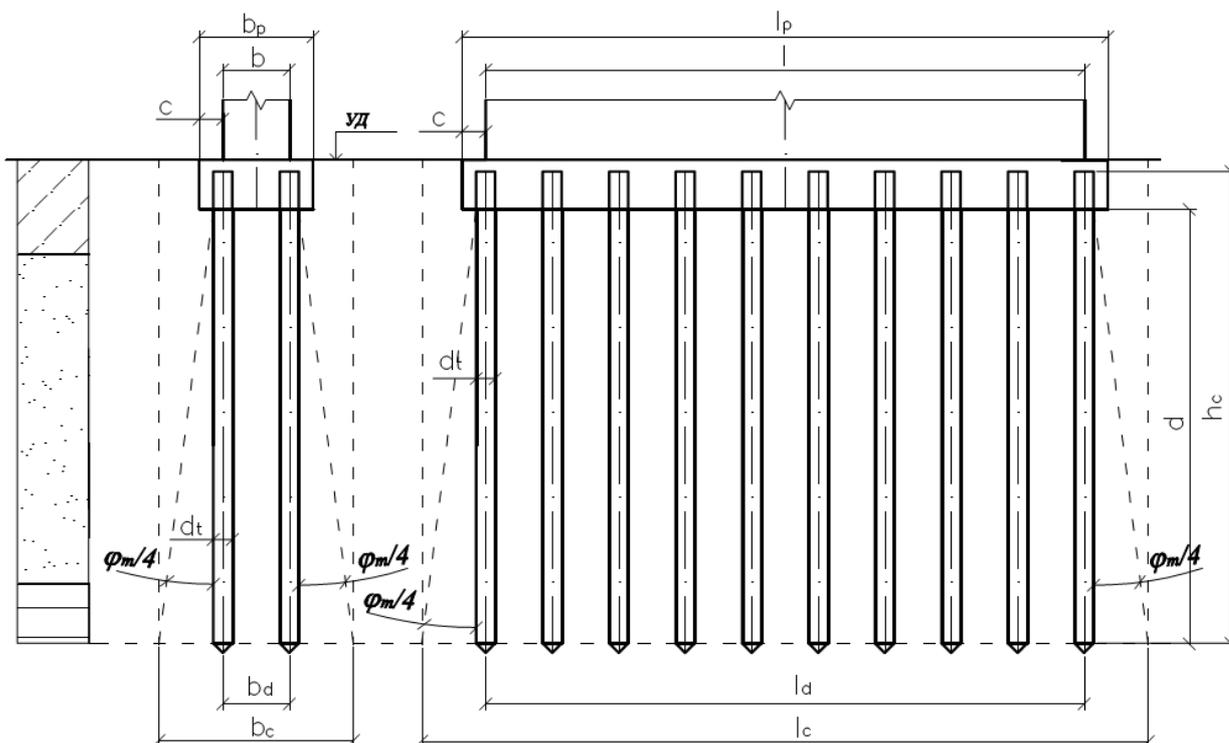


Рис.6.4. Схема условно массивного фундамента.

Размеры  $l_c$  и  $b_c$  определяются из геометрических соотношений.

Для этого находим средневзвешенное значение угла внутреннего трения грунтов  $\varphi_m$ , пройденных сваями:

$$\varphi_m = (\sum \varphi_i \cdot H_i) / d, \quad (6.13)$$

где  $\varphi_i$  - расчетные значения углов внутреннего трения отдельных пройденных сваями слоев грунта;

$h_i$  - толщины этих слоев;

$d = \sum h_i$  - глубина погружения свай от подошвы ростверка или от уровня размыва, если подошва ростверка расположена выше этого уровня.

Расчет выполняется вдоль и поперек моста в сочетаниях №№ 1, 2, 4 и 5.

Проверка напряжений по подошве условного фундамента производится по формулам:

$$p = \frac{N_c}{l_c b_c} \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (6.14)$$

$$P_{\max} = p + \frac{6b_c(l_c) \left[ 3M_{o,\beta(n)} + 2F_{o,\beta(n)} \cdot d \right]}{l_c(b_c) \left[ kd^4 / c_b + 3b_c^3(l_c^3) \right]} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}, \quad (6.15)$$

где  $N_c$  - нормальная составляющая давления условного фундамента на грунт основания, определяемая с учетом веса грунтового массива 1-2-3-4 вместе с заключенными в нем ростверком и сваями;  $N_c = P_o + G_m + G_p$ ;  $G_m$  - расчетный вес грунтового массива (с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,4$ );  $F_o$ ;  $M_o$  - соответственно горизонтальная составляющая внешней нагрузки, и ее момент относительно главной оси горизонтального сечения условного фундамента в уровне расчетной поверхности грунта;  $d$  - глубина заложения условного фундамента по отношению к расчетной поверхности;  $l_c$ ,  $b_c$  - размеры в плане условного фундамента в направлении, параллельном плоскости действия нагрузки и перпендикулярном ей;  $k$  - коэффициент пропорциональности, определяющий нарастание с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного выше подошвы фундамента и принимаемый по [1];  $c_b$  - коэффициент постели грунта в уровне подошвы условного фундамента, определяемый по формулам: при  $d \leq 10$  м  $c_b = 10k$ ; при  $d > 10$  м  $c_b = k \cdot d$ ; ;  $\gamma_n = 1,4$  - коэффициент надежности по назначению;  $\gamma_c = 1,0$  (в сочетаниях №№ 1 и 2),  $\gamma_c = 1,2$  (в сочетаниях №№ 4 и 5) - коэффициент условий работы;  $R$  - расчетное сопротивление грунта в уровне подошвы условного массивного фундамента, определяемое в разделе 5.3., причем при определении  $R$  все характеристики принимаются для грунта, являющегося опорным пластом основания условного фундамента шириной  $b_c$  и глубиной заложения  $d$  Рис. 6.4.

В формуле  $P_{\max}$  вдоль моста используются размеры и индексы без круглых скобок, поперек - в скобках.

## 6.7. Определение осадки и кренов

Расчет осадки свайного фундамента производится совершенно аналогично расчету фундамента мелкого заложения на естественном основании.

При этом верхняя граница сжимаемой толщи соответствует подошве условного массивного фундамента и расчет производится от действия нормативных постоянных нагрузок в соответствии с указаниями в п. 5.4.

## **7. Технология сооружения фундамента и техника безопасности**

Для одного из типов фундамента по согласованию с преподавателем в курсовой работе разрабатываются основные положения технологии производства работ. Сооружение фундамента следует производить в соответствии с положениями, представленными в [8, 12].

### **7.1. Основные положения**

В записке необходимо перечислить все основные работы при сооружении принятого варианта фундамента и их объемы. Следует указать также очередность выполнения работ и разработать основные положения комплексной механизации, обеспечивающей сокращение сроков строительства.

### **7.2. Устройство крепления**

Необходимо обосновать выбор типа крепления. Принятое крепление не должно препятствовать производству последующих работ. Следует кратко описать последовательность устройства крепления и принятые механизмы.

### **7.3. Разработка котлована**

Способ разработки котлована выбирают в соответствии с инженерно - геологическими и гидрогеологическими условиями. Принятый способ не должен ухудшать природные свойства грунтов.

В записке следует обосновать выбор комплекта машин для разработки и перемещения грунта и производства водоотлива, дать краткое описание последовательности и особенностей производства работ.

### **7.4. Погружение свай**

Способ погружения свай выбирают в соответствии с принятым видом и инженерно-геологическими условиями.

Выбор свайного молота или вибропогружателя должен быть обоснован расчетом.

В записке должен быть вычислен проектный отказ свай. Необходимо дать краткое описание последовательности производства работ по погружению свай.

### **7.5. Устройство ростверка**

В записке следует кратко описать подготовку котлована и свай, устройство опалубки и арматуры, укладку бетона и ухода за ним, разработку опалубки и крепления, извлечение стального шпунта и засыпку котлована; обосновать принятые для выполнения этих работ машины и оборудование. Следует указать толщину слоя бетона, укладываемого подводным способом, и метод устройства этого слоя.

### **7.6. Техника безопасности**

В записке должно быть кратко изложены основные положения техники безопасности при производстве работ по устройству принятого варианта фундамента.

## **8. Оформление проекта**

Расчетно-пояснительная записка должна быть оформлена на листах белой бумаги стандартного формата А4 с полями. Обложка выполняется в соответствии с общими требованиями, принятыми в ГОУВПО ВГАСУ. Образец оформления титульного листа дан в приложении (прил. 10). Расчеты необходимо пояснять схемами. Схемы вычерчиваются в масштабе на миллиметровой бумаге. Все страницы, рисунки, таблицы следует пронумеровать. В начале записки нужно привести содержание работы, исходные данные по нагрузкам, геологическому разрезу, месту строительства моста (суходоле или в водотоке), глубине возможного размыва. В конце помещают список использованной литературы, включая настоящее задание с методическими указаниями.

Чертежи фундаментов в записке должны быть выполнены на миллиметровой или на белой бумаге формата А4. Чертежи содержат: два варианта фундамента, изображенного в трех проекциях, детали фундамента. Фундаменты должны быть привязаны к геологическому разрезу. В соответствии с установленным заданием на листе формата А2 оформляются чертежи фундамента. На листе должны быть представлены вариант фундамента, изображенный в трех проекциях; детали выбранного фундамента; основные схемы производства работ по устройству выбранного варианта. Фундамент должен быть привязан к геологическому разрезу и высотным отметкам.

Макет чертежа фундамента опоры моста приведен в приложении указаний (прил. 11, 12). Чертеж выполняется в соответствии с существующими требованиями к строительным чертежам.

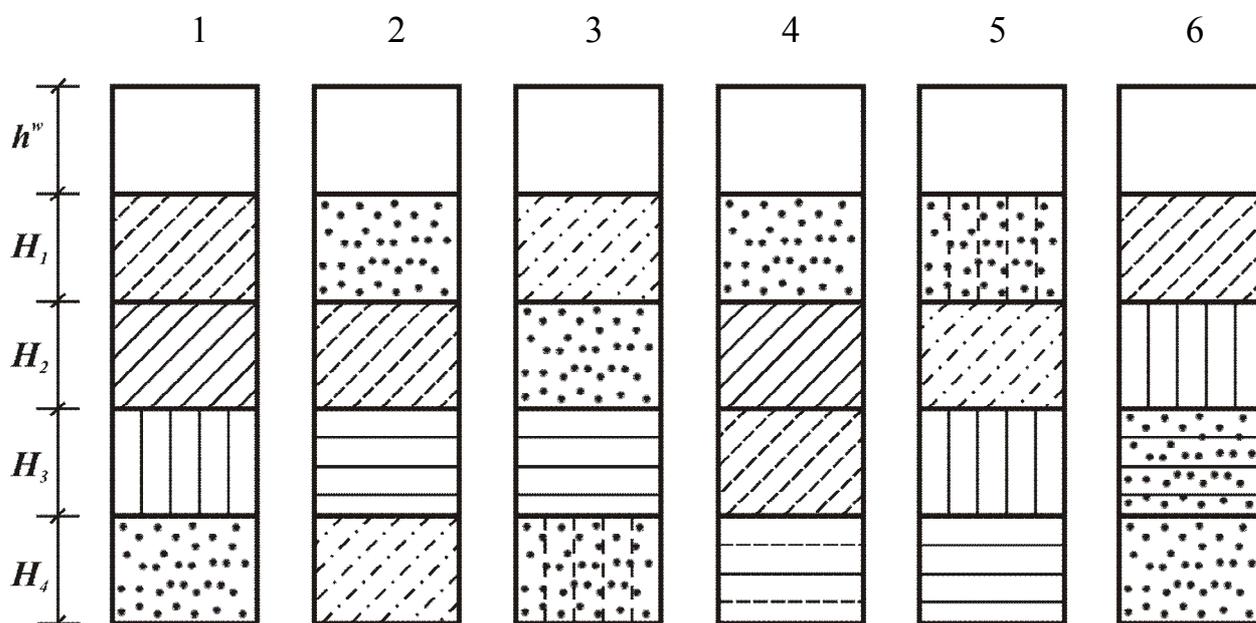
## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.05.03-84\*. Мосты и трубы / Минстрой России. - М.: ЦПП, 1996.-214 с.
2. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. - М.: Стройиздат, 1996. - 40 с.
3. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП, 1996.-48 с.
4. ГОСТ 26775-97. Габариты подмостовые судоходных пролетов мостов на внутренних водных путях. - М.: ГУП ЦПП Госстроя России, 1997.-20 с.
- 5.ГОСТ 9238-83. Габариты приближения строений и подвижного состава железных дорог колеи 1520 мм. - М.: Транспорт, 1984.
6. ГОСТ Р 52748-2007 Нормативные нагрузки. Расчетные схемы загрузке. - М.: Стандартиформ, 2007.-17с.
7. Проектирование автомобильных дорог: Справочник инженера-дорожника / Под ред. Г.А. Федотова. - М.: Транспорт, 1989.-437 с.
8. Глотов Н.М., Соловьев Г.П., Файнштейн И.С. Основания и фундаменты мостов: Справочник / Под ред. К.С. Силина. - М.: Транспорт, 1990.-240 с.
9. Мосты и сооружения на дорогах / Под ред. П.М. Саламахина. Ч. 1. - М.: Транспорт, 1991.-344 с.
10. Лисов В.М. Мосты и трубы. - Воронеж: Изд-во ВГУ, 1995.-328 с.
11. Методические указания по проектированию железобетонного моста / Сост.: Дементьев В.А., Журавлев В.А., Еремин В.Г., Самодурова Т.В. Воронеж: ВГАСА, 1998. - 52с.
12. Строительство мостов и труб: Справочник инженера / Под ред. В.С. Кириллова. - М.: Транспорт, 1975.-600 с.

# Приложение 1

## Таблица П. 1.1

Номер варианта скважин:



## Таблица П. 1.2

Слой	Вариант					
	1	2	3	4	5	6
H <sub>1</sub>	2,0	2,1	2,5	2,3	3,4	2,3
H <sub>2</sub>	7,0	5,6	6,2	6,3	5,2	5,4
H <sub>3</sub>	3,8	4,1	4,3	6,0	5,8	6,4
H <sub>4</sub>	7,7	8,1	9,0	7,2	7,0	8,4

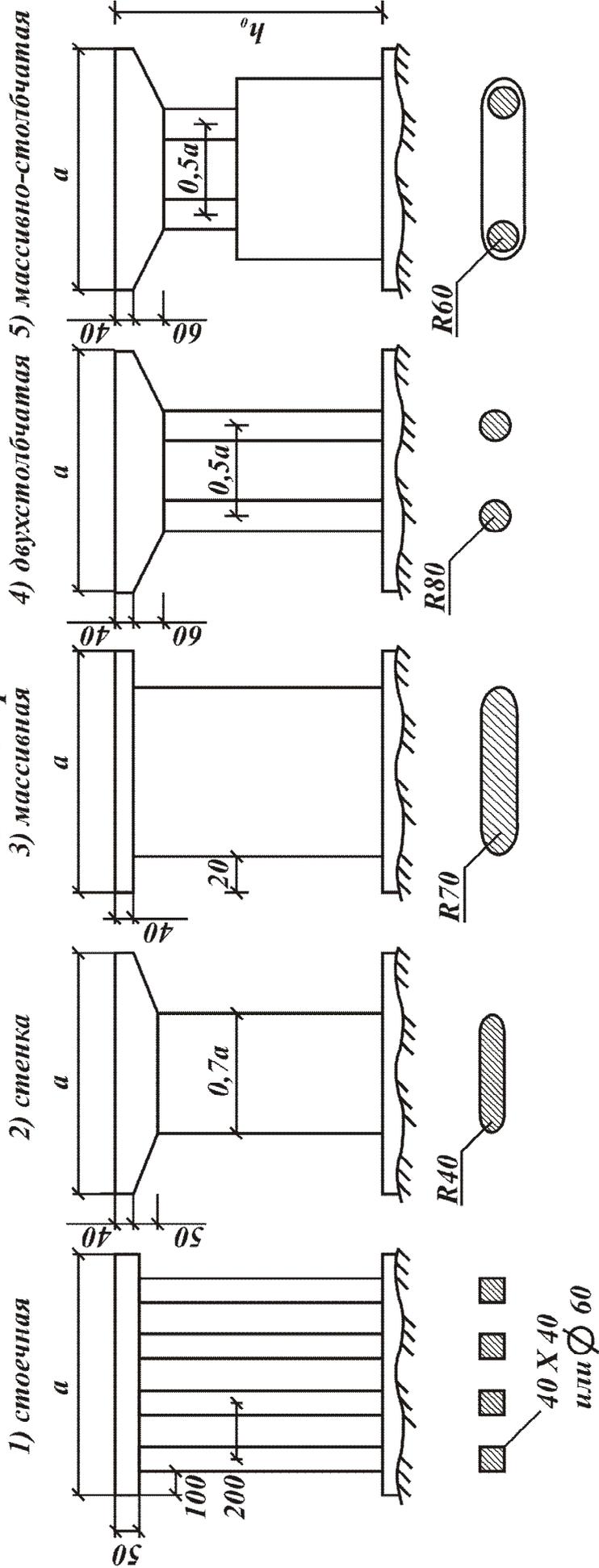
## Таблица П. 1.3

Обозначение	Название	Физ.-мех. характеристики						
		$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$\varphi$ , °	E, мПа	R <sub>0</sub> , кПа	I <sub>L</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>

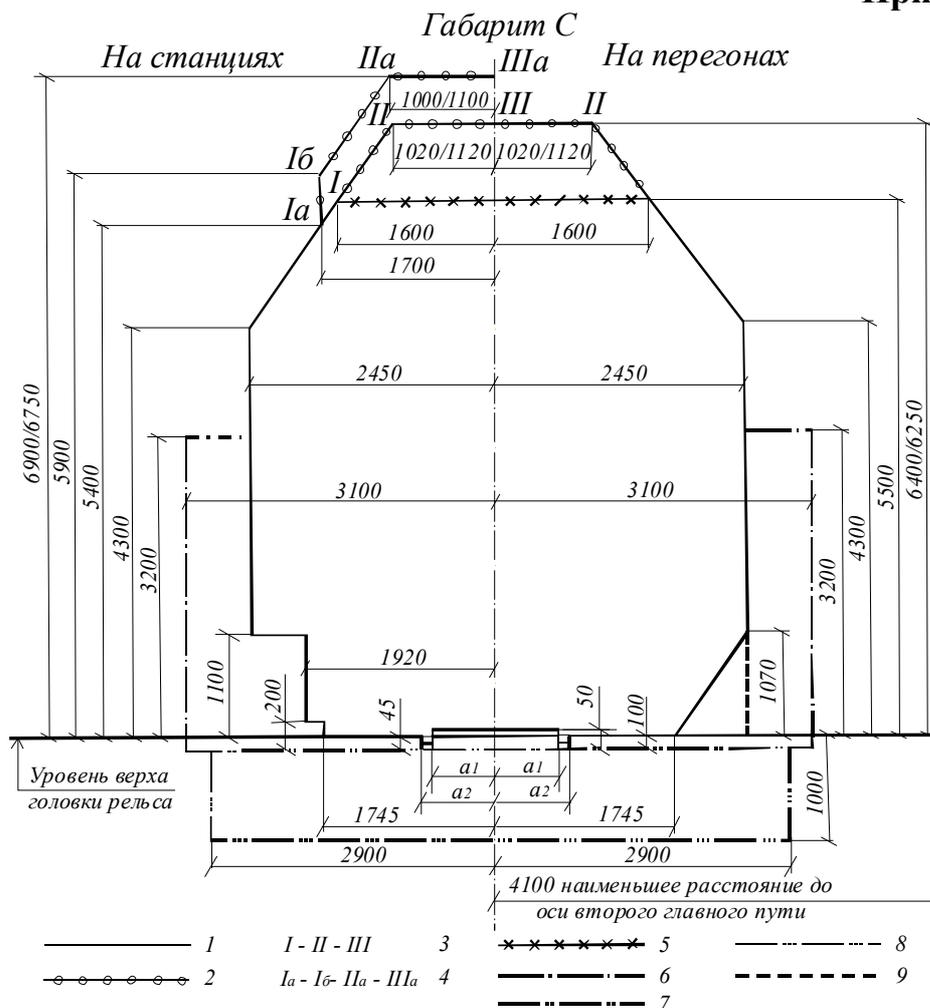
	Вода	10,0	-	-	-	-	-	-
	Песок ср. крупности	19,2	35	37	270	-	0,1	3,0
	Песок пылеватый	18,8	32	23	160	-	0,06	2,0
	Супесь тяжёлая	20,6	30	31	230	0,2	0,06	2,0
	Супесь пластичная	20,0	28	29	245	0,4	0,06	2,0
	Суглинок мягкий	19,2	20	27	195	0,2	0,06	2,0
	Суглинок тугопластичный	19,7	21	24	200	0,3	0,02	1,5
	Глина тугопластичная	20,2	17	33	250	0,2	0,02	1,5
	Глина твёрдая	20,0	19	42	360	0,1	0,04	2,0
	Глина мягкопластичная	20,1	16	26	190	0,5	0,02	1,5

Приложение 2

Типы опор



- Примечания:
1. Длина ригеля  $a = \Gamma + T + 0,5m$ , ширина  $1 \div 2,4m$ .
  2. Все размеры на схемах даны в см.



1- линия приближения пролётных строений мостов, конструктивных элементов тоннелей, галерей, платформы, настилов переездов, индукторов локомотивной сигнализации, механизмов стрелочных переводов и расположенных в их пределах устройств сигнализации, централизации и блокировки (СЦБ), а также сооружений и устройств, располагаемых на междупутьях станций в соответствии с п. 2.10 ГОСТ 9238-83; 2- линия приближения всех вновь строящихся сооружений и устройств, кроме расположенных на путях, электрификация которых исключена даже при электрификации данного участка железнодорожной линии; 3- для перегонов, а также путей на станциях

4- для остальных путей станций. Размеры, показанные в виде дроби, означают: в числителе – для контактной подвески с несущим тросом, в знаменателе – без несущего троса; 5- линия приближения сооружений и устройств для путей, электрификация которых исключена даже при электрификации данного участка железнодорожной линии; 6- линия приближения зданий, сооружений и устройств (кроме пролётных строений мостов, конструктивных элементов тоннелей, галерей, платформ), расположенных с внешней стороны крайних путей перегонов и станций, а также у отдельно лежащих путей на станциях; 7- линия, выше которой на перегонах и в пределах полезной длины путей на станциях не должно подниматься ни одно устройство, кроме инженерных сооружений, настилов переездов, индукторов локомотивной сигнализации, а также механизмов стрелочных переводов и расположенных в их пределах устройств СЦБ; 8- линия приближения фундаментов зданий и опор, подземных тросов, кабелей, трубопроводов и других, не относящихся к пути сооружений на перегонах и станциях, за исключением инженерных сооружений и устройств СЦБ в местах расположения сигнальных и трансляционных точек; 9- линия приближения конструктивных элементов тоннелей, перил на мостах, эстакадах и других инженерных сооружениях. При колее 1520 мм  $a_1=670$  мм; при колее 1524 мм  $a_1=672$  мм,  $a_2=762$  мм

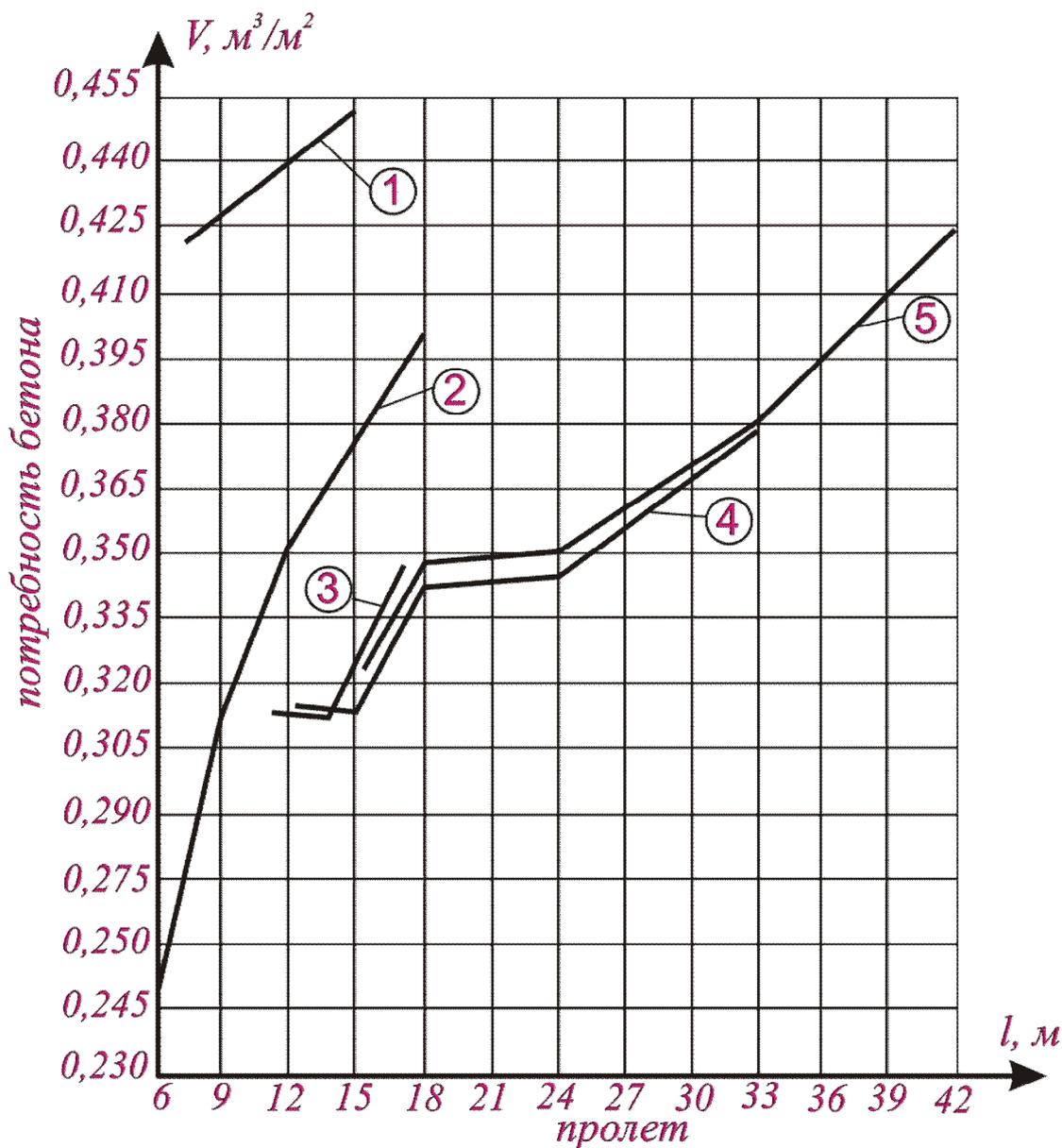


График потребности бетона на 1 м<sup>2</sup> моста для железобетонных строений с различными балками:

- 1 - ребристые с каркасной арматурой;
- 2 - плитные предварительно напряженные;
- 3 - цельноперевозимые балки с прямолинейной арматурой, напрягаемой до бетонирования;
- 4 - цельноперевозимые балки с полигональной арматурой, напрягаемой до бетонирования;
- 5 - составные балки с полигональной арматурой, напрягаемой после бетонирования

**Приложение 5**  
**Таблица П.5.1**

Коэффициенты надежности по нагрузке

№№ п.п.	Наименование нагрузок	Пункт СНиП 2.05.03-84*	Значение $\gamma_f$
<b>А. Постоянные</b>			
1.	Вес покрытия а/д мостов	2.10	1,5
2.	То же, городских мостов	2.10	2,0
3.	Вес выравнивающего, изоляционного и защитного слоев	2.10	1,3
4.	Вес грунта	2.10	1,3
5.	Другие постоянные нагрузки и собственный вес	2.10	1,1
<b>Б. Временные</b>			
6.	От автотранспортных средств АК:		
	а. тележка при расчетах элементов мостов, кроме проезжей части	2.23 б)	1,5 при $\lambda=0$ 1,2 при $\lambda \geq 30м$
	б. равномерно распределенная	2.23 б)	1,2
7.	Пешеходная на тротуарах	2.23 д)	1,2
8.	Одиночные НГ-60 и Н14	2.23 в)	1,0
9.	Ветровая при эксплуатации	2.32	1,4
10.	Ледовая	2.32	1,2

Примечание: в поз. 6  $\lambda$  - длина линии влияния, для промежуточных значений принимать по интерполяции.

**Приложение 6**  
**Таблица П.6.1**

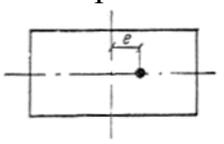
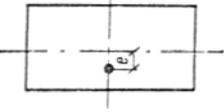
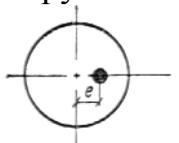
$\zeta = 2 \cdot z/b$	Коэффициент $\alpha$ для фундаментов							
	круглых	прямоугольных с соотношением сторон						ленточных $\eta \geq 10$
		$\eta = a/b$						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,886	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,447
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примечания:

1. В табл. П.3.1. обозначено:  $b$  - ширина или диаметр подошвы фундамента,  $a$  - длина подошвы фундамента.
2. Для фундаментов, имеющих подошву в форме правильного прямоугольника с площадью  $A$ , значения  $\alpha$  принимаются как для круглых фундаментов радиусом  $r = \sqrt{A/\pi}$ .
3. Для промежуточных значений  $\zeta$  и  $\eta$  коэффициент  $\alpha$  определяется по интерполяции.

Приложение 7  
Таблица П.7.1

Коэффициент  $k_e$

Форма фундамента и направление действия момента	$\eta = \frac{l}{b}$	Коэффициент $k_e$ при $\zeta' = \frac{2H}{b}$ , равном							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	$\infty$
Прямоугольный с моментом вдоль большей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,66	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00
Прямоугольный с моментом вдоль меньшей стороны 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,43	0,43	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07
Круглый 	-	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75

Примечание. При использовании расчетной схемы основания в виде линейно деформируемого полупространства коэффициент  $k_e$  принимается по графе, соответствующей  $\zeta' = \infty$ .

**Приложение 8**  
**Таблица П.8.1**

Глубина погружения нижнего конца сваи, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, $R$ , кПа (тс/м <sup>2</sup> )						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	—	средней крупности	мелких	пылеватых	—
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести $I_L$ равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500(750)	<u>6600(660)</u> 4000(400)	3000(300)	<u>3100(310)</u> 2000(200)	<u>2000(200)</u> 1200(120)	1100(110)	600(60)
4	8300(830)	<u>6800(680)</u> 5100(510)	3800(380)	<u>3200(320)</u> 2500(250)	<u>2100(210)</u> 1600(160)	1250(125)	700(70)
5	8800(880)	<u>7000(700)</u> 6200(620)	4000(400)	<u>3400(340)</u> 2800(280)	<u>2200(220)</u> 2000(200)	1300(130)	800(80)
7	9700(970)	<u>7300(730)</u> 6900(690)	4300(430)	<u>3700(370)</u> 3300(330)	<u>2400(240)</u> 2200(220)	1400(140)	850(85)
10	10500(1050)	<u>7700(770)</u> 7300(730)	5000(500)	<u>4000(400)</u> 3500(350)	<u>2600(260)</u> 2400(240)	1500(150)	900(900)
15	11700(1170)	<u>8200(820)</u> 7500(750)	5600(560)	<u>4400(440)</u> 4000(400)	2900(290)	1650(165)	1000(100)
20	12600(1260)	8500(850)	6200(620)	<u>4800(480)</u> 4500(450)	3200(320)	1800(180)	1100(110)

Примечания:

1. Над чертой даны значения  $R$  для песчаных грунтов, под чертой - для пылевато-глинистых.
2. Для промежуточных значений  $R$  определяются интерполяцией.
3. Глубину погружения следует принимать от РПГ.

**Приложение 9**  
**Таблица П.9.1.**

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек $f_i$ , кПа (тс/м <sup>2</sup> )								
	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(3,5)	23(2,3)	15(1,5)	12(1,2)	8(0,8)	4(0,4)	4(0,4)	3(0,3)	2(0,2)
2	42(4,2)	30(3,0)	21(2,1)	17(1,7)	12(1,2)	7(0,7)	5(0,5)	4(0,4)	4(0,4)
3	48(4,8)	35(3,5)	25(2,5)	20(2,0)	14(1,4)	8(0,8)	7(0,7)	6(0,6)	5(0,5)
4	53(5,3)	38(3,8)	27(2,7)	22(2,2)	16(1,6)	9(0,9)	8(0,8)	7(0,7)	5(0,5)
5	56(5,6)	40(4,0)	29(2,9)	24(2,4)	17(1,7)	10(1,0)	8(0,8)	7(0,7)	6(0,6)
6	58(5,8)	42(4,2)	31(3,1)	25(2,5)	18(1,8)	10(1,0)	8(0,8)	7(0,7)	6(0,6)
8	62(6,2)	44(4,4)	33(3,3)	26(2,6)	19(1,9)	10(1,0)	8(0,8)	7(0,7)	6(0,6)
10	65(6,5)	46(4,6)	34(3,4)	27(2,7)	19(1,9)	10(1,0)	8(0,8)	7(0,7)	6(0,6)
15	72(7,2)	51(5,1)	38(3,8)	28(2,8)	20(2,0)	11(1,1)	8(0,8)	7(0,7)	6(0,6)
20	79(7,9)	56(5,6)	41(4,1)	30(3,0)	20(2,0)	12(1,2)	8(0,8)	7(0,7)	6(0,6)
25	86(8,6)	61(6,1)	44(4,4)	32(3,2)	20(2,0)	12(1,2)	8(0,8)	7(0,7)	6(0,6)
30	93(9,3)	66(6,6)	47(4,7)	34(3,4)	21(2,1)	12(1,2)	9(0,9)	8(0,8)	7(0,7)
35	100(10,0)	70(7,0)	50(5,0)	36(3,6)	22(2,2)	13(1,3)	9(0,9)	8(0,8)	7(0,7)

Министерство образования и науки РФ  
Федеральное агентство по образованию

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального  
образования  
Воронежский государственный архитектурно-строительный  
университет

Кафедра проектирования автомобильных дорог и мостов

# **КУРСОВАЯ РАБОТА**

по дисциплине:

## **«Основания и фундаменты»**

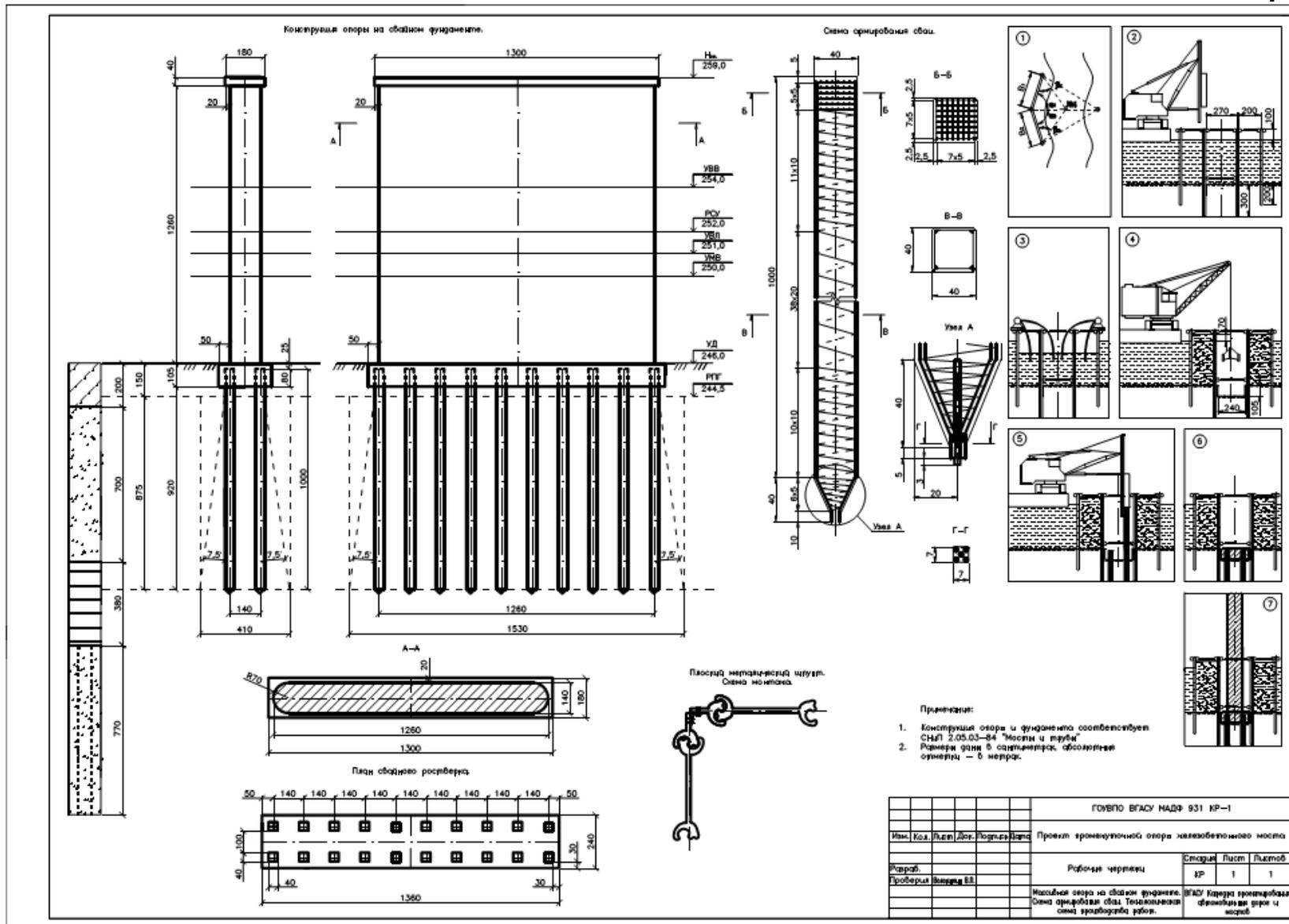
Выполнил студент: \_\_\_\_\_  
( курс, группа)

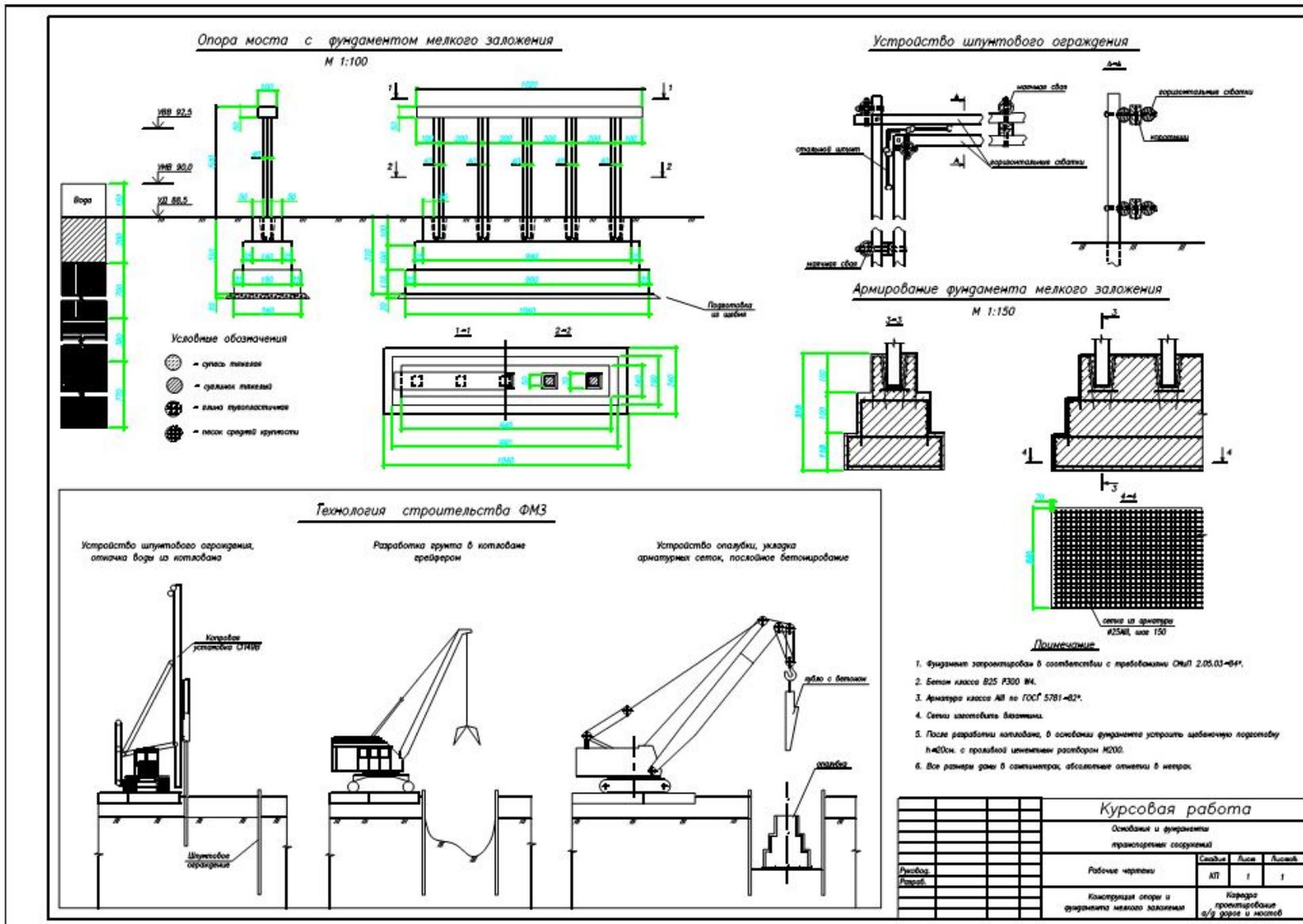
\_\_\_\_\_  
(фамилия, имя, отчество)

Руководитель: \_\_\_\_\_  
(ученое звание, ученая степень)

\_\_\_\_\_  
(фамилия, имя, отчество)

Воронеж, 20\_\_ г.





## ОГЛАВЛЕНИЕ

Общие положения	3
Введение	4
Основные понятия и определения	5
1. Характеристика геологических условий	6
2. Назначение типа опоры	6
3. Определение нагрузок, действующих на опору	6
3.1. Схема нагрузок	6
3.2. Собственный вес опоры	7
3.3. Реакции от собственного веса пролетных строений	8
3.4. Вертикальные реакции от временных подвижных нагрузок	9
3.5. Горизонтальная реакция от временной подвижной нагрузки	11
3.6. Ветровые нагрузки на опору	12
3.7. Ледовая нагрузка	12
4. Сочетания нагрузок и приведение их к обрезу фундамента	13
4.1. Сочетания нагрузок	13
4.2. Приведение нагрузок к обрезу	13
5. Конструирование и расчет фундамента мелкого заложения	16
5.1. Определение глубины заложения подошвы фундамента	16
5.2. Определение площади подошвы и размеров уступов фундаментов	17
5.3. Определение расчетного сопротивления грунта под подошвой фундамента	18
5.4. Проверка несущей способности грунтового основания	18
5.5. Расчет на устойчивость положения фундамента	19
5.5.1. Проверка устойчивости против опрокидывания	19
5.5.2. Проверка устойчивости против сдвига	20
5.6. Определение осадки	21
5.7. Определение кренов и горизонтальных смещений верха опоры	24
6. Проектирование свайного фундамента	25
6.1. Определение глубины заложения и предварительное назначение размеров ростверка	25
6.2. Длина и поперечное сечение свай	25
6.3. Определение расчетной несущей способности сваи	26
6.4. Определение числа свай, их размещение и уточнение размеров ростверка	27
6.5. Проверка максимальной нагрузки, приходящейся на сваю	29
6.6. Проверка несущей способности по грунту свайного фундамента как условного массивного	31
6.7. Определение осадки и кренов	32
7. Технология производства работ	32
8. Оформление проекта	34
Библиографический список литературы	35

Приложения:	36
1. Инженерно-геологические условия	36
2. Типы промежуточных опор	37
3. Габариты приближения пролётных строений мостов	38
4. График потребности бетона на $1\text{м}^2$ моста для железобетонных строений с разрезными балками	39
5. Коэффициенты надежности по нагрузке	40
6. Коэффициенты $\alpha$ (для нахождения осадок)	41
7. Коэффициенты $K_e$ (для нахождения кренов)	42
8. Расчетные сопротивления под нижним концом свай	43
9. Расчетные сопротивления по боковой поверхности свай	44
10. Титульный лист	45
11. Пример оформления чертежа	46
12. Пример оформления чертежа	47
Оглавление	48

# **ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

*Методические указания к выполнению  
курсового и дипломного проектирования  
для студентов специальности  
270205 «Автомобильные дороги и аэродромы» и  
270201 «Мосты и транспортные тоннели»*

Составители: Волокитин Владимир Павлович;  
Еремин Владимир Георгиевич;  
Журавлев Виктор Аркадьевич;  
Андреев Андрей Владимирович.

Подписанов печать 00.00.2010. Формат 60×84 1/16. Уч.-изд. л. 2,0.  
Усл.-печ. Л. 2,1. Бумага писчая. Тираж 100 экз. Заказ № \_\_\_\_\_

---

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии Воронежского государственного  
архитектурно-строительного университета  
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84