ОДМ 218.4.028-2016

ОТРАСЛЕВОЙ ДОРОЖНЫЙ МЕТОДИЧЕСКИЙ ДОКУМЕНТ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ДОРОЖНОЕ АГЕНТСТВО
РОСАВТОДОР

# РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ГРУЗОПОДЪЁМНОСТИ ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ ОБЩЕГО ПОЛЬЗОВАНИЯ. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ, ОПОРЫ И ФУНДАМЕНТЫ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ДОРОЖНОЕ АГЕНТСТВО
(РОСАВТОДОР)

МОСКВА 2016

gost.e-ecolog.ru

## Предисловие

1. РАЗРАБОТАН Федеральным государственным бюджетным образовательным учреждением высшего профессионального образования «Сибирский государственный университет путей сообщения».

2. ВНЕСЕН Управлением строительства и эксплуатации автомобильных дорог Федерального дорожного агентства.

3. ИЗДАН на основании распоряжения Федерального дорожного агентства от 09.11.2016 № 2325-р.

4. ИМЕЕТ рекомендательный характер.

© Издательство ФГУП «Информавтодор», 2016

**Содержание**

1 Область применения ... 7

2 Нормативные ссылки ... 8

3 Термины и определения ... 8

4 Общие положения определения грузоподъемности опор, фундаментов, опорных частей и переходных плит ... 11

5 Особенности определения грузоподъемности конструкций опор ... 12

5.1 Общие сведения ... 12

Расчетные характеристики материалов ... 14

Геометрические характеристики сечений ... 14

Расчетные длины внецентренно сжатых элементов опор ... 15

Нагрузки и сочетания нагрузок ... 17

5.2 Особенности расчета опор облегченного типа ... 19

Определение усилий в гибких опорах ... 22

5.3 Особенности расчета грузоподъемности концевых опор ... 28

Общие положения ... 28

Нагрузки и силы, действующие на концевую опору, и их сочетания ... 28

Определение усилий в элементах концевой опоры ... 32

6 Определение грузоподъемности фундаментов ... 46

6.1 Общие положения ... 46

6.2 Расчет массивных фундаментов по несущей способности основания ... 47

Расчет по среднему и максимальному давлению под подошвой фундамента ... 48

Расчет по несущей способности подстилающего слоя грунта ... 51

6.3 Расчет свайных ростверковых фундаментов ... 52

Общие указания ... 52

Определение усилий в сваях ... 54

Расчет свайного фундамента как условного массивного ... 55

Расчет по горизонтальному давлению на грунт ... 59

Расчет свайного фундамента по вдавливанию (выдергиванию) отдельной сваи .. 61

Расчет столбов по заделке в скале ..... 62

7 Расчет грузоподъемности опорных частей..... 63

Общие указания ..... 63

7.1 Расчет опорных частей с полимерными материалами ..... 65

Расчет резиновых армированных опорных частей..... 66

Расчет стаканных, сферических (шаровых сегментных) и резинофторопластовых опорных частей..... 70

7.2 Расчет металлических балансирных опорных частей ..... 71

Расчетные характеристики..... 72

Расчет грузоподъемности неподвижных балансирных опорных частей ..... 72

Расчет грузоподъемности подвижных опорных частей ..... 74

7.3 Расчет грузоподъемности опорных частей с железобетонными катками ..... 77

Библиография ..... 78

Приложение А Расчетные модели систем «пролетные строения – опоры – фундаменты» ..... 79

А.1 Моделирование системы «пролетные строения – опоры – фундаменты»..... 79

А.2 Моделирование свайных (столбчатых) фундаментов при учете взаимодействия свай с грунтом ..... 81

А.2.1 Общие положения..... 81

А.2.2 Пример использования упругих связей при моделировании столбчатой опоры..... 83

Приложение Б Расчетные характеристики материалов ..... 90

Б.1 Расчетные характеристики материалов бетонных и бутобетонных опор ..... 90

Б.2 Расчетные характеристики грунтов основания..... 92

Приложение В Расчет грузоподъемности переходных плит ..... 97

Приложение Г Примеры расчетов грузоподъемности ..... 99

Г.1 Расчет грузоподъемности свайного фундамента ..... 99

Г.2 Расчет грузоподъемности концевой опоры крайней секции моста с гибкими опорами ..... 110

Г.3 Расчет грузоподъемности внецентренно сжатого элемента гибкой опоры ..... 116

Г.4 Расчет грузоподъемности резиновой опорной части ..... 127

Г.5 Расчет грузоподъемности подвижной катковой опорной части ..... 131

# ОТРАСЛЕВОЙ ДОРОЖНЫЙ МЕТОДИЧЕСКИЙ ДОКУМЕНТ

Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Опорные части, опоры и фундаменты.

## 1 Область применения

Настоящий отраслевой дорожный методический документ (далее – методический документ, Рекомендации) является актом рекомендательного характера в дорожном хозяйстве, содержащим методику определения грузоподъемности мостовых сооружений с учетом технического состояния элементов их конструкций.

Настоящий методический документ рекомендуется для применения при расчетах грузоподъемности мостовых сооружений, эксплуатируемых на федеральных автомобильных дорогах Российской Федерации. В остальных случаях методический документ может использоваться по решению органов управления автомобильных дорог субъектов РФ.

Положения настоящего методического документа предназначены для использования проектными и специализированными организациями, выполняющими работы по диагностике, обследованию, испытаниям и оценке технического состояния мостовых сооружений, а также мостовыми подразделениями органов управления автомобильными дорогами при организации и приемке обследовательских работ в соответствии с правилами применения документов технического регулирования в сфере дорожного хозяйства [1].

Настоящий методический документ включает следующие тома (книги):

ОДМ 218.4.025-2016 Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Общая часть.

ОДМ 218.4.026-2016 Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Бетонные и железобетонные конструкции.

ОДМ 218.4.027-2016 Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Металлические и сталежелезобетонные конструкции.

ОДМ 218.4.028-2016 Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Опорные части, опоры и фундаменты.

ОДМ 218.4.029-2016 Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Определение грузоподъемности конструкций деревянных мостов.

При определении грузоподъемности допускается использование иных от приведенных в настоящем методическом документе алгоритмов и программного обеспечения. Обоснованность применения таких алгоритмов и программ должна быть подтверждена либо сертификатом их соответствия действующим нормам проектирования мостовых сооружений, выданным уполномоченным органом, либо предыдущим успешным опытом применения при проведении технических экспертиз соответствующей направленности по заданиям Федерального дорожного агентства.

## 2 Нормативные ссылки

В настоящей книге Рекомендаций использованы нормативные ссылки на следующие документы:

СП 22.13330.2011. Свод правил. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*;

СП 24.13330.2011. Свод правил. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85;

СП 35.13330.2011. Свод правил. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*;

СП 63.13330.2012. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003;

СП 131.13330.2012. Свод правил. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*;

ОДМ 218.2.002-2008. Рекомендации по проектированию и установке полимерных опорных частей мостов;

ОДМ 218.1.001-2010 Рекомендации по разработке и применению документов технического регулирования в сфере в дорожного хозяйства.

## 3 Термины и определения

В настоящем методическом документе применены следующие термины с соответствующими определениями:

**временная вертикальная нагрузка:** Произвольное транспортное средство (средства), расположенное в пределах ездового полотна мостового сооружения.

**воздействие от нагрузки:** Усилия, напряжения, деформации, перемещения в конструкции (элементе конструкции), возникающие от действия внешних нагрузок (постоянных, временных, температурных и пр.).

**гибкие опоры:** Опоры моста, воспринимающие в составе мостового сооружения горизонтальную нагрузку от пролетных строений пропорционально своим жесткостям и

обеспечивающие частично или полностью продольные перемещения опирающихся пролетных строений за счет собственных деформаций.

**грузоподъемность:** Характеристика (показатель) технического состояния мостового сооружения, соответствующая максимальному воздействию временной вертикальной нагрузки, при котором не наступает предельное состояние первой группы ни в одной из основных несущих конструкций сооружения.

Примечание. Грузоподъемность сооружения в целом определяется грузоподъемностью наиболее слабой из основных несущих конструкций.

**дефект в мостовом сооружении (дефект)**: Каждое отдельное несоответствие в мостовом сооружении установленным требованиям нормативно-технической и (или) конструкторской (проектной) документации.

**допустимый класс нагрузки**: Мера экстремально допустимого воздействия временной вертикальной нагрузки определенной структуры, которое не вызывает наступление предельного состояния первой группы в несущих конструкциях при нормальной эксплуатации сооружения.

Примечания

1. Для эталонных нагрузок по схемам АК и НК допустимые классы нагрузки выражаются безразмерными величинами $K_{АК}$ и $K_{НК}$ как отношение величины экстремального воздействия от эталонной нагрузки к воздействию от аналогичной единичной эталонной нагрузки класса $K = 1$.

2. Для нагрузок от колонн автомобилей допустимый класс нагрузки соответствует допустимой массе отдельного автомобиля из состава колонны.

**класс грузоподъемности:** Мера грузоподъемности сооружения (конструкции, элемента конструкции), выраженная значением допустимого класса или массы рассматриваемой временной вертикальной нагрузки.

**конструкция:** Часть мостового сооружения, состоящая из конструктивно объединенных элементов, выполняющая определенные функции (несущие, ограждающие, защитные и (или) другие).

Примечания

1. В мостовом сооружении конструкции делят на основные, обеспечивающие основные функциональные свойства мостового сооружения, и неосновные (вспомогательные), обеспечивающие, например, защиту и безопасность только в экстремальных ситуациях, удобство содержания в период эксплуатации и другие вспомогательные функциональные свойства.

2. Из множества основных конструкций выделяют несущие конструкции, основной функцией которых является восприятие воздействий от постоянных и временных нагрузок.

**контролируемый режим движения:** Режим движения, при котором пропуск транспортных средств по сооружению осуществляется по специальному разрешению в сопровождении представителей службы эксплуатации и/или ГИБДД и, как правило, в одиночном порядке.

**мостовое сооружение:** Искусственное сооружение, состоящее из одного или нескольких пролетных строений и опор, предназначенное для пропуска различных видов транспорта и пешеходов, а также водотоков, селей, скота, коммуникаций различного назначения, порознь или в различных комбинациях над естественными или искусственными препятствиями.

Примечание. К искусственным препятствиям относятся искусственные водоемы, водные каналы, автомобильные и железные дороги, другие инженерные сооружения, а также территории предприятий, городские территории, через которые проходит автомобильная дорога.

**насадка опоры:** оголовок свайной или стоечной опоры, объединяющий вертикальные (наклонные) элементы тела опоры.

Примечание. Наряду с термином «насадка» может использоваться также термин «ригель».

**неконтролируемый режим движения:** Режим движения, при котором регулирование пропуска транспортных средств осуществляется техническими средствами организации дорожного движения.

**оголовок опоры:** верхняя конструктивная часть опоры, на которой размещена подферменная площадка.

**основная несущая конструкция:** Конструкция сооружения, предназначенная для восприятия воздействий от постоянных и временных нагрузок, наступление предельного состояния первой группы в которой приводит к утрате работоспособного состояния (жесткости и устойчивости) сооружения в целом.

**опора моста:** Несущая конструкция мостового сооружения, поддерживающая пролетные строения и передающая нагрузки от них на основание.

**опорная часть:** Несущая конструкция мостового сооружения, передающая нагрузку от пролетного строения на опоры и обеспечивающая угловые и линейные, либо только угловые перемещения пролетного строения.

**основание опоры:** Массив грунта, в котором размещены собственно строительные конструкции фундамента опоры.

**подферменная плита:** оголовок массивной опоры, конструктивно выделенный по периметру опоры незначительным выступом вертикальных граней.

**подферменная площадка:** верхняя грань оголовка опоры, предназначенная для размещения подферменников, опорных частей, либо непосредственного опирания конструкций пролетных строений.

**подферменник (опорная тумба):** возвышающийся выступ на подферменной площадке, предназначенный для установки опорных частей, либо непосредственного опирания конструкций пролетных строений.

**пролетное строение:** Несущая конструкция мостового сооружения, перекрывающая все пространство или часть его между двумя или несколькими опорами, воспринимающая нагрузку от элементов мостового полотна, транспортных средств и пешеходов, и передающая ее на опоры.

**условная несущая способность:** Величина максимального воздействия на элемент от временных проектных нагрузок, определяемая в соответствии с указаниями тех норм проектирования, по которым конструкция была запроектирована.

**ширина проезда:** Расстояние в свету между ограждениями безопасности ездового полотна мостового сооружения.

**элемент конструкции:** Составная часть сложного технического объекта, рассматриваемая как единое целое, не подлежащее дальнейшему разукрупнению, имеющая самостоятельные характеристики, используемые при расчетах, и выполняющая определенную частную функцию в интересах сложного объекта, который по отношению к элементу представляет собой систему.

Примечание. Элементами могут быть балка, плита, диафрагма, ригель и т.д.

**эталонные автомобильные нагрузки:** Временные вертикальные нагрузки заданной структуры.

## 4 Общие положения определения грузоподъемности опор, фундаментов, опорных частей и переходных плит

4.1.1 Грузоподъемность опор, фундаментов, опорных частей и переходных плит определяют в соответствии с общими указаниями [2]. В зависимости от материала и характера работы рассчитываемых несущих элементов предельные воздействия $S_{\text{пред}}$ определяют согласно рекомендациям [3] и [4] с учетом замечаний настоящей книги. Определение грузоподъемности фундаментов по грунту выполняют в соответствии с рекомендациями раздела 6. Грузоподъемность опорных частей в зависимости от материала и характера их работы определяют с учетом рекомендаций раздела 7.

4.1.2 В расчетах грузоподъемности фундаментов опор, а также свай, стоек и столбов безростверковых опор используют сведения о характеристиках грунтов основания. Грунты основания в пределах глубины залегания фундамента и в подстилающем массиве представляют однородными слоями (инженерно-геологическими элементами). Каждый слой характеризуется его видом по гранулометрическому составу (глинистые, песчаные, гравелистые, крупнообломочные, скальные, и т.д.) и значениями набора расчетных параметров (объемный вес, коэффициент пористости, влажность, угол внутреннего трения, условное сопротивление грунта или предел прочности скальных грунтов на одноосное сжатие, показатель текучести для связных грунтов, модуль деформации грунта и др.)

При отсутствии инженерно-геологических сведений грузоподъемность фундаментов опор при необходимости определяют по сопоставлению воздействий от нагрузок, на которые было запроектировано сооружение, с воздействиями от временных эталонных нагрузок АК, НК, $ЭН_3$ и колесных автомобильных нагрузок согласно рекомендациям п. 4.2.4 [2].

## 5 Особенности определения грузоподъемности конструкций опор

### 5.1 Общие сведения

5.1.1 Исходя из особенностей расчетов опоры различают:

по конструкции тела опоры:

- массивные бетонные (монолитные, сборные и сборно-монолитные) и каменные;
- облегченные:
  - сквозные (свайные, стоечные, столбчатые) железобетонные, металлические, деревянные;
  - тонкостенные железобетонные условно-массивные (пустотелые, опоры-стенки);
  - решетчатые металлические;
- комбинированные,

по назначению: промежуточные и концевые (устои).

5.1.2 Грузоподъемность конструктивных элементов надфундаментной части опор определяют:

- по условию обеспечения прочности насадки (ригеля) опоры как изгибаемого элемента (железобетонного п.п. 4.3 и 4.4 [3], металлического п. 4.3 [4] или деревянного п. 4.4 [5]);

- по условию обеспечения прочности подферменной плиты (насадки, ригеля) или подферменников на местное смятие (железобетонных п. 4.9 [3] или деревянных п. 4.4 [5]);

- по прочности и устойчивости формы тела опоры как внецентренно сжатого элемента (бетонного и железобетонного п.п. 4.5 и 4.7 [3], металлического п 4.3 [4] или деревянного п. 4.4 [5]).

- по положению равнодействующей нагрузок в сечениях массивных бетонных и каменных опор (п. 4.5.14 [3])

- по прочности и устойчивости формы отдельных элементов металлических решетчатых опор (п.п. 4.2 и 4.3 [4]).

5.1.3 Расчетные сечения ригеля опоры назначают в корне консоли ригеля при массивном или одностолбчатом теле опоры, а при наличии двух и более столбов – над столбами и в пролете между столбами (при наличии узлов опирания пролетных строений на этих участках ригеля) Расчетные сечения насадки свайных, стоечных и столбчатых опор назначают над сваями (стойками) и в пролете между ними (если узлы опирания пролетных строений расположены не соосно со стойками).

Расчетные сечения тела массивных и условно-массивных опор назначают в месте сопряжения с фундаментной частью, а также в местах резкого изменения сечения по высоте опоры.

Расчетные сечения свайных, стоечных и столбчатых опор назначают в местах заделки в ригель, местах расположения условной заделки в грунте или наибольших изгибающих моментов по высоте сваи (стойки), в местах заделки стойки в фундамент.

Дополнительные расчетные сечения в любых несущих элементах опор назначают в местах расположения дефектов, существенно изменяющих прочностные и геометрические характеристики этих сечений.

5.1.4 Расчетные сопротивления материала и жесткость массивных опор и массивных фундаментов, как правило, на порядок превышают расчетные сопротивления и жесткость грунтов основания, и определяющими являются проверки по несущей способности именно основания. В этой связи при небольшой разнице площадей сечений по подошве и по обрезу фундамента классы по прочности тела опоры допускается определять лишь при значительном снижении расчетного сопротивления материала тела опоры и при наличии дефектов, существенно изменяющих геометрические характеристики контролируемых поперечных сечений (вывалы кладки, расчленение опоры вертикальными трещинами на отдельные сегменты).

5.1.5 Промежуточные опоры рассчитывают раздельно в продольном и поперечном направлениях к оси моста (с учетом косины расположения опор относительно продольной оси моста). Концевые опоры, размещенные в теле подходных насыпей, рассчитывают только в плоскости продольной оси моста.

5.1.6 Грузоподъемность опор по прочности конструкций оголовка достаточно определять из расчета на основное сочетание нагрузок.

Грузоподъемность по прочности и устойчивости формы тела массивной опоры при необходимости следует проверять на два сочетания нагрузок:

основное сочетание – постоянные нагрузки и вертикальные временные нагрузки (для концевых опор – горизонтальные нагрузки от давления грунта от транспортных средств на призме обрушения);

дополнительное сочетание №1 – постоянные нагрузки, вертикальные временные нагрузки и горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги.

Грузоподъемность по прочности тела и устойчивости формы опор облегченного типа целесообразно проверять на три сочетания нагрузок:

основное сочетание – постоянные нагрузки и вертикальные временные нагрузки (а для концевых опор – горизонтальные нагрузки от давления грунта от транспортных средств на призме обрушения);

дополнительное сочетание №1 – постоянные нагрузки, вертикальные временные нагрузки и горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги.

дополнительное сочетание №2 – постоянные нагрузки, вертикальные временные нагрузки, горизонтальная продольная нагрузка от торможения или силы тяги и изменение температуры – для гибких опор и опор мостов рамного типа.

**Расчетные характеристики материалов**

5.1.7 Расчетные характеристики материалов железобетонных опор принимают согласно п.п. 4.1.3-4.1.7 [3]. Расчетные сопротивления материала массивных бетонных и бутобетонных опор принимают согласно рекомендациям приложения Б.1 Расчетные характеристики материалов металлических опор принимают согласно п.п. 4.1.8-4.1.14 [4]. При необходимости учета характеристик грунта их принимают согласно рекомендациям п. 6.1.3.

При неудовлетворительном состоянии кладки, отсутствии архивно-исполнительной документации или при наличии противоречивых исходных данных расчетные сопротивления материала тела опор определяют методами неразрушающего контроля или по результатам лабораторных испытаний керновых проб с учетом данных таблицы 4.1.2 [3].

**Геометрические характеристики сечений**

5.1.8. Геометрические характеристики расчетных сечений определяют:

- для бетонных и железобетонных конструкций с учетом рекомендаций п. 4.1.8 [3];
- для металлических конструкций с учетом рекомендаций п. 4.1.7 [4];

- для каменных конструкций - по фактическим размерам. При облицовке бетонных и бутобетонных опор камнем твердых пород (несущая облицовка) геометрические характеристики сечений следует определять по наружным контурам облицовки, а расчетные сопротивления кладки принимать по материалу ядра кладки без учета разницы модулей упругости камней облицовки и ядра кладки. При определении геометрических характеристик сечений следует учитывать наличие ослаблений, обусловленных имеющимися трещинами, вывалами кладки, другими повреждениями.

5.1.9 Для бетонных сечений массивных опор с треугольной ледорезной и закругленной кормовой гранями допускается приводить реальное сечение к прямоугольному по схеме $b = b_0 + f_x k_1 + r k_2$ (рисунок 5.1.1, таблица 5.1.1).

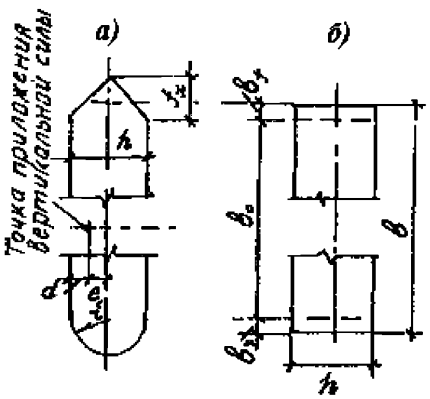



Рисунок 5.1.1 – Приведение поперечного сечения опоры к прямоугольному:
*а* – исходное сечение; *б* – приведенное сечение

*Таблица 5.1.1* – Значения коэффициентов $k_1$ и $k_2$

| *d/h* | 0,05 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 | 0,30 | 0,35 | 0,40 | 0,45 | 0,50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $k_1$ | 0,06 | 0,12 | 0,18 | 0,23 | 0,29 | 0,35 | 0,41 | 0,46 | 0,49 | 0,50 |
| $k_2$ | 0,28 | 0,41 | 0,51 | 0,59 | 0,64 | 0,60 | 0,73 | 0,74 | 0,76 | 0,79 |

**Расчетные длины внецентренно сжатых элементов опор**

5.1.10 Расчетные длины элементов $l_0$, учитываемые в расчетной схеме сооружения, принимают с учетом условий закрепления (опирания) пролетных строений на опоре и определяют по формуле (Д.1.1) [2].

Для массивных опор расчетные длины тела опоры могут быть приняты:

$l_0 = 2h$ (рисунок 5.1.2, *а*) – в расчетах вдоль оси моста – при установке на опоре подвижных и неподвижных опорных частей под разрезные пролетные строения; подвижной опорной части под неразрезное пролетное строение; двух подвижных опорных частей под

температурно-неразрезные пролетные строения; в расчетах поперек оси моста – во всех случаях;

$l_0 = 0{,}7h$ (рисунок 5.1.2, б) – в расчетах вдоль оси моста при установке на двух и более опорах неподвижных опорных частей под неразрезным или температурно-неразрезным пролетным строением.

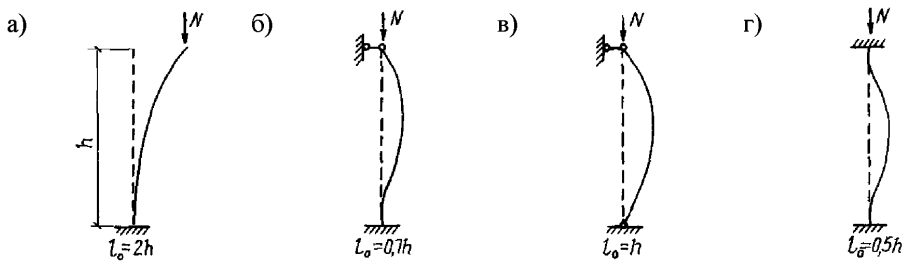



Рисунок 5.1.2 – Зависимость расчетной (свободной) длины стержня от способа закрепления его концов

Для опор облегченного типа (в том числе безростверковых и гибких) расчетные длины свай (свай-оболочек, свай-столбов) определяют с учетом деформативности грунта и сопротивляемости перемещениям фундамента и верха опоры. При применении подвижных опорных частей каткового и секторного типа, а также опорных частей с фторопластовыми прокладками скольжения (стаканные, шаровосегментные и пр.) взаимную связанность верха однорядных опор конструкциями пролетных строений допускается не учитывать, т.е. принимать свободную длину $l_0 = 2h$. Для многорядных опор с вертикальными сваями (оболочками или столбами) допускается принимать $l_0 = h$ (рисунок 5.1.2, *в*); для опор, имеющих наклонные сваи, препятствующие смещению ригеля в любом направлении допускается принимать $l_0 = 0{,}5h$ (рисунок 5.1.2, *г*).

Свободную длину для свай однорядных опор при опирании пролетных строений через резинометаллические опорные части (РОЧ) также допускается принимать $l_0 = 2h$ . Однако если в этом случае грузоподъемность опоры оказывается недостаточной, то свободную длину стержня следует уточнить специальным расчетом с учетом совместного восприятия группой соседних опор горизонтальных нагрузок и продольного изгиба. Расчетная схема опоры в этом случае может быть представлена как стержень, опирающийся в верхней части на упруго-податливую связь (таблица Д.1.1 [2]) и заделанный в грунте на глубине $h = 2/\alpha_c$, где $\alpha_c$ – коэффициент, определяемый по формуле (6.3.2). Жесткости упруго-податливой связи (коэффициенты податливости $C_n$ и $C_m$, приложение Д [2]) допускается определять в соответствии с рекомендациями приложения Д [2] по плоской расчетной конечно-элементной схеме, которой горизонтальное взаимодействие пролетных строений и опор

моделируется упругой связью, жесткость которой равна горизонтальной жесткости резиновой опорной части, определяемой по формуле (А.1.1).

Если для однорядных опор глубина погружения свай в грунте $h$ не известна, но может быть предположительно установлена, то глубину заделки стержня допускается приближенно принимать на глубине $6d$, где $d$ – диаметр столба или оболочки, размер стороны сваи прямоугольного сечения, перпендикулярной направлению изгиба.

Расчетная схема железобетонных опор облегченного типа в поперечном направлении может представлять собой статически неопределимую раму. Расчетную длину стоек $l_0$ в таком случае принимают в зависимости от геометрических размеров рамы (величины пролета ригеля $L$ и высоты стойки $H$) и соотношения жесткостей ригеля $B_1 = E_{bp}I_p$ и стоек $B_2 = E_{bc}I_c$ по таблице 4.5.1 [3]. При определении моментов инерции ригеля $I_p$ и стойки $I_c$ можно учитывать только бетонную часть сечения.

**Нагрузки и сочетания нагрузок**

**Постоянные нагрузки**

5.1.11 В расчетах опор и фундаментов учитывают постоянные нагрузки:

- собственный вес опоры и опирающихся на нее пролетных строений с учетом веса покрытия ездового полотна, ограждений безопасности, опорных частей, смотровых приспособлений, коммуникаций и других элементов, находящихся на пролетных строениях;

- вес мостового полотна в пределах призмы обрушения при расчете концевых опор;

- собственный вес элементов фундамента, в том числе с учетом взвешивающего действия воды (при необходимости);

- вес грунта основания в контуре условно массивной конструкции при расчетах свайных фундаментов как условно массивных, в том числе с учетом взвешивающего действия воды (при необходимости);

- вес грунта, расположенного на уступах фундамента и в пазухах между обратными стенками устоя, в том числе с учетом взвешивающего действия воды (при необходимости);

- горизонтальная составляющая от веса грунта, расположенного в пределах призмы обрушения, а также грунта, лежащего ниже естественной поверхности земли (до подошвы фундамента) – для концевых опор.

Собственный вес опор и опирающихся на них пролетных строений определяют по технической документации и натурным обмерам. Объемные веса материалов для расчета нагрузок на опоры, приведены в приложении В [2]. Определение усилий от постоянных нагрузок выполняют согласно рекомендациям п. 5.1 [2].

Взвешивающее действие воды на фундамент учитывается только для той части конструкции, которая постоянно находится в воде.

**Усилия от временных нагрузок**

5.1.12 Расположение эталонных временных нагрузок АК, НК, $ЭН_3$ и колесных автомобильных нагрузок на поверхности (линии) влияния усилия для рассчитываемого элемента при расчетах как вдоль, так и поперек моста должно обеспечивать совместно с постоянными нагрузками получение трех расчетных комбинаций усилий:

1. Максимальная продольная сила и сопутствующий изгибающий момент;

2. Минимальная продольная сила и сопутствующий изгибающий момент;

3. Максимальный изгибающий момент и сопутствующая продольная сила.

5.1.12 При опирании на опору разрезных пролетных строений рассматривают загружение поверхностей (линий) влияния временными нагрузками по следующим схемам:

- **"А"**: Нагрузка АК или $ЭН_3$, или колесная автомобильная нагрузка на двух пролетах с пешеходной нагрузкой на тротуарах. Ось первой полосы – на расстоянии 1,5 м от полосы безопасности;

- **"Б"**: Нагрузка АК или $ЭН_3$, или колесная автомобильная нагрузка на двух пролетах без пешеходной нагрузки. Ось первой полосы – на расстоянии 1,5 м от края проезда;

- **"В"**: Нагрузка АК или $ЭН_3$, или колесная автомобильная нагрузка на одном (как правило большем) пролете с пешеходной нагрузкой на тротуарах. Ось первой полосы – на расстоянии 1,5 м от полосы безопасности;

- **"Г"**: Нагрузка АК или $ЭН_3$, или колесная автомобильная нагрузка на одном (как правило меньшем) пролете с пешеходной нагрузкой на тротуарах. Ось первой полосы – на расстоянии 1,5 м от полосы безопасности;

- **"Д"**: Нагрузка АК или $ЭН_3$, или колесная автомобильная нагрузка на одном (как правило большем) пролете без пешеходной нагрузки. Ось первой полосы – на расстоянии 1.5 м от края проезда;

- **"Е"**: Нагрузка АК или $ЭН_3$, или колесная автомобильная нагрузка на одном (как правило меньшем) пролете без пешеходной нагрузки. Ось первой полосы – на расстоянии 1.5 м от края проезда;

- **"Ж"**: Нагрузка НК непосредственно над опорой (на двух смежных пролетах);

- **"З"**: Нагрузка НК на одном (как правило большем) пролете.

Указанные нагрузки рассматривают в следующих сочетаниях:

Для *определения усилий поперёк оси моста* на максимальную продольную силу и сопутствующий изгибающий момент:

1. max Р + АК по схеме "А" ×1,0;

2. max Р + АК по схеме "Б" ×1,0;

3. max Р + НК на двух пролетах ×1,0 (схема "Ж").

Для *определения усилий вдоль оси моста*:

- на максимальный изгибающий момент и сопутствующую продольную силу:

1. max Р + АК по схеме "А" ×0,8 + нагрузки от торможения ×0,7;

2. max Р + АК по схеме "Б" ×0,8 + нагрузки от торможения ×0,7;

3. min Р + АК по схеме "В" ×0,8 + нагрузки от торможения ×0,7;

4. min Р + АК по схеме "Г" ×0,8 + нагрузки от торможения ×0,7;

- на минимальную силу и сопутствующий изгибающий момент:

5. min Р + АК по схеме "Д" ×0,8 + нагрузки от торможения ×0,7;

6. min Р + АК по схеме "Е" ×0,8 + нагрузки от торможения ×0,7;

7. min Р + НК на одном пролете (наибольшем) ×1,0 (схема "З").

Здесь обозначено: «max Р» и «min Р» – усилия от постоянных нагрузок, принимаемых соответственно с повышающими и понижающими значениями коэффициентов надежности по нагрузке; «АК по схеме…», «НК..» – усилия от временной нагрузки по соответствующей схеме загружения; «нагрузки от торможения» – усилия, возникающие от торможения или силы тяги; «×1,0», «×0,8», «×0,7» - соответствующие коэффициенты сочетаний.

Для эталонной нагрузки $ЭН_3$ и произвольных колесных автомобильных нагрузок рассматривают те же сочетания, что и для нагрузки АК.

Коэффициенты надежности, полосности и динамический коэффициент принимают согласно п. 5.3.4 [2].

### 5.2 Особенности расчета опор облегченного типа

5.2.1 Расчет грузоподъемности безростверковых опор ведут согласно рекомендациям п. 6.3 как свайного фундамента с плитой ростверка, расположенной над поверхностью грунта.

В расчете грузоподъемности по прочности свай (оболочек или столбов) как внецентренно сжатых элементов расчетную длину $l_0$ сваи определяют согласно п. 5.1.10. При этом каждую сваю рассматривают как свободный от грунта стержень, жестко заделанный на расстоянии $l_1$ от низа ригеля. Величину $l_1$ определяют по формуле (6.3.1).

5.2.2 Определять внутренние усилия в сечениях свай (оболочек, столбов) безростверковых и гибких опор целесообразно по пространственным расчетным схемам либо аналитически согласно методике [6] как для фундаментов с высоким свайным ростверком или численными методами (например, методом конечных элементов).

При расчетах методом конечных элементов для моделирования опоры рекомендуется применять один из двух типов расчетных схем.

Первый тип. В расчетной схеме сваи (оболочки, столбы) представляются свободными от грунта стержнями, закрепленными от вертикальных смещений на расстоянии $L_N$ и от поворота на расстоянии $L_M$ от верха опоры (рисунок 5.3.1).

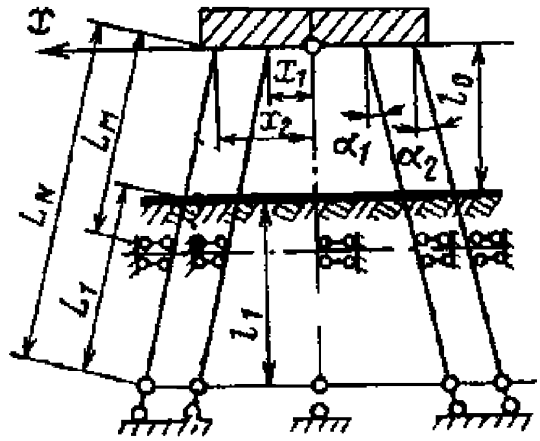



Рисунок 5.3.1 – Условное закрепление свай в расчетной схеме безростверкой опоры

Расстояние $L_N$ принимают равным:

а) при опирании оболочек или столбов на скалу и при опирании свай на скалу, крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем и глинистые грунты твердой консистенции

$$L_N = l_0 + h; \tag{5.2.1}$$

б) при опирании свай на прочие нескальные грунты

$$L_N = l_0 + \frac{7EF}{10^3 \Phi}; \tag{5.2.2}$$

в) при опирании оболочек или столбов на нескальный грунт

$$L_N = l_0 + h + \frac{EF}{C_п F_п}, \tag{5.2.3}$$

где $l_0$ – длина участка сваи от верха опоры до расчетной поверхности грунта (с учетом срезки и размыва), при наклонных сваях допускается принимать это расстояние по вертикали; $h$ – глубина заложения сваи в грунте (п. 6.3.3); Ф – несущая способность основания сваи, оболочки или столба на сжатие, определяемая согласно указаниям [13]; $C_п$ – коэффициент постели грунта под подошвой оболочки или столба (п.п. Б.2.8 и Б.2.9); $F_п = 0{,}25\pi(d_п)^2$ – площадь подошвы оболочки или столба, вычисляемая по диаметру $d_п$ оболочки или столба, а при наличии уширения в нижней части столба – наибольшему диаметру уширения.

В формуле (5.2.2) значения $L_N$ и $l_0$ выражают в м, $EF$ и Ф в тс.

Расстояние $L_M$ (расчетную высоту опоры от места заделки сваи в грунт) принимают равным

$$L_{\text{м}} = l_0 + \frac{K_2}{\alpha_c}, \qquad (5.2.4)$$

где $K_2$ – коэффициент, принимаемый по графику (рисунок 5.2.1) в зависимости от приведенной (безразмерной) глубины $\bar{h}$ заложения сваи в грунте, вычисляемой по формуле (6.3.9); $\alpha_c$ – коэффициент деформации сваи, подсчитываемый по формуле (6.3.2).

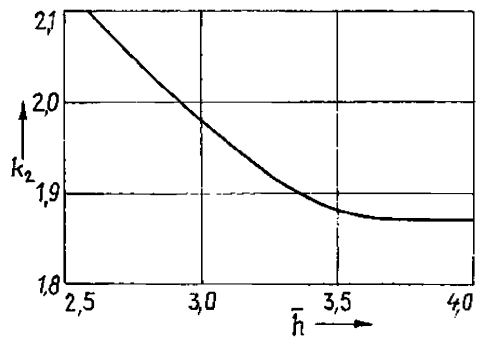



Рисунок 5.2.1 – График для определения величины коэффициента $K_2$

Для однорядных опор допускается использовать расчетную схему с жестким закреплением стержней на расстоянии $L_M$ от низа ригеля. Усилия в таких стержнях выше уровня закрепления получают непосредственно из статического расчета. Усилия в сваях опоры ниже уровня закрепления получают согласно п. 6.3.7.

Второй тип. В расчетной схеме сваи (оболочки, столбы) опоры рассматривают как изгибаемые стержни, частично погруженные в грунт. Закрепление таких стержней моделируют с помощью упругих связей, как показано в примерах п. А.2.

Для концевых опор, расположенных в грунте насыпи, по высоте сваи (столба) учитывают распределенные горизонтальные нагрузки от давления грунта.

Допускается также при определении внутренних усилий в сечениях плоской вдоль моста (однорядной) опоры, расположенных выше расчетной поверхности грунта, рассматривать ее как стержень, заделанный в грунт на уровне его расчетной поверхности. В общем случае на опору в продольном направлении действуют изгибающий момент $M$, вертикальная сила $N$, горизонтальная сила $H$, приложенные к ее верху. Для концевых опор по высоте сваи (столба) могут действовать распределенные горизонтальные нагрузки от давления грунта.

Горизонтальные силы, действующие на однорядную опору вдоль моста, распределяют поровну между всеми сваями.

За расчетную поверхность грунта принимают уровень его фактической поверхности (с учетом размыва при необходимости). Для концевых опор, расположенных в теле подходной насыпи, расчетной поверхностью грунта является уровень естественной поверхности земли (с учетом срезки, если таковая производилась). При наличии слабого верхнего слоя грунта (ил, торф, текучие или текучепластичные глины, суглинки, супеси) за расчетную поверхность принимают подошву этого слоя.

При расчете однорядной опоры в поперечном направлении, т.е. в плоскости опоры, при определении внутренних усилий ее рассматривают как статически неопределимую раму, стойки которой имеют жесткую заделку на уровне расчетной поверхности грунта. В результате статического расчета рамы определяют внутренние усилия (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) в сечениях ригеля, а также в сечениях свай (оболочек, столбов), расположенных выше расчетной поверхности грунта.

При определении внутренних усилий в пространственной опоре, имеющей несколько рядов свай как вдоль, так и поперек оси моста, ее можно разделить на отдельные плоские рамы.

**Определение усилий в гибких опорах**

5.2.3 Мосты с гибкими опорами могут быть выполнены в виде многопролетных систем с разрезными балочными пролетными строениями, неразрезными и рамной конструкции.

В мостах с разрезными и неразрезными балочными пролетными строениями оба конца каждого пролетного строения могут опираться на опоры через шарнирно неподвижные опорные части, резиновые опорные части (РОЧ) или (при небольших пролетах) непосредственно на ригель. В мостах рамной конструкции пролетные строения жестко объединены с верхом опор.

Мосты с гибкими опорами могут быть односекционными и многосекционными, каждая секция которых работает на восприятие горизонтальных сил самостоятельно. Разбивка на секции осуществляется путем применения сдвоенных плоских опор с раздельными насадками (температурных опор). В состав каждой секции, как правило, входит анкерная опора. Обычно такие опоры являются двухрядными, сваи в них объединены общей насадкой (рисунок 5.2.2).

Каждая секция вдоль моста представляет собой многопролетную раму с жестким ригелем в виде пролетных строений и относительно тонкими стойками (рисунок 5.2.3). Сопряжение смежных ригелей между собой ригелей принимается раздельным при разрезных пролетных строениях или шарнирным при температурно-неразрезных системах. Сопряжение ригелей со стойками принимается шарнирным (без заделки).

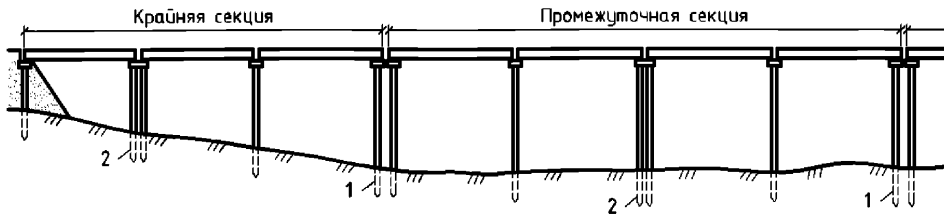



Рисунок 5.2.2 – Схема моста с гибкими опорами:

*1* – температурная опора; *2* – анкерная опора

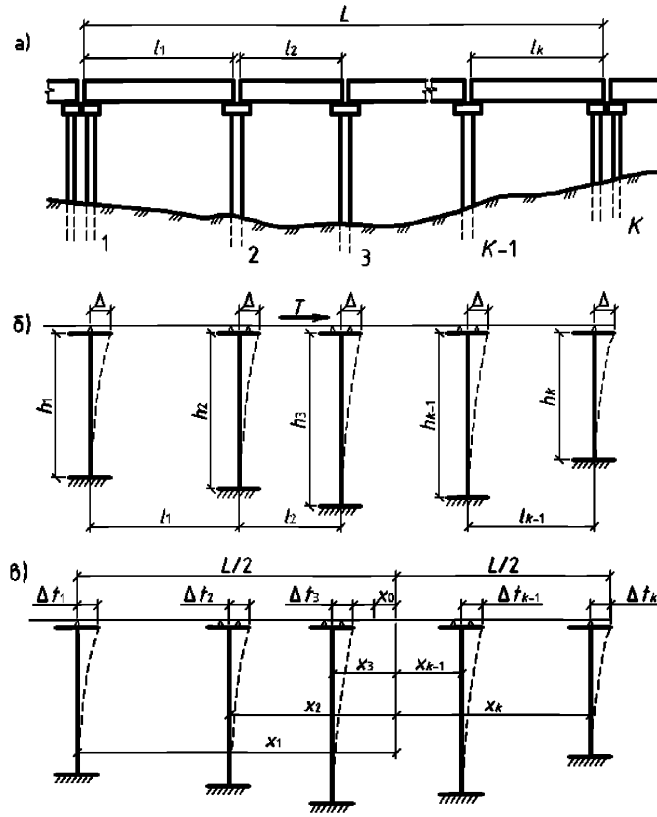



Рисунок 5.2.3 – Схемы к расчету гибких опор:

*а* – схема моста; *б* – расчетная схема при действии продольных горизонтальных нагрузок; *в* – расчетная схема к определению усилий в опорах от изменения температуры

5.2.4 На секцию действует продольная сила $T$, вызываемая торможением и изменением температуры. Силу $T$ можно считать приложенной к верху насадок.

Передачу горизонтальных усилий на опоры в случае опирания пролетных строений через неподвижные опорные части или непосредственно на ригель принимают 100%, а при опирании через РОЧ – пропорционально реактивному усилию $S_h$, кН (кгс), возникающему в

резиновых опорных частях вследствие сопротивления их сдвигу и определяемому по формуле

$$S_h = \delta AG/a, \tag{5.2.5}$$

где δ – перемещения в опорных частях от горизонтальных усилий, м; $a$ – суммарная толщина слоев резины, м; $A$ – площадь резиновой опорной части или нескольких опорных частей в случае расположения их рядом под одним концом балки (принимают в м$^2$, если модуль сдвига $G$ – в МПа, и в см$^2$, если $G$ – в кгс/см$^2$); $G$ – модуль сдвига, значения которого при определении расчетных величин продольных усилий зависят от нормативной температуры воздуха окружающей среды и принимают для употребляемых марок резины по таблице 6.13 [9].

При численных расчетах РОЧ моделируют упругой связью в соответствии с рекомендациями п. А.1.

Допускается для РОЧ принимать величину передаваемого на опору горизонтального усилия в размере 50% от его полной величины.

5.2.5 При опирании балок пролетных строений на гибкие опоры через шарнирно неподвижные опорные части или непосредственно на ригель горизонтальная сила $H_i$, приложенная к верху $i$-ой опоры, может быть вычислена пропорционально жесткостям опор секции

$$H_i = c_i T \Big/ \sum_1^k c_i \ , \tag{5.2.6}$$

где $c_i$ – коэффициент жесткости $i$-ой опоры

$$c_i = 3EJ_i / h_i^3, \tag{5.2.7}$$

$EJ_i$ – суммарная жесткость поперечных сечений всех свай опоры; $h_i$ – расчетная высота опоры, определяемая по формуле (5.2.4).

Расчетную высоту опоры $h$ можно приближенно принять по формуле (6.3.1), а для однорядных опор – с учетом глубины заделки сваи в грунте на величину 6$d$, где $d$ – диаметр столба или оболочки, размер стороны сваи прямоугольного сечения, перпендикулярной направлению изгиба.

Если коэффициенты жесткости $c_i$ всех опор одинаковы, то продольные усилия распределятся между опорами поровну. Если $i$-я опора имеет жесткость значительно больше жесткостей других опор, то допускается все продольное усилие передавать на эту опору, т.е. $H_i = T$.

Момент в месте условной заделки сваи однорядной опоры от горизонтальных сил

$$M_{hi} = H_i h_i. \tag{5.2.8}$$

В свае может также возникать изгибающий момент $M_{vi}$ от внецентренно приложенного относительно оси сваи вертикального опорного давления $V$ от постоянных и временных нагрузок от опирающихся пролетных строений

$$M_{vi} = Ve, \tag{5.2.9}$$

где $e$ – расстояние от линии действия опорного давления до оси сваи.

Расчетная схема анкерной опоры может быть представлена рамой, стойки которой объединены абсолютно жестким ригелем (рисунок 5.2.4, *а*). При таком допущении коэффициент жесткости анкерной опоры будет равен $8c_i$.

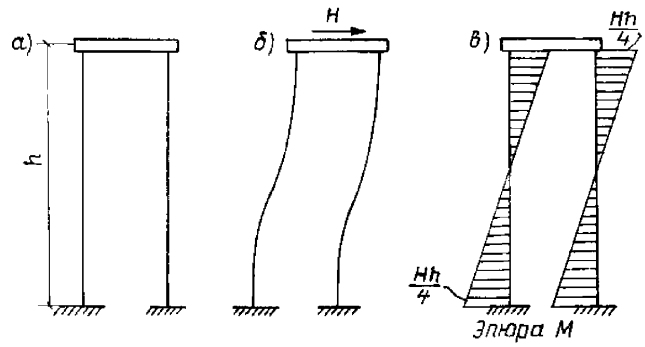



Рисунок 5.2.4 – Схемы к определению изгибающих моментов в сваях анкерных опор:
*а* – схема опоры; *б* – деформированный вид опоры; *в* – эпюра изгибающих моментов

В сваях анкерных опор при абсолютно жестком ригеле в местах заделки свай и в местах соединения их с насадкой (рисунок 5.2.4, *в*) возникают изгибающие моменты

$$M_i = \frac{Hh_i}{4} \frac{c_i}{\sum_1^k c_i}. \tag{5.2.10}$$

5.2.6 В мостах с гибкими стоечными опорами, опирающимися на фундаменты, жесткость однорядной опоры можно вычислить по формуле

$$c_i = \frac{3E_b J_i \cdot 0{,}125 b_\phi^3}{3E_b J_i k_b \, (h_i + h_{\phi i})^2 + 0{,}125 h_i^3 b_\phi^3}, \tag{5.2.11}$$

где $h_i$ – высота стойки, измеряемая до обреза фундамента; $h_{\phi i}$ – высота фундамента; $E_b J_i$ – суммарная жесткость всех стоек опоры; $k_b$ – коэффициент, зависящий от отношения размеров сторон фундамента $L_\phi / b_\phi$ ($L_\phi$ – размер фундамента поперек оси моста, $b_\phi$ – размер фундамента вдоль оси моста) и принимаемый по графику рисунка 5.2.6.

Для анкерных опор в формуле (5.2.8) вместо величины $3E_bJ_i$ принимают $24E_bJ_i$.

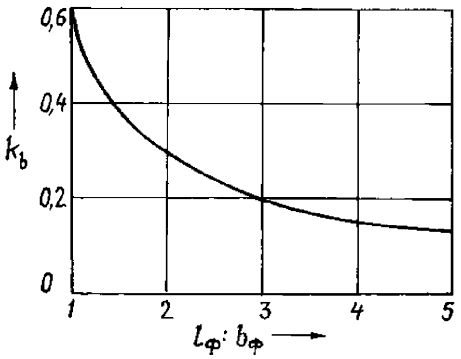



Рисунок 5.2.6 – График для определения величин коэффициента $k_b$

5.2.7 Мосты, в которых опоры в виде гибких тонких стенок или плоских рам жестко соединены с пролетным строением (рисунок 5.2.7, *а*), следует рассматривать как рамные с относительно жестким ригелем и гибкими стойками, заделанными в фундамент. Расчетная схема такого моста приведена на рисунке 5.2.7, *б*. Допускается заделку стоек в фундаменты принять абсолютно жесткой. Расчет таких сооружений целесообразно выполнять численными методами.

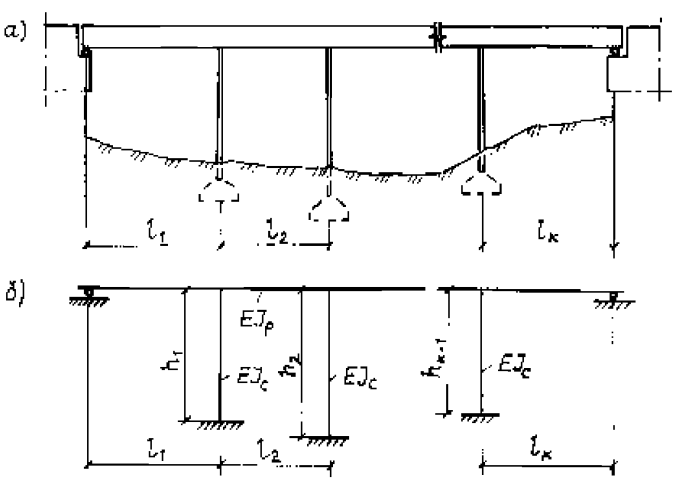



Рисунок 5.2.7 – Схемы к расчету гибких опор, жестко соединенных с пролетными строениями: *а* – общий вид моста; *б* – расчетная схема

5.2.8 Усилие, передаваемое на *i*-ю опору от изменений температуры, будет равно:

$$F_{hti} = c_i \Delta_{ti} = c_i \alpha \Delta t (x_i - x_0). \qquad (5.2.12)$$

где $\alpha$ = 0,00001 – коэффициент линейного температурного расширения железобетона; $\Delta t$ – расчетное изменение температуры, принимаемое по п. 5.2.9; $x_i$ – расстояние от середины

длины секции моста до рассматриваемой опоры (для опор, расположенных слева от середины секции, $x_i > 0$, для опор, расположенных справа, $x_i < 0$); $x_0$ – расстояние от середины секции до точки, которая при изменении температуры остается неподвижной (рисунок 5.2.3, *в*), и определяемое по формуле:

$$x_0 = \sum_1^k c_i x_i \Big/ \sum_1^k c_i \,. \qquad (5.2.13)$$

Если одна из опор имеет жесткость, значительно большую по сравнению с другими опорами, то она останется при изменении температуры неподвижной. Расстояние $x_i$ следует отсчитывать от этой опоры при $x_0 = 0$.

5.2.9 Расчетная разность температур, вызывающая дополнительные усилия в рамной конструкции, будет равна:

$$\Delta t = t_{з,т} - t_{n,х} \text{ или } \Delta t = t_{n,т} - t_{з,т}, \qquad (5.2.14)$$

где $t_{з,Т}$ – температура замыкания рамной конструкции; $t_{n,Т}$ и $t_{n,Х}$ – нормативные температуры воздуха в теплое и холодное время года соответственно.

Нормативные температуры воздуха в теплое $t_{n,Т}$ и холодное $t_{n,Х}$ время года следует принимать равными:

а) для типовых проектов и проектов для повторного применения:

для конструкций, предназначенных для районов с расчетной минимальной температурой воздуха ниже минус 40°С,

$$t_{n,Т} = 40°С\,, \quad t_{n,Х} = -50°С\,;$$

для конструкций, предназначенных для остальных районов,

$$t_{n,Т} = 40°С\,, \quad t_{n,Х} = -40°С\,;$$

б) для индивидуальных проектов

$$t_{n,Т} = t_{VII} + T, \qquad (5.2.15)$$

где $t_{VII}$ – средняя температура воздуха самого жаркого месяца, принимаемая по [11]; $T$ – постоянная величина для определения температуры воздуха наиболее жарких суток, принимаемая по карте изолиний [11], °С.

Нормативную температуру для индивидуальных проектов $t_{n,Х}$ принимают равной расчетной минимальной температуре воздуха в районе строительства в соответствии с требованиями [11] с обеспеченностью для бетонных и железобетонных конструкций 0,92. За расчетную минимальную температуру принимают среднюю температуру наиболее холодной пятидневки.

Температуры замыкания конструкций, если они неизвестны, допускается принимать равными:

$$t_{з,Т} = t_{п,Т} - 15°C\ ; \qquad t_{з,Х} = t_{п,Х} + 15°C\ . \tag{5.2.16}$$

Замыкание (омоноличивание) железобетонных конструкций производят, как правило, в теплое время. Температуру замыкания подсчитывают по формуле

$$t_{з,т} = t_{п,т} - 15^{\circ}, \tag{5.2.17}$$

т.е. для типовых конструкций она будет равна 25°.

При понижении температуры для типовых конструкций $\Delta t$ будет равна 75° или 65° в зависимости от района местности, а при повышении температуры – 15°.

## 5.3 Особенности расчета грузоподъемности концевых опор

### Общие положения

5.3.1 Рекомендации этого раздела касаются определения грузоподъемности концевых опор (устоев) по прочности и устойчивости формы. Расчеты грузоподъемности (в необходимых случаях) по устойчивости против опрокидывания и сдвигу по грунту основания выполняют по отдельно разрабатываемым методикам на основе общей методологии определения грузоподъемности ([2]) с использованием соответствующих положений главы 11 [9] и известных рекомендаций, например, приложения 2 [6].

5.3.2 В расчетах железобетонных сквозных, тонкостенных и стоечных опор для нагрузки от транспортных средств учитывают динамический коэффициент $(1+\mu) \geq 1{,}0$. Особенности эксплуатации и возведения конструкций учитывают с помощью коэффициентов условий работы $m$, величины которых и условия использования в конкретных расчетах, приведены в правилах проектирования.

5.3.3 Расчетные сечения для концевых опор назначают в уровне обреза фундамента, местах изменения размеров сечений тела опоры, для безростверковых концевых опор – в местах сопряжения свай с ригелем и в местах наибольших изгибающих моментов в сваях, а для стоечных концевых опор – в местах сопряжения стоек (столбов, свай) с ригелем и фундаментом.

Концевые опоры рассчитывают только в продольном к оси моста направлении.

### Нагрузки и силы, действующие на концевую опору, и их сочетания

5.3.4 При определении внутренних усилий в сечениях концевых опор учитывают действие следующих сил:

вертикальных (рисунок 5.3.1):

- собственный вес элементов опоры;

- опорное давление $V_g$ от веса пролетного строения с элементами мостового полотна с учетом имеющихся на нем приспособлений и обустройств (смотровых приспособлений, осветительных устройств, различных коммуникаций и т.п.), для неразрезных пролетных строений целесообразно определять с учетом способа производства работ;

- вертикальное опорное давление $V_v$ от временных нагрузок, находящихся на пролетном строении;

- вертикальное опорное давление $V_p$ от пешеходных нагрузок, находящихся на пролетном строении;

- вертикальное давление от временной нагрузки, находящейся на концевой опоре, $V_{vy}$;

- вертикальное давление $G_g$ от собственного веса грунта;

горизонтальных продольных:

- продольная сила, вызываемая торможением подвижных нагрузок, $T$;

- боковое давление $p_{hqx}$ от временной нагрузки, находящейся на насыпи;

- боковое давление $p_{hgx}$ от собственного веса грунта.

Горизонтальное давление грунта на обсыпную концевую опору со стороны пролета допускается не учитывать.

В массивных бетонных устоях внутренние усилия (вертикальную и горизонтальную силы и изгибающий момент) в большинстве случаев достаточно определить лишь в центре тяжести сечения по обрезу фундамента.

5.3.5 Для каждого сечения рассматривают комбинации нагрузок как для внецентренно сжатых элементов опор – вызывающие наибольшую продольную силу $N_{\max}$ и соответствующий ей изгибающий момент $M$; наибольший изгибающий момент $M_{\max}$ и соответствующую ему продольная сила $N$; минимальную силу $N_{\min}$ и соответствующий ей изгибающий момент $M$.

5.3.6 При выполнении инженерных расчетов для определения внутренних усилий в массивном устое от собственного веса его разбивают на отдельные блоки по возможности простой формы и определяют вес каждого блока (рисунок 5.3.1, *а*). При сборных концевых опорах стоечного или свайного типа вес конструкции складывается из весов её отдельных элементов (рисунок 5.3.1, *б*, *в*, где $n$ – количество стоек или свай). Изгибающие моменты в сечениях концевой опоры, определяют умножением от каждой составляющей вес конструкции силы $G_i$ на расстояние до вертикальной линии, проходящей через центр тяжести рассматриваемого сечения.

Усилия в элементах концевых опор козлового (стоечного) типа и свайных конструкций определяют как в плоской статически неопределимой раме при жесткой заделке стоек в фундамент и в шкафной блок. При этом все силы, приложенные к опоре выше подферменной плиты заменяют горизонтальной силой $H$, вертикальной силой $N$ и изгибающим моментом $M$, приложенными в центре подферменной плиты (ригеля рамы) (рисунок 5.3.1, *г*). Дополнительно учитывают усилия от распределенных по высоте стоек (свай) нагрузок от собственного веса грунта $p_{hg}$ и от давления $p_{hq}$, вызываемого временными нагрузками на призме обрушения. Эпюры $p_{hg}$ и $p_{hq}$ на рисунке 5.3.1, *г* показаны в упрощенном виде. Фактический вид этих эпюр зависит от геометрических размеров отдельных элементов опоры и вида временных нагрузок с учетом их расположения на призме обрушения.

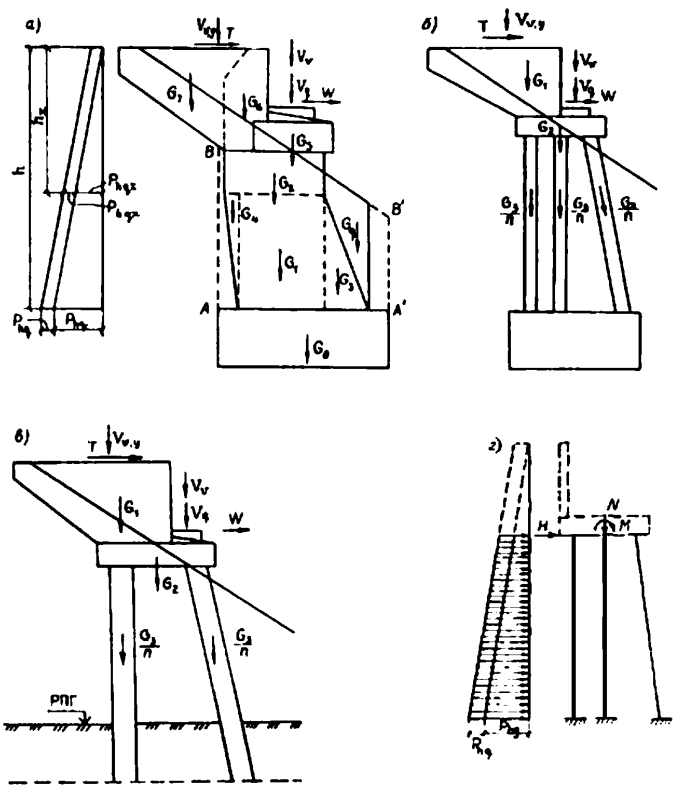



*Рисунок 5.3.1* – Схемы к расчету концевых опор: *а* – силы, действующие на массивный устой; *б* – силы, действующие на стоечную опору; *в* – силы, действующие на свайную опору; *г* – расчетная схема стоечной и свайной концевых опор

При расчете сечений у низа стойки или сваи к значениям продольной силы добавляют вес стойки (сваи).

Расчет ведут по формулам раздела 6.3 как для безростверковых или гибких опор, но с учетом горизонтальных нагрузок от давления грунта.

5.3.7 При использовании численных методов рекомендации по моделированию концевых опор облегченного типа приведены в приложении А. Постоянные нагрузки к расчетным схемам прикладывают также, как и при поверочных расчетах.

5.3.8 При определении внутренних усилий в сечениях концевых опор рассматривают сочетания нагрузок и воздействий (таблица 5.3.1), которые должны обеспечивать получение в рассматриваемых сечениях трех расчетных комбинаций усилий, указанных в п. 5.1.12. Другие сочетания рассматривают при необходимости.

*Таблица 5.3.1* – Сочетания нагрузок для расчета концевых опор, коэффициенты сочетаний η и коэффициенты надежности $\gamma_f$

| Наименование нагрузок и воздействий | | Сочетание нагрузок для расчета вдоль моста | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1а | 1б | 2а | 2б | 3а | 3б |
| Вертикальные нагрузки | | | | | | | |
| Собственный вес опоры, пролетного строения и мостового полотна | $\gamma_f$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | 0,9 | 0,9 | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ |
| | η | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Собственный вес грунта $G_г$ на обрезах фундамента | $\gamma_f$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | 0,9 | 0,9 |
| | η | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Нагрузка от пешеходов на пролетном строении[4] | $\gamma_f$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | 0,9 | 0,9 |
| | η | 0,7 | 0,7 | - | - | 0,7 | 0,7 |
| Максимальное давление от транспортных средств на пролетном строении[1] | $\gamma_f$ | $\gamma_f$ | $\gamma_f$ | - | - | $\gamma_f$ | $\gamma_f$ |
| | η | 0,7 | 0,7 | - | - | 0,7 | 0,7 |
| Минимальное давление от транспортных средств на пролетном строении[1] | $\gamma_f$ | - | - | $\gamma_f$ | $\gamma_f$ | - | - |
| | η | | | 0,7 | 0,7 | | |
| Горизонтальные нагрузки | | | | | | | |
| Боковое давление от веса грунта насыпи $p_{hgx}$ | $\gamma_f$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | 0,7 | 0,7 |
| | η | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| | φ | $= \varphi_n$-5° | $= \varphi_n$-5° | $= \varphi_n$-5° | $= \varphi_n$-5° | $= \varphi_n$+5° | $= \varphi_n$+5° |
| Боковое давление грунта от транспортных средств на призме обрушения | $\gamma_f$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | $\gamma_f > 1,0$ | 0,8 | 0,8 |
| | η | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | φ | $= \varphi_n$-5° | $= \varphi_n$-5° | $= \varphi_n$-5° | $= \varphi_n$-5° | $= \varphi_n$+5° | $= \varphi_n$+5° |
| Сила торможения на пролётном строении в сторону пролета | $\gamma_f$ | $\gamma_f > 1,0$ | - | $\gamma_f > 1,0$ | - | $\gamma_f > 1,0$ | - |
| | η | 0,7 | - | 0,7 | - | 0,7 | - |
| Сила торможения на пролётном строении в сторону насыпи | $\gamma_f$ | - | $\gamma_f > 1,0$ | - | $\gamma_f > 1,0$ | - | $\gamma_f > 1,0$ |
| | η | - | 0,7 | - | 0,7 | - | 0,7 |

Примечания: 1. Максимальному значению опорной реакции от временной нагрузки на пролетном строении соответствует загружение положительных участков поверхности (линии) влияния неразрезных пролетных строений, минимальному – отрицательных.

2. При разрезных пролетных строениях сочетания 2а и 2б не учитывают.

3. Коэффициенты надежности по нагрузке $\gamma_f$ для постоянных нагрузок и временных нагрузок принимают согласно п.п. 5.1 и 5.3 [2].

4. Пешеходную нагрузку на призме обрушения не учитывают.

**Определение усилий в элементах концевой опоры**

*Определение усилий от постоянных нагрузок*

5.3.9 Нормативную вертикальную нагрузку от собственного веса опоры определяют по фактическим или проектным размерам ее элементов и частей конструкций с учетом объемных весов материалов. Так же определяют нагрузки от веса мостового полотна, смотровых приспособлений и других обустройств.

Нагрузку от собственного веса балочных пролетных строений при определении опорных давлений можно принимать равномерно распределенной, если ее отклонение от средней величины на отдельных участках по длине пролета, примыкающего к опоре, не превышает 10 %.

Вертикальное нормативное давление грунта насыпи на концевую опору определяют по формуле (5.1.2) [2], а горизонтальное (боковое) нормативное давление грунта – по формуле (5.1.3) [2].

5.3.10 При инженерных расчетах горизонтальное (боковое) давление грунта от его собственного веса допускается рассматривать в виде сосредоточенной силы $F_{hg}$, приложенной на высоте $h/3$ от обреза фундамента или уровня естественной поверхности грунта за опорой.

При численном моделировании горизонтальное давление грунта целесообразно принимать в виде неравномерно распределенной нагрузки, определяемой по формуле (5.1.3) [2].

5.3.11 При неодинаковой ширине массивного устоя по его высоте величину бокового давления грунта можно принимать в виде сосредоточенной силы $F_{hg}$, определяемой по формуле

$$F_{hg} = 0{,}5 p_{hgx} h_x b_{red}, \qquad (5.3.1)$$

где $b_{red}$ – приведенная (средняя по высоте $h_x$) ширина устоя в плоскости задних граней, на которые распределяется боковое давление грунта,

$$b_{red} = \frac{\sum h_i b_i}{\sum h_i}, \qquad (5.3.2)$$

где $h_i$ – высота участка с постоянной шириной $b_i$.

5.3.12 В концевых опорах стоечного (свайного) типа, если суммарная расчетная ширина стоек (свай) больше половины расстояния между внешними гранями стоек (свай) $B$, за расчетную ширину опоры на участке стоек (свай) принимают величину $B$ (рисунок 5.3.2, *а*). В противном случае за расчетную ширину опоры на этом участке принимают $b = nb_c$ ($n$ – количество свай или стоек в одном поперечном ряду устоя, $b_c$ – расчетная ширина одной сваи или стойки, принимаемая равной удвоенной ее фактической ширине).

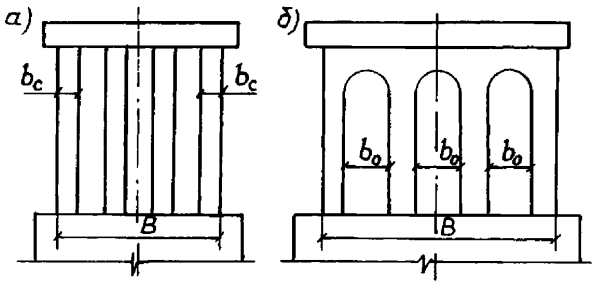



Рисунок 5.3.2 – Схемы к определению расчетной ширины концевой опоры:
*а* – стоечного типа; *б* – устой с проемами

Аналогично поступают с массивными устоями, имеющими проемы (рисунок 5.3.2, *б*). Если суммарная ширина проемов меньше половины ширины опоры в рассматриваемом сечении, проемы при определении давления грунта не учитывают, т.е. в расчет вводят полную ширину опоры, измеряемую между ее внешними гранями. При невыполнении этого условия расчетную ширину опоры принимают равной

$$b = 2(B - \sum b_0), \qquad (5.3.3)$$

где $B$ – полная ширина опоры (расстояние между боковыми гранями), $\Sigma b_0$ – суммарная ширина всех проемов.

5.3.13 Задняя грань массивного устоя может иметь наклон (рисунок 5.3.3). В этом случае давление $F_{hg}$ считают приложенным к вертикальной плоскости $AB$. Вес призмы грунта $ABC$ по рисунку 5.3.3 учитывают как постоянную нагрузку при расчете сечения по обрезу фундамента, а вес призмы $ABB'A'$ – как дополнительную постоянную нагрузку на фундамент.

5.3.14 По формулам (5.1.2), (5.1.3) [2] и (5.3.1) определяют горизонтальное давление грунта и на массивный фундамент, если глубина его заложения не превышает 3,0 м. В этом

случае засыпка котлована под фундамент предполагается из того же грунта, что и отсыпка конуса насыпи (рисунок 5.3.4, *а*).

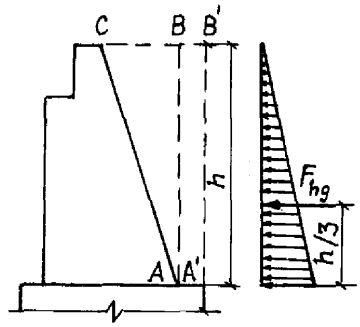



Рисунок 5.3.3 – Устой с наклонной задней гранью

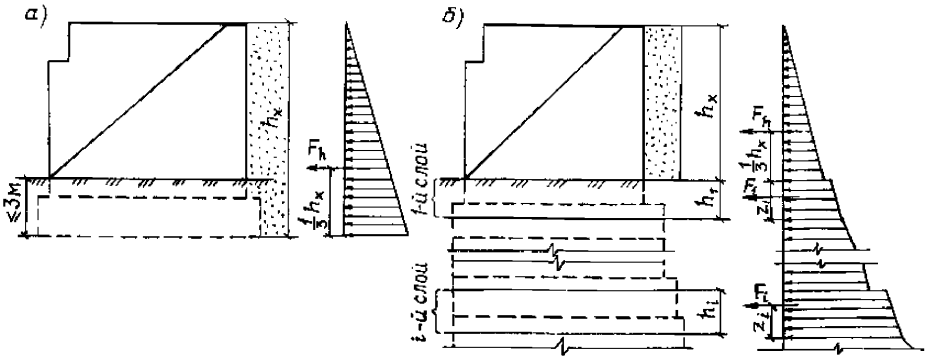



Рисунок 5.3.4 – Схемы к определению горизонтального давления грунта на устой при глубине заложения фундамента: *а*) до 3,0 м; *б*) более 3,0 м

Если глубина заложения подошвы фундамента превышает 3,0 м и грунт состоит из нескольких слоев, то определяют равнодействующую бокового давления каждого слоя грунта (рисунок 5.3.4, *б*). При этом общую толщину слоев грунта, лежащих выше рассматриваемого *i*-го слоя, заменяют условной толщиной $h_{0i}$, приведенной к характеристикам грунта засыпки за опорой,

$$h_{0i} = \frac{\gamma_x h_x + \gamma_{i-1} h_{i-1} + \ldots + \gamma_1 h_1}{\gamma_x}, \qquad (5.3.4)$$

где $\gamma_x$, $h_x$ – удельный вес грунта засыпки за опорой и высота засыпки; $\gamma_1$, $h_1$ – удельный вес и толщина первого верхнего слоя грунта.

Равнодействующую нормативного горизонтального бокового давления *i*-го слоя грунта определяют по формуле

$$F_i = 0{,}5\,\gamma_i h_i \tau_{ni} (h_i - 2h_{0i}) b_i, \qquad (5.3.5)$$

где $\gamma_i$, $h_i$ – удельный вес грунта и толщина $i$-го слоя; $\tau_{ni}$ – коэффициент нормативного горизонтального бокового давления грунта $i$-го слоя (определяют по формуле (5.1.4) [2] при нормативном значении угла внутреннего трения $\varphi_{ni}$ для $i$-го слоя); $b_i$ – средняя ширина фундамента по высоте слоя.

Расстояние от линии действия силы $F_i$ до нижней поверхности рассматриваемого слоя $z_i$ определяют по формуле

$$z_i = \frac{h_i}{3} \cdot \frac{h_i + 3h_{0i}}{h_i + 2h_{0i}}. \qquad (5.3.6)$$

Расчетное вертикальное давление $G_г$ от собственного веса грунта

$$G_г = \gamma_f p_{vgx} S = \gamma_f \gamma_n h_x S, \qquad (5.3.7)$$

где $h_x$ – высота засыпки, измеряемая от верха дорожного покрытия до рассматриваемого сечения, м; $\gamma_n$ – нормативный удельный вес грунта, кН/м$^3$ (тс/м$^3$); $\gamma_f$ – коэффициент надежности к вертикальному давлению от веса грунта; $S$ – площадь обрезов фундамента, на которую действует давление, м$^2$.

*Определение усилий от временных нагрузок*

5.3.15 Возможны следующие схемы загружения мостов и призмы обрушения временными нагрузками:

Схема 1. Пролетное строение и призму обрушения загружают временными нагрузками; горизонтальные силы, вызываемые торможением, действуют в сторону пролета.

Схема 2. Пролетное строение загружают временными нагрузками; горизонтальные силы, вызываемые торможением, действуют в сторону насыпи.

Транспортные средства располагают по всей ширине проезжей части.

Примеры расположения временных нагрузок при расчетах грузоподъемности элементов концевых опор приведены на рисунках 5.3.5 и 5.3.6.

Расположение нагрузки АК, показанное на рисунках 5.3.5, *б* и 5.3.6, *в*, *г*, соответствует загружению по схеме 1, а показанное на рисунках 5.3.5, *в*, *г* и 5.3.6, *д*, *е* – загружению по схеме 2. Тележку нагрузки АК устанавливают в наиболее невыгодное положение как на пролетном строении, так и на устое или на призме обрушения.

На рисунке 5.3.5, *д*, *е* показаны возможные схемы загружения моста при расчете концевой опоры на нагрузку НК, но расчетным может оказаться и такой случай, когда отдельные оси машины по схеме НК находятся над устоем.

Аналогично нагрузке НК размещают эталонную трехосную нагрузку ЭН$_3$ и колесные автомобильные нагрузки.

Временную вертикальную нагрузку и силу торможения на массивном устое (т.е. на длине $\lambda_2$) учитывают, когда эти силы создают в рассчитываемом сечении момент того же знака, что и нагрузка на пролетном строении.

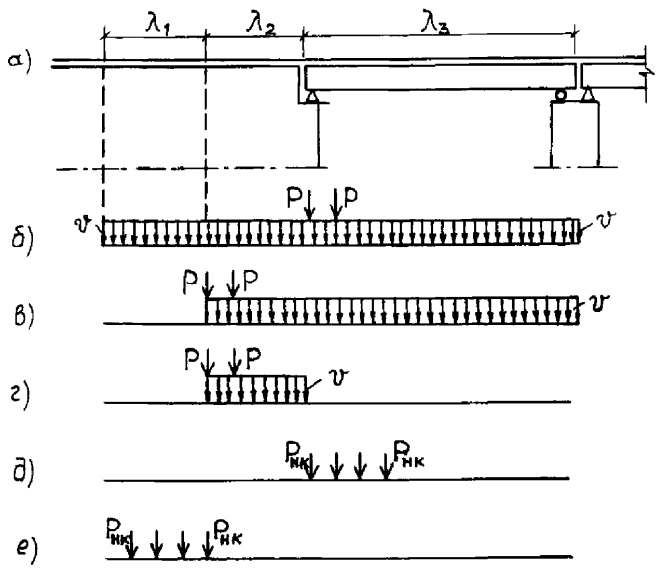



Рисунок 5.3.5 – Расположение нагрузок АК и НК при расчетах концевой опоры моста разрезной балочной системы:

*а* – схема моста; *б*…*е* – возможные расположения нагрузок

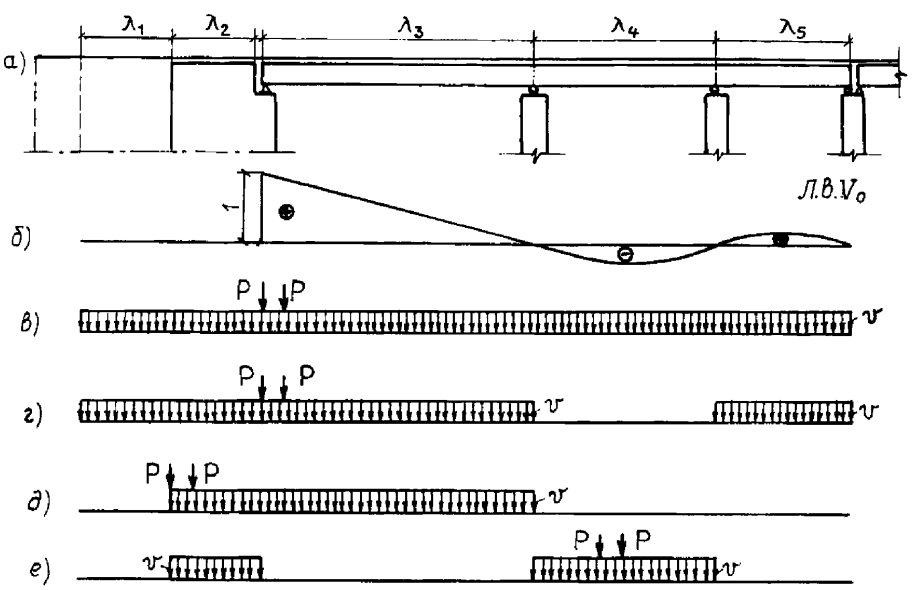



Рисунок 5.3.6 – Расположение нагрузок АК при расчете концевой опоры моста балочной неразрезной системы: *а* – схема моста; *б* – линия влияния опорного давления; *в*…*е* – возможные расположения нагрузок

5.3.16 Продольную горизонтальную нагрузку от торможения (силы тяги) принимают от веса временной нагрузки, находящейся на пролетном строении. Силу торможения

прикладывают в уровне проезжей части. Эта сила может быть уменьшена за счет трения, возникающего в подвижных опорных частях, расположенных на промежуточных опорах.

В остальном определение сил торможения ведут по общим правилам, указанным в главах 5 [2] и 4 [3].

*Определение сил горизонтального бокового давления грунта от размещения временных нагрузок на насыпи*

5.3.17 Давление на заднюю грань опоры от временной нагрузки, размещенной на насыпи, определяют как давление слоя грунта высотой $h_0$ с нормативным удельным весом грунта насыпи за опорой $\gamma_n$

$$h_0 = q/(\gamma_n b_1), \tag{5.3.8}$$

где $\gamma_n$ – нормативный удельный вес грунта, кН/м$^3$ (тс/м$^3$).

Расчетное давление $p_{hq}$ на единицу площади задней грани опоры или на единицу площади фиктивной вертикальной грани, вызываемое временной нагрузкой на насыпи, кН/м$^2$, равно

$$p_{h_0 q} = \alpha \gamma_f \gamma_n h_0 \mu, \tag{5.3.9}$$

где $\mu$ – коэффициент давления, зависящий от расположения нагрузки на насыпи; $\gamma_f$ – коэффициент надежности; $\alpha$ – коэффициент, учитывающий уменьшение давления от временной нагрузки на заднюю грань опоры с увеличением расстояния от верха насыпи до рассматриваемого сечения.

Для устоев без обратных стенок давление от временных нагрузок принимают с коэффициентом $\alpha \le 1{,}0$ (таблица 5.3.2). Для устоев с обратными стенками, расположенными параллельно оси моста, принимают $\alpha = 1{,}0$.

*Таблица 5.3.2* – Коэффициент уменьшения давления на заднюю грань опоры

| $b_1/h$ | $\alpha$ | $b_1/h$ | $\alpha$ |
|---|---|---|---|
| 0,10 | 0,327 | 0,60 | 0,681 |
| 0,12 | 0,360 | 0,70 | 0,710 |
| 0,14 | 0,890 | 0,80 | 0,735 |
| 0,16 | 0,414 | 0,90 | 0,754 |
| 0,18 | 0,437 | 1,00 | 0,772 |
| 0,20 | 0,459 | 1,20 | 0,810 |
| 0,25 | 0,505 | 1,50 | 0,840 |
| 0,30 | 0,544 | 2,00 | 0,875 |
| 0,35 | 0,576 | 3,00 | 0,900 |
| 0,40 | 0,602 | 4,00 | 0,950 |
| 0,50 | 0,668 | Свыше 4,00 | 1,000 |

5.3.18 Временную нагрузку учитывают при нахождении ее на насыпи в пределах призмы обрушения. Давление от каждого ряда колес автомобилей распределяется по площадке размерами

$$A = cb, \tag{5.3.10}$$

где $c$ – длина сопряжения колес с покрытием проезжей части вдоль моста (для колес тележек нагрузки АК $c$ = 0,2 м, для колес нагрузки НК отпечаток принимается равномерно распределенным на длине $c$ = 3,8 м); $b$ – ширина, равная расстоянию между внешними гранями крайних колес (рисунок 5.3.7).

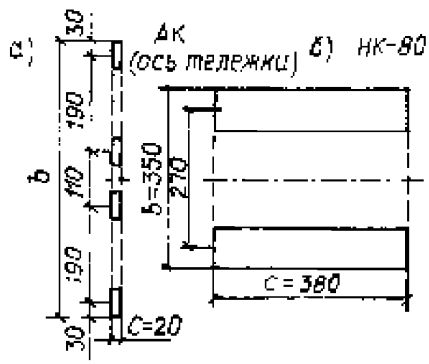



Рисунок 5.3.7 – Размеры площадок распределения давления от колес транспортных средств: *а*) от отдельных осей транспортных средств АК и $ЭН_3$ и колесных автомобильных нагрузок; *б*) от нагрузки НК

Равномерно распределенная часть нагрузки АК представляет собой полосу шириной $b$ в пределах призмы обрушения, которая зависит от числа полос движения $n$

$$b = 1{,}9n + 1{,}1(n-1) + 0{,}6. \tag{5.3.11}$$

Величины $c_1$ и $b_1$ принимают с учетом распределения давления слоями одежды ездового полотна общей толщиной $h_t$

$$c_1 = c + 2h_t, \quad b_1 = b + 2h_t, \quad A = c_1 b_1 \quad . \tag{5.3.12}$$

Давление $q$, распределенное по длине $c_1$, кН/м, равно:

для равномерно распределенной части нагрузки АК $q = 0{,}98K[1 + (n-1)s_1]$;

для тележек нагрузки АК $q = n \cdot 9{,}81K / c_1[1 + (n-1)s_1]$;

для нагрузки $ЭН_3$ и колесных автомобильных нагрузок $q = nP / c_1[1 + (n-1)s_1]$;

для нагрузки НК $q = 72K/c_1$,

где $s_1$ – коэффициент полосности; $K$ – класс нагрузки АК или НК; $P$ – давление на ось нагрузки ЭН$_3$ и колесных автомобильных нагрузок.

5.3.19 В таблице 5.3.3 представлены наиболее часто встречающиеся схемы расположения нагрузок на насыпи и эпюры давления грунта на заднюю грань опоры высотой $H$ от собственного веса грунта $p_{hg}$ и от временной нагрузки, находящейся на насыпи, $p_{hq}$.

В формулах таблицы 5.3.3 принимают величину $a \neq 0$ – при наличии переходной плиты, $c_1$ – длина площадки распределения нагрузки по (5.3.12); $d$ – расстояние между площадками распределения нагрузки. Соответственно, если $l_0 < a$, то временная нагрузка на призме обрушения не учитывается, где $l_0$ – длина призмы обрушения при отсутствии временной нагрузки:

$$l_0 = h\,\mathrm{tg}\beta_0, \tag{5.3.13}$$

где $\beta_0$ – угол наклона плоскости обрушения к вертикали при отсутствии на мосту нагрузки

$$\beta_0 = 45° - \varphi_n/2, \tag{5.3.14}$$

$\varphi_n$ – нормативный угол внутреннего трения грунта (при засыпке устоя дренирующим грунтом принимают $\varphi_n = 35°$).

Для равномерно распределенной нагрузки расчет ведется по схемам 1 и 2.

Для колесной нагрузки расчет ведется по следующим схемам.

- Если $l_0 \le a + c_1 + d$ расчет следует вести по схемам 4 и 2.

- Если $l_0 \le c_1 + d$ (при $a = 0$) расчет следует вести по схемам 3 и 1.

- Если $(a + c_1 + d) < l_0 \le (a + 2c_1 + d)$, то расчет вести по схеме 2 или 1 при $c_1 = c_1' = 2c_1 + d, \quad p_{hq} = p'_{hq}$

Если при этом $l_1 = H\,\mathrm{tg}\beta > a + c'$ или (при $a = 0$) $l_1 > c_1'$, следует принять

$$\mathrm{tg}\beta = \frac{a + 2c_1 + d}{H} \text{ или } \mathrm{tg}\beta = \frac{2c_1 + d}{H} \text{ (при } a = 0)$$

и расчет вести по схеме 5а.

- Если $l_0 > a + 2c_1 + d$, то расчет следует вести по схеме 4, заменяя $c_1$ на $c_1' = 2c_1 + d$.

- Если $l_0 > 2c_1 + d$ (при $a = 0$), то расчет следует вести по схеме 3, заменяя $c_1$ на $c_1' = 2c_1 + d$. При этом

$$h_0 = 2qc_1/(\gamma_n c_1' b_1). \tag{5.3.15}$$

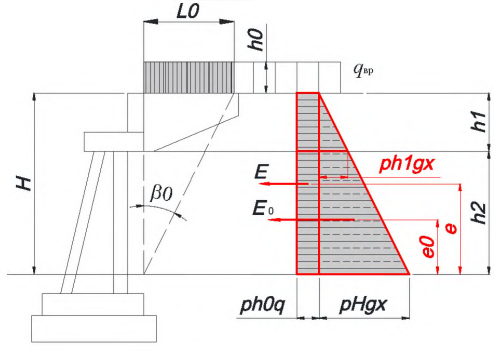
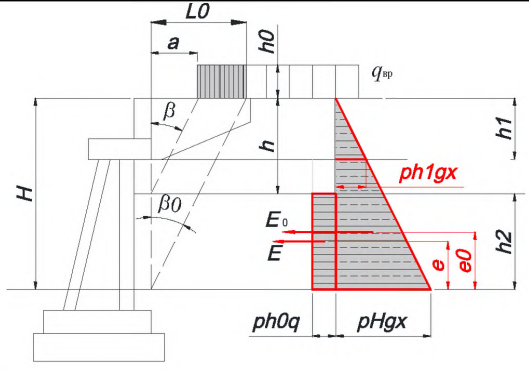
Давление $p_{hq}$ будет распределяться на участке длиной $h_q = c_1'/\mathrm{tg}\beta$.

Если при этом $l_1 = H\,\mathrm{tg}\beta < a + 2c_1 + d$ или $l_1 < 2c_1 + d$, (при $a = 0$), следует принять

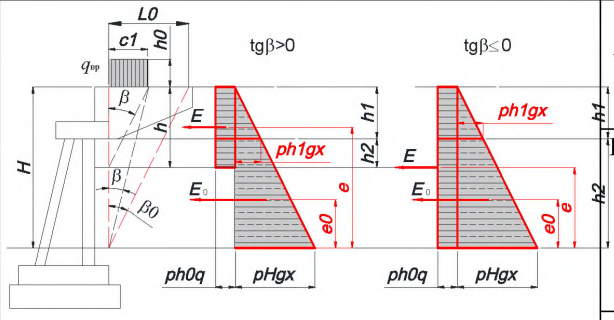
$$\text{tg}\beta = (a + 2c_1 + d) / h, \text{ или } \text{tg}\beta = (2c_1 + d)/h \text{ (при } a = 0)$$

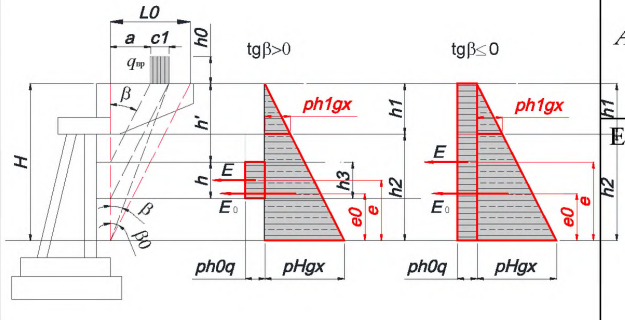
и расчет вести по схеме 5*б* (таблица 5.3.3).

*Таблица 5.3.3* – Схемы загружения призмы обрушения временной нагрузкой при отсутствии переходной плиты

| № | Расположение подвижной нагрузки на призме обрушения | Параметры призмы обрушения | Величина сосредоточенной силы бокового давления и ее положение |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 |  | $\mu = \mathrm{tg}^2\beta_0$ | Собственный вес грунта<br>$E_0 = F_{Hg} = 0.5 p_{Hgx} H b_{red}$<br>$e_0 = H/3$<br>Давление от подвижной нагрузки<br>$E = F_{h_0 g} = p_{h_0 qx} H b_{red}$<br>$e = H/2$ |
| 2 |  | $A = \dfrac{2ah_{0i}}{H(H+2h_{0i})}$,<br>$\mathrm{tg}\beta = -\mathrm{tg}\varphi + \sqrt{(1+\mathrm{tg}^2\varphi)\left(1+\dfrac{A}{\mathrm{tg}\varphi}\right)}$,<br>$\mu = \dfrac{\mathrm{tg}\beta}{\mathrm{tg}(\beta+\varphi)}$,<br>$h = \dfrac{a}{\mathrm{tg}\beta}$ | Собственный вес грунта<br>$E_0 = F_{Hg} = 0.5 p_{Hgx} H b_{red}$<br>$e_0 = H/3$<br>Давление от подвижной нагрузки<br>если $a \le l_0$<br>$E = F_{h_0 g} = p_{h_0 qx}(H-h) b_{red}$<br>$e = (H-h)/2 = h_2/2$<br>Если $a > l_0$ – нагрузки нет. |

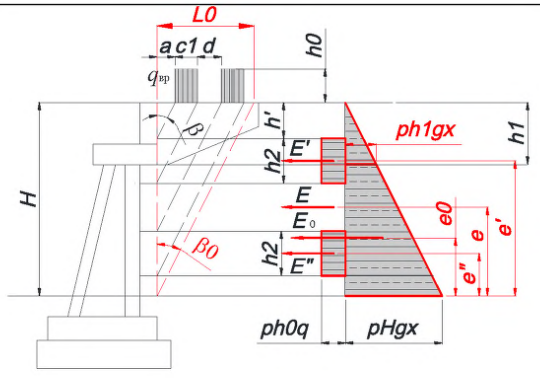
*Продолжение таблицы 5.3.3*

<table>
<tr><th>1</th><th>2</th><th>3</th><th>4</th></tr>
<tr><td>3</td><td>

Если $c_1 > l_0$, то расчет вести по схеме 1</td><td>$A = \frac{2c_1 h_{0i}}{H^2}$, $\mathrm{tg}\beta = -\mathrm{tg}\varphi + \sqrt{\left(1+\mathrm{tg}^2\varphi\right)\left(1-\frac{A}{\mathrm{tg}\varphi}\right)}$,<br>Если $\mathrm{tg}\beta > 0$, то $h = \frac{c_1}{\mathrm{tg}\beta}$<br>Если $\mathrm{tg}\beta \le 0$ или $A > \mathrm{tg}\varphi$, то $\mathrm{tg}\beta = \frac{c_1}{H}$, $h = H$<br>$\mu = \frac{\mathrm{tg}\beta}{\mathrm{tg}(\beta+\varphi)}$,</td><td>Собственный вес грунта<br>$E_0 = F_{Hg} = 0.5 p_{Hgx} H b_{red}$ $e_0 = \frac{H}{3}$<br>Давление от подвижной нагрузки<br>$E = F_{h_0 q} = p_{h_0 qx} h b_{red}$<br>$e = H - \frac{h}{2}$</td></tr>
<tr><td>4</td><td>

Если $(a + c_1) \ge l_0$, то расчет вести по схеме 2</td><td>$A = \frac{2c_1 h_{0i}}{H^2}$, $\mathrm{tg}\beta = -\mathrm{tg}\varphi + \sqrt{\left(1+\mathrm{tg}^2\varphi\right)\left(1-\frac{A}{\mathrm{tg}\varphi}\right)}$,<br>Если $\mathrm{tg}\beta > 0$, то $h' = \frac{a}{\mathrm{tg}\beta}$, $h = \frac{c_1}{\mathrm{tg}\beta}$<br>Если $\mathrm{tg}\beta \le 0$ или $A > \mathrm{tg}\varphi$, то $\mathrm{tg}\beta = \frac{a + c_1}{H}$, $h' = 0$, $h = H$<br>$\mu = \frac{\mathrm{tg}\beta}{\mathrm{tg}(\beta+\varphi)}$,</td><td>Собственный вес грунта<br>$E_0 = F_{Hg} = 0.5 p_{Hgx} H b_{red}$ $e_0 = \frac{H}{3}$<br>Давление от подвижной нагрузки<br>$E = F_{h_0 q} = p_{h_0 qx} h b_{red}$<br>$e = H - h' - \frac{h}{2}$</td></tr>
</table>

*Продолжение таблицы 5.3.3*

| 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|
| 5 |  | $l_1 = H\,\mathrm{tg}\beta$, $\mu = \dfrac{\mathrm{tg}\beta}{\mathrm{tg}(\beta+\varphi)}$,<br><br>Если:<br><br>а) $l_1 = H\,\mathrm{tg}\beta > a + c_1'$ или (при $a = 0$) $l_1 > c_1'$<br><br>б) $l_1 = H\,\mathrm{tg}\beta < a + 2c_1 + d$ или $l_1 < 2c_1 + d$,<br><br>(при $a = 0$)<br><br>$\mathrm{tg}\beta = \dfrac{a + 2c_1 + d}{H}$, $h' = \dfrac{a}{\mathrm{tg}\beta}$, $h_2 = \dfrac{c_1}{\mathrm{tg}\beta}$ | $E_0 = F_{Hg} = 0.5 p_{Hgx} H b_{red}$<br><br>$e_0 = H/3$<br><br>$E' = E'' = p_{h_0 qx} h_2 b_{red}$<br><br>$E = E' + E'' = 2 p_{h_0 qx} h_2 b_{red}$<br><br>$e = \dfrac{H - h'}{2}$<br><br>При $a = 0$ $e = 0{,}5H$ |

*Примечания к схеме 5.* Схема для осевых нагрузок.

5.3.20 При наличии переходных плит, как правило, принимают, что опирание плиты на грунт происходит на половине ее длины со стороны насыпи и горизонтальное давление на концевую опору, вызываемое временной нагрузкой $q$, также передается с половины плиты (рисунок 5.3.8, а).

При соответствующем обосновании допускается горизонтальное давление на концевую опору принимать передающимся с ширины подушки опирания (рисунок 5.3.8, б).

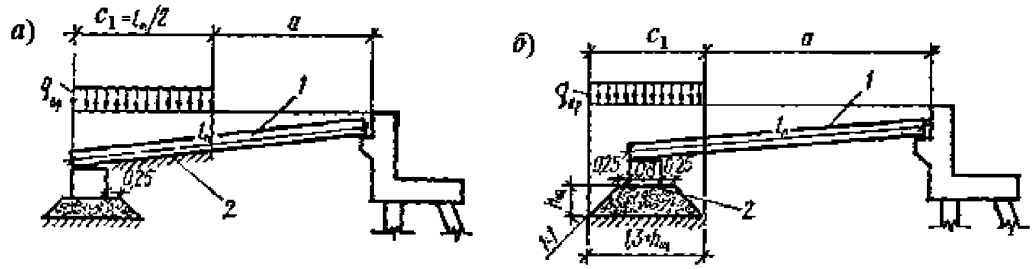



*Рисунок 5.3.8* – Схемы к определению давления на концевую опору от временных нагрузок на призме обрушения при устройстве переходной плиты:
а) опирание плита на половине ее длины; б) опирание плиты на щебеночную подушку; *1* – переходная плита; *2* – расчетная площадка опирания

В любом случае при наличии переходных плит расчет производят в соответствии со схемами 2 и 4 (таблица 5.3.3):

если $l_0 \le a + c_1$, то расчет ведут по схеме 2;

если $l_0 > a + c_1$, то расчет ведут по схеме 4.

*Особенности определения усилий в элементах концевых опор мостов с гибкими опорами*

5.3.21 Для определения усилий в элементах опор мостов с гибкими опорами с использованием численных методов целесообразно использовать модели «пролетное строение – опоры», как показано в приложении А.

5.3.22 Инженерные расчеты рекомендуется выполнять следующим образом.

На концевые опоры крайних секций мостов с гибкими опорами оказывает давление грунт насыпи от его собственного веса $p_{hg}$ и от временных нагрузок на призме обрушения $p_{hq}$ (рисунок 5.3.9, *а*).

Допускается считать, что это давление действует только на верхнюю часть опоры (выше расчетной поверхности грунта). Величину давления $p_{hg}$ на 1 м$^2$ поверхности опоры подсчитывают по рекомендациям п.п. 5.1.4 [2], а величину $p_{hq}$ – по п.п. 5.3.17-5.3.20. Суммарное давление грунта на один погонный метр сваи будет равно:

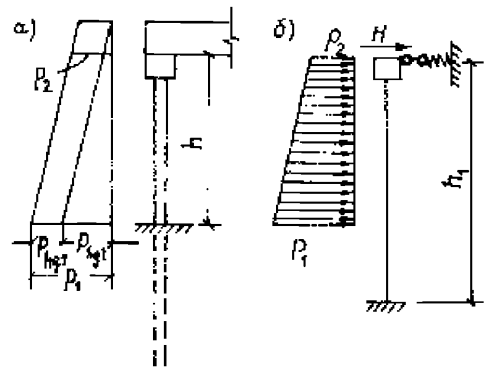



Рисунок 5.3.9 – Схемы к расчету концевой опоры моста с гибкими опорами: *а* – вид опоры и эпюра давления на него грунта насыпи; *б* – расчетная схема

в уровне расчетной поверхности грунта:

$$p_1 = (p_{hq} + p_{hg1})\, b_c, \tag{5.3.16}$$

в уровне верха опоры (верха насадки)

$$p_2 = (p_{hq} + p_{hg2})\, b_c. \tag{5.3.17}$$

В формулах (5.3.16), (5.3.17): $p_{hg1}$, $p_{hg2}$ – давление грунта от его собственного веса на уровне расчетной поверхности и на уровне верха опоры; $b_c$ – расчетная (условная) ширина сваи, принимаемая в соответствии с п. 6.3.2.

Давление грунта на шкафную стенку (торец пролетного строения, если шкафная стенка отсутствует) и на насадку с некоторым приближением можно заменить сосредоточенными силами $F_{пс}$ и $F_н$:

$$\left.\begin{aligned} F_{пс} &= b_{пс} h_{пс} (p_{hq} + p_{hg2}), \\ F_н &= (b_н - b_c)\, h_н (p_{hq} + p_{hg2}). \end{aligned}\right\} \tag{5.3.18}$$

В формулах (5.3.18): $b_{пс}$, $h_{пс}$ – ширина и высота шкафной стенки (торца пролетного строения); $b_н$, $h_н$ – ширина и высота насадки (рисунок 5.3.10).

Расчетную схему опоры принимают в виде стержней высотой $h_1$, жестко заделанных внизу и шарнирно-подвижно закрепленных сверху (см. рисунок 5.3.9, *б*). К верху такого стержня приложена горизонтальная сила $H$, равная:

$$H = A + F_{nc} + F_н, \tag{5.3.19}$$

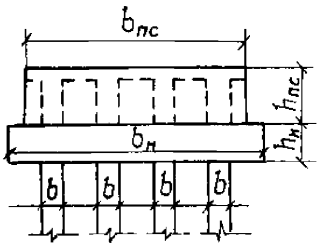



Рисунок 5.3.10 – Основные размеры насадки (ригеля) опоры и шкафной стенки (торца пролетного строения)

где $A$ – опорное давление от распределенной по высоте стержня $h$ (от расчетной поверхности грунта до верха насадки) нагрузки от грунта насыпи:

$$A = \frac{p_2 h n}{4h_1^2}\left[h_1^2 + 2\left(h_1 - \frac{h}{2}\right)^2\right] + \frac{(p_1 - p_2)hn}{10h_1^3} \times \left[5h_1^2 (h_1 - h) + h^3\right], \qquad (5.3.20)$$

где $n$ – количество свай в опоре; $h_1$ – высота опоры, измеряемая от условной заделки в грунте.

При односекционной схеме моста закрепление верха опоры считают шарнирно неподвижным. В многосекционных мостах сила $H$ распределится между всеми опорами секции в соответствии с их жесткостными характеристиками, что равноценно приложению к верху опоры дополнительной силы, равной $Hc_1 / \sum_1^k c_i$ . При этом изгибающий момент $M_1$ в одной свае на уровне заделки равен

$$M_1 = \frac{1}{n}\left[\frac{(p_1 - p_2)h^2}{30h_1^2}(5h_1 - 3h)^2 + \frac{p_2 h}{4h_1}\left(h_1^2 - \frac{h^2}{2}\right) + Hh_1 \frac{c_1}{\sum_1^k c_i}\right], \qquad (5.3.21)$$

а момент в свае однорядной промежуточной опоры

$$M_i = Hh_i c_i \Big/ \sum_1^k c_i \,. \qquad (5.3.22)$$

## 6 Определение грузоподъемности фундаментов

### 6.1 Общие положения

6.1.1 Рекомендации настоящего раздела касаются определения грузоподъемности двух основных видов фундаментов опор:

- массивных фундаментов, передающих нагрузку на основание через подошву, имеющих, как правило, б*о*льшие, чем у тела опоры, размеры поперечного сечения, и единый в объеме материала конструкции несущий элемент;

- свайных фундаментов, как правило, состоящие из нескольких (больше, чем один), несущих элементов небольшого (по сравнению с размерами тела опоры) поперечного сечения, в виде забивных, вибропогружаемых, или буровых свай (столбов) и передающих нагрузку на основание не только через подошву, но и через боковые поверхности, контактирующие с грунтом.

Грузоподъемность других видов фундаментов определяют по отдельно разрабатываемым методикам с учетом общих положений глав 4 и 5 [2].

6.1.2 Расчеты грузоподъемности фундаментов выполняют:

а) по прочности основных элементов фундамента (свай, оболочек, столбов);

б) по несущей способности оснований.

Для массивных фундаментов грузоподъемность по прочности материала определяют в случае, когда подошва массивного фундамента не намного больше сечения тела опоры, а опирание производится на скальный грунт, более прочный, чем кладка фундамента.

6.1.3 Расчетные характеристики грунтов основания принимают согласно рекомендациям п. Б.2.

### 6.2 Расчет массивных фундаментов по несущей способности основания

6.2.1 Грузоподъемность фундаментов на естественном основании определяют:

а) по давлению на грунт под подошвой фундамента по п. 11.8 [9] (на действие нагрузок $N$ и $M$);

б) по давлению на кровлю подстилающих слоев грунта (только на вертикальную нагрузку $N$, с учетом веса грунта над кровлей проверяемого слоя грунта).

Расчеты грузоподъемности фундамента по условию обеспечения от сдвига выполняют по отдельно разрабатываемым методикам с учетом общих указаний глав 4 и 5 [2].

В расчетах массивных фундаментов используются геометрические характеристики фундамента в сечении по его подошве

- размеры вдоль и поперек оси моста ($a$ и $b$), м;

- площадь отпечатка на основание $A$, м$^2$;

- моменты сопротивления подошвы фундамента $W$, м$^3$ вдоль оси моста ($W_y$), и поперек оси моста ($W_x$). Для прямоугольных в плане фундаментов

$$W_y = \frac{ba^2}{6}, \quad W_x = \frac{ab^2}{6}. \tag{6.2.1}$$

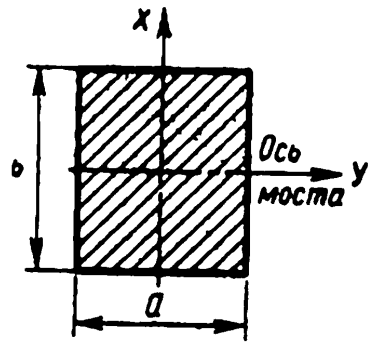



Рисунок 6.2.1 – Схема к расчету массивного фундамента

В общем случае, на фундамент действуют нагрузки, приведенные к центру тяжести подошвы фундамента: горизонтальные силы $H_x$ и $H_y$, вертикальная нагрузка $N$, моменты нагрузок $M_x$ и $M_y$ (здесь ось $x$ направлена поперек оси моста, ось $y$ – вдоль оси моста).

Расчеты грузоподъемности фундаментов мелкого заложения производят, как правило, отдельно вдоль и поперек оси моста, то есть на действие нагрузок $H_x$, $N$ и $M_y$ – в направлении вдоль оси моста, и на нагрузки $H_y$, $N$ и $M_x$ – в поперечном направлении. Для всех проверок, кроме проверки давления на кровле подстилающих слоев грунта, используются две составляющие внешней нагрузки: $N$ и $M$.

**Расчет по среднему и максимальному давлению под подошвой фундамента**

6.2.2 Предельное среднее давление по подошве фундамента, кПа (тс/м$^2$)

$$S_{\text{пред}} = R/1{,}4, \tag{6.2.2}$$

где $R$ – расчетное сопротивление грунта основания (см. п. Б.2); $A$ – площадь фундамента по подошве.

Предельное максимальное давление под подошвой фундамента, кПа (тс/м$^2$)

$$S_{\text{пред}} = kR/1{,}4, \tag{6.2.3}$$

где $k$ = 1,2 если фундамент опирается на скальную породу или фундамент опирается на нескальный грунт и его расчет производится с учетом нагрузки от торможения; $k$ = 1,0 – в остальных случаях; $R$ – расчетное сопротивление грунта основания (по формуле (Б.2.1)).

6.2.3 Максимальное давление по подошве фундамента от постоянных, пешеходных и прочих нагрузок определяют по формуле

$$S = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}, \tag{6.2.4}$$

где $N$, $M$ – продольная сила и изгибающий момент, вызванные соответствующими нагрузками и действующие на фундамент в уровне подошвы фундамента. Изгибающий момент от временных нагрузок принимается с учетом действия тормозных сил. Динамический коэффициент не учитывается.

Величины моментов принимают по абсолютной величине (без учета знаков).

6.2.4 Допускаемые значения давления $S_{врем}$ от временной нагрузки определяют согласно рекомендациям п. 4.2.2 [2]. Допускаемые величины классов $K$ нагрузок АК и НК и допускаемые давления на $P$ ось нагрузок ЭН$_3$ и колесных автомобильных нагрузок определяют в автоматизированном режиме в соответствии с рекомендациями п. Б.3.2 [2]. При этом давление от временных нагрузок $S$ определяют по формуле (6.2.4) при заданных значениях $K$ и $P$, например, либо путем загружения поверхностей влияния усилий $N$ и $M$ (согласно рекомендациям п. 5.4.3 [2]), либо путем построения поверхности влияния величины $S$ и ее невыгодного загружения временными нагрузками.

При использовании инженерных методов расчета давление $S$ от временной нагрузки может быть определено по формулам:

- от нагрузки класса АК без учета торможения

$$S = K \cdot \sum s_i \left\{ \frac{1}{A} \omega_N + \frac{1}{W} \omega_M \right\}; \qquad (6.2.5)$$

- от нагрузки класса АК с учетом торможения

$$S = K \cdot \left( \sum s_i \right) \cdot \left\{ \frac{0{,}8}{A} \omega_N + \frac{1}{W} \left[ 0{,}8\omega_M + 0{,}7 \cdot h \cdot \varepsilon \cdot T_{АК} \right] \right\}; \qquad (6.2.6)$$

- от нагрузки класса НК

$$S = K \cdot \gamma_{f\,нк} \cdot 72 \cdot \left( \frac{\alpha_{нкN}}{A} + \frac{\alpha_{нкM}}{W} \right); \qquad (6.2.7)$$

- от эталонных транспортных средств ЭН$_3$ и колесных автомобильных нагрузок

$$S = P \cdot \gamma_{fv} \cdot \sum s_i \cdot \left( \frac{\alpha_{ЭN}}{A} + \frac{\alpha_{ЭM}}{W} \right), \qquad (6.2.8)$$

- от эталонных транспортных средств с учетом торможения ЭН$_3$

$$S = P \cdot \gamma_{fv} \cdot \sum s_i \cdot \left( 0{,}8 \frac{\alpha_{ЭN}}{A} + \frac{0{,}8 \cdot \alpha_{ЭM} + 0{,}7 \cdot h \cdot \varepsilon \cdot T_Э}{W} \right), \qquad (6.2.9)$$

где $\omega_N = \gamma_{fv} \cdot \chi \cdot \alpha_{vN} + \gamma_{fp} \cdot 10\chi \cdot \alpha_{pN}$; $\omega_M = \gamma_{fv} \cdot \chi \cdot \alpha_{vM} + \gamma_{fp} \cdot 10\chi \cdot \alpha_{pM}$; $\gamma_{fv}$, $\gamma_{fP}$, $\gamma_{fнк}$ – коэффициенты надежности соответственно по равномерно распределенной нагрузке АК, по нагрузке от тележки АК, по колесной нагрузке НК (п. 4.1.3 [2]); $\chi$ = 0,98 при расчете в системе СИ, $\chi$ = 0,1 при расчете в системе СГС; $K$ – допустимый класс нагрузки АК или НК; $P$ – допустимое давление на ось эталонной нагрузки ЭН$_3$ и колесных автомобильных нагрузок; $\eta_i$ – ординаты линии влияния под осями нагрузки; $\alpha_{vM} = k_v^{пу} \cdot \Omega_M$ – параметры загружения линии влияния изгибающего момента равномерно распределенной нагрузкой АК (коэффициент поперечной установки и площадь линии влияния); $\alpha_{pM} = k_P^{пу} \cdot (\eta_1 + \eta_2)_M$ – параметры загружения линии влияния изгибающего момента тележкой АК (коэффициент поперечной установки и ординаты линии влияния под осями нагрузки); $\alpha_{vN} = k_v^{пу} \cdot \Omega_N$, $\alpha_{pN} = k_P^{пу} \cdot (\eta_1 + \eta_2)_N$ – то же для продольной силы; $\alpha_{нкM} = k_{нк}^{пу} \cdot (\eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4)_M$; $\alpha_{нкN} = k_{нк}^{пу} \cdot (\eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4)_N$ – параметры загружения линии влияния изгибающего момента и поперечной силы нагрузкой НК (коэффициент поперечной установки и ординаты линии влияния под осями нагрузки); $\alpha_{ЭM} = k_Э^{пу} \cdot \sum \delta_i \eta_{iM}$, $\alpha_{ЭN} = k_Э^{пу} \cdot \sum \delta_i \eta_{iN}$ – параметры загружения линии влияния изгибающего момента и поперечной силы эталонной нагрузкой (коэффициент поперечной установки и ординаты соответствующей линии влияния под осями нагрузки); $\delta_i$ – доля давления на ось эталонной нагрузки (как правило $\delta_1$ = 0,6 – для первой оси, $\delta_2$ = 1,0 – для остальных осей); $s_i$ – коэффициенты полосности; $T_{АК} = 0{,}5\chi \sum L$ – коэффициент для расчета усилия торможения от нагрузки АК; $L$ – длина загружения равномерно распределенной нагрузкой; $T_Э = 0{,}5 \sum (\delta_1 n_1 + \delta_2 n_2)$ – коэффициент для расчета усилия торможения от эталонных транспортных средств; $n_1$ – число первых осей колонны эталонных нагрузок, располагающихся на загружаемых пролетах; $n_2$ – число остальных осей колонны эталонных нагрузок, располагающихся на загружаемых пролетах; $\varepsilon$ – доля передачи тормозных нагрузок через опорные части; $h$ – плечо приложения тормозной нагрузки.

Величины $T_{АК}$ и $T_Э$ определяют с полос одного направления.

Допускается в запас прочности долю передачу тормозных нагрузок $\varepsilon$ принимать 50 % для резинометаллических опорных частей и 100 % – для опорных частей других типов. Однако если при подобном допущении классы фундаментов оказываются недостаточными, следует выполнить расчет, определяя долю передачи тормозных нагрузок через опорные части согласно п. 6.20 [9].

Коэффициенты $\alpha_i$ также могут быть получены по параметрам поверхности влияния как объем загружаемой распределенной нагрузкой части поверхности влияния или ординаты поверхности влияния под сосредоточенными силами для осевых нагрузок.

При расчете на сочетание с учетом тормозных нагрузок величины $T_{АК}$ и $T_Э$ должны удовлетворять условиям (п. 5.3.5 [2]):

$$T_{АК} \quad \begin{cases} \dfrac{7,8}{\sum s_i} \le T_{АК} \le \dfrac{24,5}{\sum s_i} \text{ при расчетах в системе СИ;} \\ \dfrac{0,8}{\sum s_i} \le T_{АК} \le \dfrac{2,5}{\sum s_i} \text{ при расчетах в системе СГС;} \end{cases} \qquad (6.2.10)$$

$$T_Э \quad \begin{cases} -0,3 \cdot \sum(\delta_1 n_1 + \delta_2 n_2)/\sum s_i \text{ – при значении } \lambda \le 25 \text{ м;} \\ -0,6 \cdot \sum(\delta_1 n_1 + \delta_2 n_2)/\sum s_i \text{ – при значении } 25 < \lambda \le 50 \text{ м;} \\ -0,9 \cdot \sum(\delta_1 n_1 + \delta_2 n_2)/\sum s_i \text{ – при значении } \lambda > 50 \text{ м.} \end{cases} \qquad (6.2.11)$$

6.2.5 Аналогично определяют допустимые классы временной нагрузки или допускаемую массу нагрузки ЭН$_3$ или колесных автомобильных нагрузок при расчете грузоподъемности по среднему давлению, исключая в формулах п.п. 6.2.3 и 6.2.4 слагаемые при $1/W$. Тормозную нагрузку при этом не учитывают.

**Расчет по несущей способности подстилающего слоя грунта**

6.2.6 Предельное давление на подстилающий слой грунта, кПа (тс/м$^2$)

$$S_{пред} = \frac{1}{\alpha}\left(\frac{R}{1,4} - \gamma(h + z_i)\right) + \gamma h, \qquad (6.2.12)$$

где $\gamma = 19,62$ кН/м$^3$ (2 тс/м$^3$) – средневзвешенное значение расчетного объемного веса грунта, расположенного над кровлей проверяемого подстилающего слоя грунта; $h$ – глубина заложения подошвы фундамента от поверхности грунта; $z_i$ – расстояние от подошвы фундамента до кровли проверяемого подстилающего слоя грунта; $\alpha$ – коэффициент, принимаемый по приложению 4 [9] в зависимости от отношения $z_i / b$ для кругового в плане фундамента и от отношений $z_i / b$ и $a / b$ – для прямоугольного (здесь $a$ – большая стороны прямоугольного в плане фундамента; $b$ – меньшая его сторона или диаметр кругового фундамента); $R$ – расчетное сопротивление осевому сжатию основания на отметке кровли проверяемого подстилающего слоя грунта, определяемое по формуле Б.2.1.

6.2.7 Давление на грунт под подошвой фундамента от временной, постоянной, пешеходной и прочих нагрузок вычисляют по формуле

$$S_{ср} = \frac{N_y}{A_y}, \quad (6.2.13)$$

где $N_y$ – сила давления по подошве фундамента, включающая вес расположенного в его пределах грунта, сила $N_y$ вычисляется без учета гидростатического взвешивания; $A_y$ – площадь подошвы фундамента.

6.2.8 Класс допускаемой временной нагрузки или допускаемая масса эталонных транспортных средств могут быть определены по п.п. 6.2.3 и 6.2.4.

### 6.3 Расчет свайных ростверковых фундаментов

Расчет свайных ростверковых фундаментов приведен в соответствии с рекомендациями [6]. Допускается для расчета грузоподъемности использовать указания [13], соблюдая приведенную ниже общую последовательность расчетов и виды проверок. Дополнительно к указанным в п. 6.1.2 видам расчетов грузоподъемность свайных фундаментов определяют:

а) по среднему и максимальному давлению под подошвой условного массивного фундамента;

б) по грузоподъемности подстилающего слабого слоя грунта под подошвой условного массивного фундамента (при необходимости);

в) по горизонтальному давлению на грунт;

г) по вдавливанию (выдергиванию) отдельной сваи;

д) по заделке столбов в скале.

#### Общие указания

6.3.1 При отсутствии сведений о характеристиках грунтов при расчете по прочности материала сваи на действие продольной силы $N$ с учетом продольного изгиба и устойчивости каждую сваю допускается рассматривать как свободный от грунта стержень, жестко заделанный на расстоянии $l_1$ от подошвы ростверка. Величину $l_1$ определяют по формулам

$$l_1 = l_0 + 2/\alpha_c, \quad (6.3.1)$$

где $l_0$ – длина участка сваи, расположенного выше расчетной поверхности грунта, м; $\alpha_c$ – коэффициент деформации сваи, м$^{-1}$;

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{EJ}}, \quad (6.3.2)$$

$EJ$ – жесткость поперечного сечения сваи (столба) при изгибе; $K$ – коэффициент пропорциональности грунта (п. Б.2.6); $b_p$ – условная ширина сваи (п. 6.3.2).

Если при расчете свай (столбов), погруженных через толщу нескального грунта и заделанных в скальную породу, окажется, что $2/\alpha_c > h$ (или $6d > h$), то следует принимать $l_1 = l_0 + h$, где $h$ – глубина заложения столба, определяемая по п. 6.3.3.

При наличии в фундаменте наклонных свай, препятствующих горизонтальному перемещению его ростверковой плиты в направлении наклона свай, допускается принимать $l_1 = 0{,}5\ l_0$.

В расчете прочности свай (оболочек, столбов) расчетную длину $l_p$ сваи определяют с учетом степени сопротивляемости перемещениям плиты фундамента, обусловленной схемой расположения в ней свай и связями с другими опорами моста (с учетом рекомендаций п. 5.1.10).

6.3.2 Условная (расчетная) ширина $b_p$, м, для свай с диаметром менее 0,8 м

$$b_p = 1{,}5d + 0{,}5, \tag{6.3.3}$$

для свай (столбов) с диаметром 0,8 м и более

$$b_p = (d + 1)\ k, \tag{6.3.4}$$

где $d$ – наружный диаметр круглого или сторона квадратного, или сторона прямоугольного сечения свай в плоскости, перпендикулярной действию усилия (момента, горизонтальной силы), м;

$$k = k_1 + \frac{(1 - k_1)L_p}{2(d + 1)} \le 1 \tag{6.3.5}$$

$k_1$ – коэффициент, зависящий от числа $n_p$ свай в одной вертикальной плоскости (в одном ряду), параллельной плоскости действия нагрузки; $L_p$ – среднее расстояние в свету (на уровне расчетной поверхности грунта) между сваями, расположенными в указанной плоскости, м.

Значения $k_1$ в зависимости от $n_p$ принимают равными:

| $n_p$ | 1 | 2 | 3 | ≥4 |
|---|---|---|---|---|
| $k_1$ | 1 | 0,6 | 0,5 | 0,45 |

Если в разных вертикальных плоскостях, параллельных плоскости действия нагрузки (в разных рядах), расположено разное количество свай, коэффициент $k$ принимают одинаковым для всех свай и равным меньшему из значений, полученных для этих рядов. Если через оси свай нельзя провести вертикальную плоскость, параллельную плоскости действия нагрузок, принимается $k = 1$. При расположении оболочек или столбов в шахматном порядке и при расстояниях между осями соседних рядов, параллельных плоскости действия нагрузки, меньших $(d + 1)$ м, значение $k$ устанавливается как для приведенного ряда, полученного проецированием положения оболочек или столбов на плоскость действия нагрузки.

6.3.3 В случае опирания свай на нескальный грунт допускается в расчетной схеме принимать подошву каждой сваи – незакрепленной против поперечных смещений и поворотов, а в случае опирания свай на скальную породу (без забуривания в нее) – закрепленной против поперечных смещений и незакрепленной против поворотов. В указанном случае глубину $h$ заложения свай в грунте принимают равной расстоянию от расчетной поверхности грунта (при плите фундамента, расположенной над грунтом) или от подошвы плиты (при ее заглублении в грунт) до низа сваи, а при наличии уширения – до его сечения с наибольшим размером.

Столбы, забуренные в слабовыветрелую и невыветрелую скальную породу, рассматривают как жёстко заделанные в сечении, расположенном на $\Delta h$ ниже поверхности невыветрелой скальной породы. Глубина $h$ заложения в грунте таких столбов принимается равной расстоянию от расчетной поверхности грунта (при плите фундамента, расположенной над грунтом) или от подошвы плиты (при ее заглублении в грунт) до указанного сечения. При заделке столбов в магматические породы (гранит, диорит, базальт и др.) принимается $\Delta h = 0$, а в прочие породы – $\Delta h = d / 2$, где $d$ – диаметр столба.

6.3.4 Коэффициент постели по боковой поверхности свай (оболочек, столбов) принимают по п. Б.2.7. Коэффициент постели $C_п$ грунта под подошвой оболочки или столба принимают по п. Б.2.8.

6.3.5 Давления от боковой поверхности сваи передаются на грунт по плоской грани шириной $b_р$ (условной ширине сваи по п.6.3.2), а давления от нижнего конца оболочки или столба – по плоской подошве с размером $d_п$, равным диаметру оболочки или столба, а при наличии уширения в нижней части столба – наибольшему диаметру уширения.

**Определение усилий в сваях**

6.3.6 Проверки грузоподъемности свайных фундаментов выполняют с учетом действия изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, приложенных либо к центру тяжести плиты ростверка, либо непосредственно к головам свай. По силам, приложенным к центру тяжести плиты ростверка, выполняется расчет грузоподъемности свайного фундамента как условного массивного. Также эти силы могут быть использованы для вычисления усилий в головах свай.

6.3.7 Величина наибольшего изгибающего момента, действующего в поперечном сечении сваи на участке сваи, расположенном в грунте, может быть определена по формуле

$$M_н = M_1 + H_1 \frac{K_3}{\alpha_c}, \qquad (6.3.7)$$

где $K_3$ – коэффициент, принимаемый в зависимости от приведенной (безразмерной) глубины заложения сваи в грунте значениями:

| $\overline{h}$ | 2,6 | 3,0 | $\geq 3,5$ |
|---|---|---|---|
| $K_3$ | 0,65 | 0,70 | 0,75 |

$H_1$ и $M_1$ – поперечная сила и изгибающий момент, действующие в сечении сваи на уровне расчетной поверхности грунта (при плите фундамента, расположенной над грунтом) или подошвы плиты (при ее заглублении в грунт):

$$H_1 = H; \quad M_1 = M + Hl_0, \tag{6.3.8}$$

$H$ и $M$ – поперечная сила и изгибающий момент, действующие со стороны плиты фундамента (ригеля безростверковой опоры) на голову сваи (оболочки или столба); $l_0$ – длина свободной от грунта части сваи (при плите фундамента, заглубленной в грунт, принимается $l_0 = 0$).

6.3.8 Приведенная (безразмерная) глубина заложения в грунте сваи

$$\overline{h} = \alpha_c h, \tag{6.3.9}$$

где $\alpha_c$ – коэффициент деформации сваи (см. п. 6.3.1); $h$ – глубина заложения сваи в грунте, м.

6.3.9 При автоматизированном (численном) методе расчета усилия в головах свай и в проверяемых сечениях свай могут быть непосредственно получены из такого расчета. Взаимодействие сваи с грунтом в таком случае моделируют пружинными опорами (упругими связями), жесткость которых определяют через соответствующие коэффициенты постели (п. А.2). При неизвестных характеристиках грунта сваи допускается моделировать согласно рекомендациям п. 6.3.1.

**Расчет свайного фундамента как условного массивного**

6.3.10 Грузоподъемность свайного фундамента как условного массивного определяют по прочности грунта основания по среднему и максимальному давлению под подошвой условного массивного фундамента (сечение *4-3*, рисунок 6.3.1), а также при необходимости по грузоподъемности подстилающего слабого слоя грунта.

**Расчет по среднему и максимальному давлению под подошвой**

6.3.11 Определение грузоподъемности свайного фундамента как условно массивного не требуется для однорядных фундаментов при любых грунтовых условиях, а также для многорядных фундаментов при опирании нижних концов свай, оболочек или столбов на скальные породы, крупнообломочные (валунные, галечниковые, щебенистые, гравийные, дресвяные) с песчаным заполнителем и глинистые грунты твердой консистенции.

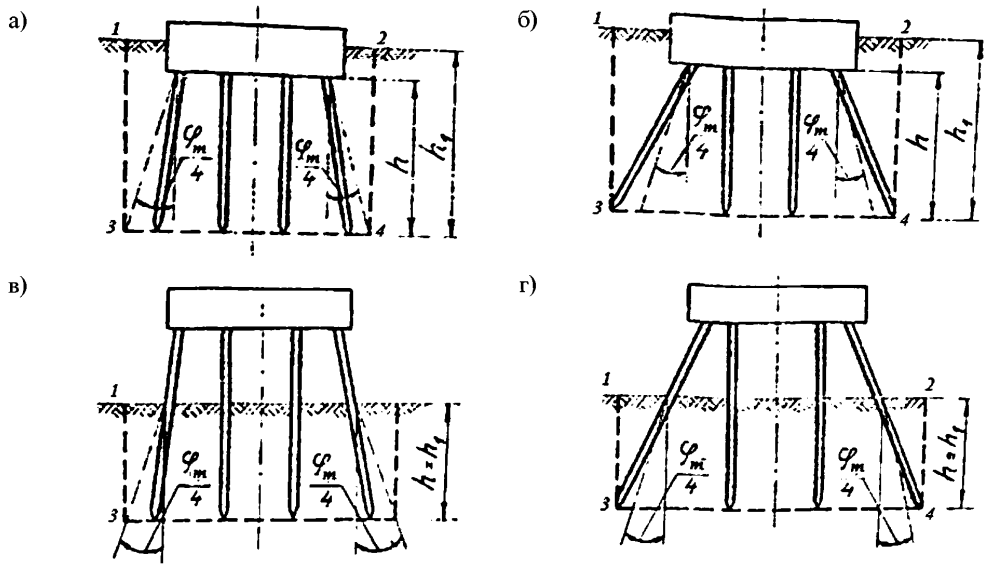



Рисунок 6.3.1 – К определению размеров условного массивного фундамента: *а* и *б* – при плите, заглубленной в грунт; *в* и *г* – при плите, расположенной над грунтом

6.3.12 Размеры условного массивного фундамента определяют при плите фундамента, заглубленной в грунт – согласно рисунку 6.3.1, *а* и *б*; при плите фундамента, расположенной над грунтом – согласно рисунку 6.3.1, *в*, *г*.

Контуры *1243* условного массивного фундамента определяют по рисункам 6.3.1, *а* и *в*, когда крайние сваи, оболочки или столбы (плоской расчетной схеме) наклонены к вертикали под углом, меньшим чем $\varphi_m/4$, и по рисунку 6.3.1, *б* и *г* – в остальных случаях. Здесь $\varphi_m$ – средневзвешенное значение расчетных углов внутреннего трения для пройденных сваями (оболочками или столбами) грунтов, определяемое по формуле

$$\varphi_m = \sum \varphi_i h_i / h, \qquad (6.3.10)$$

где $h$ – глубина заложения сваи в грунте (см. п. 6.3.3 и рисунок 6.3.1) от поверхности грунта; $\varphi_i$ – расчетный угол внутреннего трения $i$-го слоя грунта, расположенного в пределах глубины $h$; $h_i$ – толщина этого слоя.

Площадь и момент инерции условно массивного фундамента вычисляют как

$$A_{\text{п}} = a_{\text{у}} \cdot b_{\text{у}}, \qquad J_{\text{п}} = \frac{b_{\text{у}} a_{\text{у}}^3}{12}, \qquad (6.3.11)$$

где $a_у$, $b_у$ – размеры условного массивного фундамента соответственно в направлении, параллельном плоскости действия нагрузки, и перпендикулярном ей.

6.3.13 Предельное среднее давление по подошве условного массивного фундамента $S_{пред,ср}$ определяют по формуле (6.2.2). Предельное максимальное давление под подошвой фундамента $S_{пред,max}$ определяют по формуле (6.2.3).

6.3.14 Величины среднего ($S_{ср}$) и максимального давления ($S_{max}$) определяют отдельно для каждой из нагрузок (постоянных, временных, пешеходных и прочих) по формулам

$$S_{ср} = \frac{N_h}{A_п}; \tag{6.3.12}$$

$$S_{max} = \frac{N_h}{A_п} + \frac{6C_п a_у}{b_у K h_1^4 + 36 C_п J_п}\left(3M_1 + 2H_1 h_1\right), \tag{6.3.13}$$

где $A_п$ и $a_у$ – соответственно площадь подошвы условного массивного фундамента и ее размер в плоскости действия внешних нагрузок; $N_h$ – вертикальная составляющая внешней нагрузки в сечении по подошве условного фундамента (сжимающую продольную силу принимают положительной); $C_п$ – коэффициент постели грунта под подошвой условного фундамента (п. Б.2.9); $H_1$ и $M_1$– соответственно горизонтальная составляющая внешней нагрузки и ее момент относительно главной оси горизонтального сечения условного массивного фундамента в уровне расчетной поверхности грунта; $h_1$ – глубина расположения подошвы условного массивного фундамента по отношению к расчетной поверхности грунта (см. рисунок 6.3.1); $J_п$ – момент инерции подошвы фундамента относительно оси, перпендикулярной плоскости действия внешних нагрузок; $K$ – коэффициент пропорциональности грунта на боковой поверхности условного массивного фундамента (п. Б.2.6).

Горизонтальную составляющую внешней нагрузки $H_1$ определяют от тормозных нагрузок (с учетом передачи опорными частями) и от горизонтального давления грунта для концевых опор. Момент $M_1$ и силу $H_1$ в сечении фундамента на уровне расчетной поверхности грунта принимают действующими в одном направлении.

Давление по подошве условного массивного фундамента $N_h$ определяют с учетом веса грунтового массива в контуре *1243* вместе с заключёнными в нем сваями, а при плите фундамента, заглубленной в грунт, – вместе с заключённой в нем плитой (без учета гидростатического взвешивания).

6.3.15 Допускаемые давления $S_{врем}$ от временной нагрузки определяют согласно рекомендациям п. 4.2.2 [2]. Допустимые классы нагрузок $К_{АК}$ и $К_{НК}$, а также допустимые массы эталонной нагрузки $ЭН_3$ и иных колесных нагрузок определяют в автоматизированном режиме в соответствии с рекомендациями п. Б.3.2 [2].

При использовании инженерных методов расчета допускаемые средние и максимальные давления от временной нагрузки ($S_{врем}$), а также давления $S_н$ от эталонных нагрузок определяют по формулам:

- от нагрузки класса АК без учета торможения

$$S_{ср} = K\sum s_i \frac{\omega_N}{A_п};$$
$$S_{max} = K\sum s_i \left\{ \frac{\omega_N}{A_п} + \frac{6C_п a_у}{b_у K h_1^4 + 36C_п J_п} 3\omega_M \right\}; \quad (6.3.14)$$

- от нагрузки класса АК с учетом торможения

$$S_{ср} = K\sum s_i \frac{0{,}8\omega_N}{A_п};$$
$$S_{max} = K\sum s_i \left\{ 0{,}8\frac{\omega_N}{A_п} + \frac{6C_п a_у}{b_у K h_1^4 + 36C_п J_п} \left(3\cdot 0{,}8\cdot \omega_M + 2\cdot 0{,}7\cdot T_{АК} h\right) \right\}; \quad (6.3.15)$$

- от нагрузки класса НК

$$S_{ср} = K\cdot\cdot\gamma_{f\,нк}\cdot 72\frac{\alpha_{нкN}}{A_п};$$
$$S_{max} = K\cdot\gamma_{f\,нк}\cdot 72\cdot\left( \frac{\alpha_{нкN}}{A_п} + \frac{6C_п a_у}{b_у K h_1^4 + 36C_п J_п} 3\alpha_{нкM} \right); \quad (6.3.16)$$

- от эталонных транспортных средств

$$S_{ср} = P\cdot\gamma_{fv}\cdot\sum s_i \frac{\alpha_{ЭN}}{A_п};$$
$$S_{max} = P\cdot\gamma_{fv}\cdot\sum s_i \left\{ \frac{\alpha_{ЭN}}{A_п} + \frac{6C_п a_у}{b_у K h_1^4 + 36C_п J_п} 3\alpha_{ЭM} \right\}; \quad (6.3.17)$$

- от эталонных транспортных средств и колесных автомобильных нагрузок с учетом торможения

$$S_{ср} = P\cdot\gamma_{fv}\cdot\sum s_i \frac{0{,}8\cdot\alpha_{ЭN}}{A_п};$$
$$S_{max} = P\cdot\gamma_{fv}\cdot\sum s_i \left\{ 0{,}8\frac{\alpha_{ЭN}}{A_п} + \frac{6C_п a_у \left(0{,}8\cdot 3\cdot\alpha_{ЭM} + 0{,}7\cdot 2\cdot T_э h\right)}{b_у K h_1^4 + 36C_п J_п} \right\}; \quad (6.3.18)$$

Все обозначения приведены в п.п. 6.2.4 и 6.3.14. Рекомендации по учету тормозных сил также приведены в п. 6.2.4.

**Расчет подстилающего слоя**

6.3.16 Расчет грузоподъемности свайного фундамента как условно массивного по слабому подстилающему слою грунта выполняют согласно п.п. 6.2.6 – 6.2.8 при принятых размерах $a_y$, $b_y$.

**Расчет по горизонтальному давлению на грунт**

6.3.17 Грузоподъемность по горизонтальному давлению на грунт является дополнительной характеристикой состояния конструкций и не может являться причиной введения ограничений на пропуск нагрузок.

Расчет грузоподъемности свай, погруженных в грунт на глубину более $10d$, где $d$ – диаметр круглого или сторона прямоугольного сечения, для случаев кроме погружения в илы или глинистые грунты тугопластичной или текучей консистенции по горизонтальному давлению не на грунт производится.

6.3.18 Грузоподъемность свайного фундамента по горизонтальному давлению на грунт проверяют на глубине $z$, которая зависит от приведенной (безразмерной) глубины заложения в грунте сваи (оболочки или столба) $\bar{h}$ (см. п. 6.3.8):

- если $\bar{h} \le 2{,}5$, то грузоподъемность проверяют на глубинах $z = h / 3$ и $z = h$;
- если $\bar{h} > 2{,}5$, то грузоподъемность проверяют на глубине $z = 0{,}85/\alpha_c$ .

При расчете фундаментов методом конечных элементов грузоподъемность также проверяют на глубине с наибольшей величиной реакции упругих опор, моделирующих окружающий сваи грунт (п. А.2).

Расчет грузоподъемности фундамента по горизонтальному давлению на грунт $\sigma_z$ выполняют в автоматизированном режиме итерационным подбором допустимых классов нагрузок $К_{АК}$ и $К_{НК}$, а также допустимые массы эталонной нагрузки $ЭН_3$ и иных колесных нагрузок в соответствии с рекомендациями п. 5.4.2 [2], исходя из соблюдения условия

$$\sigma_z \le \sigma_{пред}, \qquad (6.3.19)$$

Если класс фундамента опоры по горизонтальному давлению для по условию (6.3.19) оказался ниже, чем по прочности основания, то расчет следует повторить, уменьшая значение коэффициента пропорциональности $K$ в пределах, указанных в таблице Б.2.2, для соответствующего вида грунта. При новом значении этого коэффициента необходимо проверить несущую способность основания и выполнение условия (6.3.19).

6.3.19 Предельно допустимое горизонтальное давление $\sigma_{пред}$ на грунт, кПа (тс/м$^2$) по боковой поверхности свай, оболочек или столбов определяют по формуле

$$\sigma_{\text{пред}} = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos\varphi}(\gamma z \operatorname{tg}\varphi + 0{,}6c), \qquad (6.3.20)$$

где $z$ – глубина от расчетной поверхности грунта (при плите фундамента, расположенной над грунтом) или от подошвы плиты (при ее заглублении в грунт), м (п. 6.3.18); $\varphi$, $c$ и $\gamma$ – расчетные характеристики (угол внутреннего трения, град., удельное сцепление, кПа (тс/м$^2$), и объемный вес, кН/м$^3$ (тс/м$^3$)) грунта; $\eta_1$ – коэффициент, равный 0,7 в случае опирания на опору пролетных строений распорного типа (арки, своды) и равный 1,0 – в остальных случаях; $\eta_2$ – коэффициент, учитывающий долю постоянной горизонтальной нагрузки в суммарной.

Значения нормативных характеристик грунтов определяют согласно приложению Б [14]. Коэффициенты надежности для определения расчетных значений принимают согласно п.п. 5.3.15, 5.3.16, 5.3.18 [14].

При нескольких слоях грунта значения $\varphi$, $c$ и $\gamma$ принимают средневзвешенными на участке эпюры давлений $\sigma_z$, одного знака.

6.3.20 Коэффициент, учитывающий долю постоянной горизонтальной нагрузки в суммарной, определяют по формуле

$$\eta_2 = \frac{M_{\text{п}} + M_{\text{в}}}{4M_{\text{п}} + M_{\text{в}}}, \qquad (6.3.21)$$

где $M_{\text{п}}$ и $M_{\text{в}}$ – моменты от внешних горизонтальных соответственно постоянных и временных нагрузок относительно оси, проходящей в уровне нижних концов свай (оболочек или столбов) через центр тяжести их сечений перпендикулярно силовой плоскости.

При отсутствии горизонтальных постоянных нагрузок (как правило – для промежуточных опор) принимают $\eta_2 = 1$.

6.3.21 Горизонтальное давление от внешних нагрузок при условной глубине $\overline{h} \le 4$ допускается определять по формуле

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_c^3 EJ}\overline{h}\left[(A_0A_1 - B_0B_1 + D_1)\frac{1}{\alpha_c}H_1 + (B_0A_1 - C_0B_1 + C_1)M_1\right], \qquad (6.3.22)$$

где $H_1$ и $M_1$ – поперечная сила и изгибающий момент, действующие в сечении сваи (оболочки или столба) на уровне расчетной поверхности грунта (при плите фундамента, расположенной над грунтом) или подошвы плиты (при ее заглублении в грунт); (принимают положительными, когда сила и момент, передающиеся от верхней части сваи на нижнюю, направлены соответственно вправо и по часовой стрелке), определяют по формулам (6.3.8); $EJ$ – жесткость поперечного сечения сваи при изгибе; $\alpha_c$ – коэффициент деформации сваи

(оболочки или столба), определяемый по формуле (6.3.2); $A_0$, $B_0$ и $C_0$ – безразмерные коэффициенты, зависящие от вида закрепления нижнего конца сваи (опирание на нескальный грунт, опирание на скалу или заделка в нее) и от приведенной (безразмерной) глубины $\overline{h}$ заложения сваи в грунте, при этом при $\overline{h} > 4{,}0$ принимают $\overline{h} = 4{,}0$.

Значения параметров $A_1$, $B_1$, $C_1$ и $D_1$ вычисляют для рассматриваемого сечения по высоте сваи, расположенного на соответствующей глубине $\overline{h}$, согласно рекомендациям приложения 6 [6]

$$\left.\begin{aligned} A_1 &= 1-\frac{\overline{h}^5}{5!}+6\frac{\overline{h}^{10}}{10!}-11\cdot 6\frac{\overline{h}^{15}}{15!}+16\cdot 11\cdot 6\frac{\overline{h}^{20}}{20!}-\ldots; \\ B_1 &= \overline{h}-2\frac{\overline{h}^6}{6!}+7\cdot 2\frac{\overline{h}^{11}}{11!}-12\cdot 7\cdot 2\frac{\overline{h}^{16}}{16!}+\ldots; \\ C_1 &= \frac{\overline{h}^2}{2!}-3\frac{\overline{h}^7}{7!}+8\cdot 3\frac{\overline{h}^{12}}{12!}-13\cdot 8\cdot 3\frac{\overline{h}^{17}}{17!}+\ldots; \\ D_1 &= \frac{\overline{h}^3}{3!}-4\frac{\overline{h}^8}{8!}+9\cdot 4\frac{\overline{h}^{13}}{13!}-14\cdot 9\cdot 4\frac{\overline{h}^{18}}{18!}+\ldots. \end{aligned}\right\} \qquad (6.3.23)$$

Примечание. Для вычисления коэффициентов $A_0$, $B_0$ и $C_0$ можно воспользоваться формулами приложения 6 [6] и данными таблицы 4 [6].

При условной глубине $\overline{h} > 4$ расчет целесообразно вести численными методами.

**Расчет свайного фундамента по вдавливанию (выдергиванию) отдельной сваи**

6.3.22 Грузоподъемность свайного фундамента по вдавливанию (выдергиванию) отдельной сваи ведут с учетом указаний п. 4.2 [2].

6.3.23 Грузоподъемность фундамента по вдавливанию свай определяют для наиболее нагруженной сваи исходя из соблюдения условия

$$N_{\max} + G \le S_{\text{пред}} = \frac{1}{\gamma}\Phi, \qquad (6.3.24)$$

где $N_{\max}$ – наибольшее продольное усилие в верхнем сечении сваи, оболочки или столба; $G$ – вес сваи, оболочки или столба (для конструкций, опирающихся на глинистые грунты или скальные породы, вес $G$ определяют без учета гидростатического взвешивания, а для конструкций, опирающихся на песчаные грунты – с учетом взвешивания); $\Phi$ – несущая способность грунта в основании сваи, оболочки или столба на сжатие, определяемая согласно указаниям [13]; $\gamma$ – коэффициент надежности.

Взвешивающее действие воды на вес сваи может быть учтено уменьшением удельного веса материала части сваи, находящейся в водонасыщенном грунте, на величину удельного веса воды (1 тс/м$^3$ или 10 кН/м$^3$).

Если сваи (оболочки, столбы) опираются на нескальный грунт и фундаментная плита расположена над его поверхностью, значение $\gamma$ принимают в зависимости от числа $n$ свай в фундаменте:

| $n$ | $1 \div 5$ | $6 \div 10$ | $11 \div 20$ | $> 20$ |
|---|---|---|---|---|
| $\gamma$ | 1,75 | 1,65 | 1,55 | 1,4 |

В остальных случаях $\gamma = 1{,}4$.

6.3.24. Грузоподъемность свай, оболочек или столбов на выдергивание ($N_{min} + G < 0$) определяют из условия

$$\left|N_{min} + G\right| \le N_{пред} = \frac{1}{\gamma}\Phi_в, \qquad (6.3.25)$$

где $N_{min}$ – наименьшее продольное усилие в верхнем сечении сваи (оболочки или столба); $G$ – вес сваи, определенный с учетом гидростатического взвешивания; $\Phi_в$ – несущая способность сваи на выдергивание, определенная согласно указаниям [13]; $\gamma$ – коэффициент надежности, принимаемый при любых грунтовых условиях и положении плиты фундамента в зависимости только от числа $n$ свай в фундаменте согласно п. 6.3.23. При расчете на действие постоянных нагрузок и воздействий в сочетании только с временной вертикальной нагрузкой и давлением грунта от временной нагрузки (для концевых опор) значение $\gamma$ увеличивают в 1,5 раза.

**Расчет столбов по заделке в скале**

6.3.25 Расчет грузоподъемности столбов по заделке в скале ведут итерационным путем.

6.3.26 При расчете грузоподъемности фундаментов из столбов, забуренных (заделанных) в скальную породу не менее чем на 0,5 м, проверяют несущую способность заделки в скале каждого столба на совместное действие изгибающего момента $M_h$ и поперечной силы $Q_h$, вычисляемых для глубины $z = h$ (см. п. 6.3.3), а также продольной силы

$$N_h = N + G, \qquad (6.3.26)$$

где $N$ – продольное усилие в верхнем сечении столба; $G$ – вес столба без учета гидростатического взвешивания.

6.3.27 Предельное продольное усилие по прочности заделки столба в скале

$$N_{пред} = \frac{1}{1{,}4}\Phi_з, \qquad (6.3.27)$$

где $\Phi_з$ – несущая способность заделки столба на сжатие с учетом понижающего влияния изгибающего момента $M_h$ и поперечной силы $Q_h$.

Несущую способность заделки столба, кН (тс), определяют по формуле

$$\Phi_з = \left(\frac{h_з}{d_з} + 1{,}5\right)\frac{R^н_{сж}}{1{,}4} A K_с, \qquad (6.3.28)$$

где $h_з$ – глубина заделки столба в скале от кровли невыветрелой породы, м; $d_з$ – диаметр столба на заделанном в скале участке, м; $R^н_{сж}$ – нормативное временное сопротивление скальной породы одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии, определенное для породы, расположенной в пределах глубины $h_з$; $A$ – площадь опирания столба на скальную породу, м$^2$; $K_с = 1+2(K_{с2}\text{-}1)\,\bar{e}$ – коэффициент, зависящий от приведенного эксцентриситета

$$\bar{e} = \frac{M_h}{N_h d_з}\left(1 + \frac{2}{3}\frac{Q_h}{M_h} h_з\right). \qquad (6.3.29)$$

Значения $K_{с2}$ в зависимости от значения $h_з$ принимают равными:

| $h_з$ | $d_з$ | $2d_з$ | $3d_з$ |
|---|---|---|---|
| $K_{с2}$ | 0,65 | 0,825 | 0,945 |

Промежуточные значения $K_{с2}$ принимают по интерполяции.

При $\bar{e} > 0{,}5$ грузоподъемность фундамента определяют согласно указаниям п. 6.3.23 и дополнительно проверяют выполнение условия

$$\frac{6M_h \pm 4Q_h h_з}{d_з h_з^2} \le 0{,}1 R^н_{сж}. \qquad (6.3.30)$$

## 7 Расчет грузоподъемности опорных частей

### Общие указания

7.1.1 Проверки грузоподъемности опорных частей производят по прочности конструкции, по допустимым диапазонам линейных перемещений, по допустимым диапазонам углов поворота.

Практические расчеты грузоподъемности опорных частей и элементов их крепления, как правило, выполняют только в тех случаях, когда разрушение или утрата работоспособности опорных частей влечет утрату работоспособности пролетного строения и сооружения в целом. Соответственно практической значимости с точки зрения влияния на оценку технического состояния сооружения и определения условий пропуска нагрузки по сооружению определение грузоподъемности не имеет для следующих типов узлов опирания и конструкций опорных частей: прокладка; РОЧ; ленточная резино-армированная; плоская;

тангенциальная; полимерная комбинированная (резино-фторопластовая); шарово-сегментная; опорный деревянный брус.

7.1.2 Определение грузоподъемности опорных частей при необходимости выполняют:

- на основное сочетание от действия вертикальных постоянных и временных нагрузок;

- на дополнительное сочетание, учитывающее восприятие вертикальной опорной реакции совместно с продольными усилиями от торможения (тяги) и продольным воздействием от изменения температуры (с учетом соответствующих коэффициентов сочетания).

7.1.3 Продольное усилие от торможения и силы тяги при расчетах передают:

- на неподвижные опорные части (в том числе – на неподвижные РОЧ) в размере 100 %;

- на подвижные катковые и секторные опорные части в размере 25 %;

- на подвижные тангенциальные опорные части в размере 50 %;

- на подвижные опорные части РОЧ – равным реактивному усилию, определяемому по п. 5.2.4.

В любом случае горизонтальные усилия, передаваемые на подвижные опорные части, не должны превосходить силы трения, определяемую согласно п. 6.28 [9]. В противном случае в расчет вводят силы трения, принимаемые с соответствующими коэффициентами сочетания.

При опирании пролетных строений на опоры через подвижные резиновые опорные части тормозное усилие допускается распределять поровну на все опорные части пролетного строения:

$$S_i^T = \pm T / \sum n, \qquad (7.1.1)$$

где $S_i^T$ – усилие в каждой опорной части; $T$ – тормозное усилие на пролетном строении; $\Sigma n$ – количество опорных частей под балками пролетного строения.

7.1.4 При отсутствии в схеме опирания неразрезных и температурно-неразрезных пролетных строений неподвижной опорной части (например, при использовании резиновых опорных частей) положение неподвижного сечения определяют согласно рекомендациям п.п. 4.3-4.5 [10].

7.1.5 Линейные и угловые перемещения в опорных частях определяют от расчетных температурных воздействий и временных нагрузок на пролетное строение и опоры с учетом коэффициентов сочетаний.

Линейные (продольные и поперечные) перемещения опорных узлов пролетных строений определяют с учетом направлений перемещений, допускаемых опорными частями.

7.1.6 При определении нагрузок и воздействий на опорные части учитывают криволинейность пролетных строений и косину их расположения относительно опор.

7.1.7 При численном моделировании опорные части могут быть заданы как граничные условия «прикрепления к земле», ориентация локальных осей которых соответствует направлениям линейных перемещений опорных частей, и как упругие двухузловые связи, жесткости которых соответствуют вертикальной и горизонтальным жесткостям опорных частей (для РОЧ). В последнем случае целесообразно рассматривать численную модель сооружения в целом как систему «пролетные строения – опоры – фундаменты» (см. п. А.1).

7.1.8 Предельные значения вертикального давления на опорную часть, горизонтальных сил, линейных и угловых перемещений, как правило, устанавливают по данным технической документации и типовых проектов.

При отсутствии документации или невозможности идентифицировать марку опорных частей следует либо выполнить расчет их несущей способности согласно приведенным ниже рекомендациям, либо принять за предельные значения указанных величин соответствующие значения вертикальных давлений и горизонтальных сил, линейных и угловых перемещений от нагрузок, на которые было запроектировано сооружение или рассчитана опорная часть.

7.1.9 При выполнении расчетов с использованием численных методов необходимо построить поверхности (линии) влияния опорной реакции, линейных или угловых перемещений в рассматриваемой опорной части. Загружают указанные поверхности одновременно для получения:

- максимальной опорной реакции и сопутствующих перемещений;

- максимальных перемещений и сопутствующих опорных реакций.

Дополнительные перемещения от разницы температур между температурой при обследовании сооружения и максимальной (минимальной) расчетной с учетом влияния солнечной радиации также могут быть найдены при численных расчетах.

### 7.1 Расчет опорных частей с полимерными материалами

7.1.10 Опорные части с полимерными материалами подразделяются на типы: резиновые армированные, резинофторопластовые, стаканные и сферические (шаровые сегментные).

По функциональному назначению опорные части подразделяют на:

- всесторонне-подвижные, обеспечивающие линейные и угловые перемещения опорных узлов пролетных строений во всех направлениях;

- линейно-подвижные, допускающие линейные перемещения только в одном направлении, а угловые – во всех направлениях;

- неподвижные, допускающие только угловые перемещения опорных узлов пролетных строений в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

7.1.11 Расчеты грузоподъемности опорных частей с полимерными материалами основаны на методиках, изложенных в [7].

### Расчет резиновых армированных опорных частей

### Расчетные характеристики

7.1.12 Расчетное сопротивление резины сдвигу при внецентренном сжатии опорных частей со сдвигом принимают равным $R_\tau$ = 5 МПа.

Расчетное сопротивление резиновых опорных частей при осевом сжатии принимают равным $R_c$ = 15 МПа.

Модуль упругости РОЧ (для численного моделирования), МПа, определяют по формуле

$$E = 76{,}5G(\beta\text{ -}1{,}1), \qquad (7.1.2)$$

где $G$ – модуль сдвига резины при температуре -20 °С, (таблица 7.1.1); $\beta = \dfrac{a_1 b_1}{2c_р(a_1 + b_1)}$ – коэффициент формы резиновой опорной части; $c_р$ – толщина промежуточного слоя резины; $a_1$ – размер стороны арматурного стального листа опорной части, параллельной продольной оси пролетного строения (рисунок 7.1.1); $b_1$ – размер стороны арматурного стального листа опорной части, перпендикулярной оси пролетного строения.

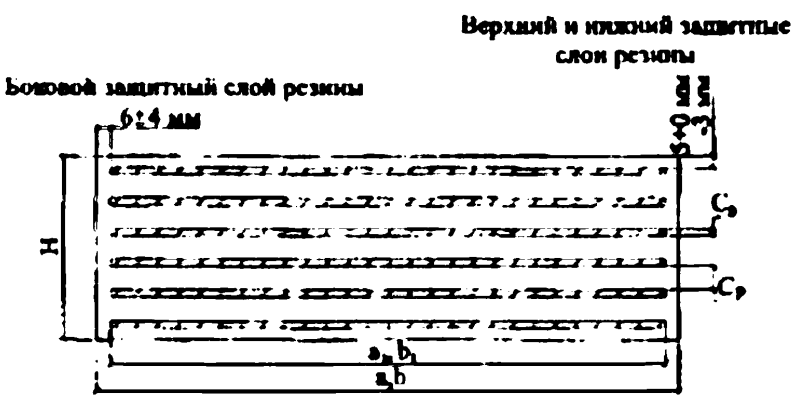



Рисунок 7.1.1 – Поперечное сечение резиновой опорной части

*Таблица 7.1.1* – Модуль сдвига резины $G$, МПа

| Марка резины | Величина модуля сдвига резины, МПа, при температуре, °С | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | -20 и выше | минус 30 | минус 40 | минус 50 | минус 55 |
| ИРП-1347-1 | 0,70 | 0,70 | 0,70 | 0,80 | 1,0 |
| РСМ-3Л | 0,90 | 1,20 | 1,40 | 1,40 | - |
| НО-68-1 | 0,90 | 1,10 | 1,30 | - | - |

Примечание. Промежуточные значения модуля сдвига принимают по интерполяции.

7.1.13 Марку резины опорных частей определяют на основании технической документации, маркировки опорных частей, а при отсутствии указанных источников – с ориентацией на расчетную отрицательную температуру воздуха района строительства, принимаемую по [9]:

Расчетная температура -40 °С – марка резины НО-68-1;

Расчетная температура -50 °С – марка резины РСМ-3Л;

Расчетная температура -55 °С – марка резины ИРП-1347-1.

**Расчет на прочность**

7.1.14 Предельную опорную реакцию (предельное вертикальное давление) определяют по формуле

$$S_{d,\text{пред}} = R_c A_1 \left[ 1 - \left( \frac{\delta_a}{a_1} + \frac{\delta_b}{b_1} \right) \right], \qquad (7.1.3)$$

где $A_1 = a_1 b_1$ – площадь стального листа, армирующего опорную часть; $\delta_a$, $\delta_b$ – соответственно, расчетное перемещение сдвига опорной части по направлениям сторон $a$ и $b$, определяемые из статического расчета (п. 7.1.18).

Поскольку перемещения $\delta_a$, $\delta_b$ зависят от допускаемой временной нагрузки, то расчет грузоподъемности по формуле (7.1.3) необходимо выполнять итерационным путем.

Допускается в качестве величин $\delta_a$, $\delta_b$ принимать предельные перемещения опорных частей, указываемые в технических характеристиках изделия. Это примерно соответствует использовавшемуся в нормах ВСН 86-83 коэффициенту условий работы 0,7 для случая изготовления опорных частей на неспециализированных предприятиях. В таком случае применять итерационный подход не требуется.

7.1.15 Допускаемые касательные напряжения в резине опорной части вдоль и поперек оси моста определяют из условия

$$\tau_{x(y)} = \tau_{v,\,x(y)} + \tau_{h,\,x(y)} + \tau_{\vartheta,\,x(y)} \le \tau_{d,\,\text{пред}} = R_\tau, \qquad (7.1.4)$$

где $\tau_{v,x(y)}$, $\tau_{h,x(y)}$ – суммарные касательные напряжения соответственно от расчетных вертикальной и горизонтальной нагрузок; $\tau_{9,x(y)}$ – суммарные касательные напряжения, возникающие в результате поворота верхней плоскости опорной части относительно нижней от расчетных нагрузок и воздействий вдоль и поперек моста.

Каждую из величин $\tau_{v,x(y)}$, $\tau_{h,x(y)}$, $\tau_{9,x(y)}$ определяют от постоянной, пешеходной и прочих нагрузок, от временной эталонной нагрузки, а также от температурных воздействий по следующим формулам.

7.1.16 Касательные напряжения от расчетных временных, постоянных, пешеходных и прочих вертикальных нагрузок:

$$\tau_{v,x(y)} = \frac{1{,}5S_d}{\beta A_1}. \qquad (7.1.5)$$

Касательные напряжения от расчетных горизонтальных нагрузок:

- от постоянных и прочих нагрузок

$$\tau_{h,x(y)} = \frac{S_{d,\text{пост}} \sin i}{A_1} + G\frac{\Delta_{g,x(y)}}{h}, \qquad (7.1.6)$$

где $i$ – угол уклона пролетного строения; $\Delta_{g,x(y)}$ – линейные горизонтальные перемещения опорного узла пролетного строения от расчетных постоянных, и прочих нагрузок, в том числе от ползучести и усадки бетона пролетных строений вдоль и поперек оси моста, соответственно; $h$ – суммарная толщина слоев резины;

- от пешеходной нагрузки

$$\tau_{h,x(y)} = \frac{S_d \sin i}{A_1} + G\frac{\Delta_{p,x(y)}}{h}, \qquad (7.1.7)$$

где $\Delta_{p,x(y)}$ – линейные горизонтальные перемещения опорного узла пролетного строения от расчетных пешеходных нагрузок;

- от температурных воздействий

$$\tau_{h,x(y)} = G\frac{\Delta_{t,x(y)}}{h}, \qquad (7.1.8)$$

где $\Delta_{t,x(y)}$ – линейные горизонтальные перемещения опорного узла пролетного строения от расчетных температурных воздействий;

- от временных эталонных нагрузок

$$\tau_{h,x(y)} = \frac{S_{h,d} + S_d \sin i}{A_1} + G\frac{\Delta_{v,x(y)}}{h}, \qquad (7.1.9)$$

где $S_{h,d}$ – расчетное усилие от торможения; $\Delta_{v,\,x(y)}$ – линейные горизонтальные перемещения опорного узла пролетного строения от расчетной временной подвижной нагрузки.

Величину $\Delta_{g,\,x(y)}$ следует определять по результатам натурных обследований в виде фактического линейного горизонтального перемещения опорного узла как разницы между положениями одинаковых точек на верхней и нижней плоскостях РОЧ (рисунок 7.1.2).

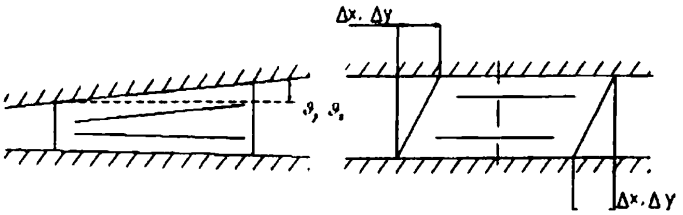



Рисунок 7.1.2 – Схемы к определению фактических углов поворота и горизонтальных сдвиговых смещений резиновых опорных частей

Величину $\Delta_{t,\,x(y)}$ от расчетных температурных воздействий следует определять по формуле

$$\Delta_{t,\,x(y)} = \gamma_f \alpha\, \Delta t \cdot l_{x(y)}, \qquad (7.1.10)$$

где $\gamma_f = 1{,}2$ – коэффициент надежности; $\alpha$ – коэффициент линейного расширения материала пролетного строения ($\alpha = 1\cdot10^{-5}$ для железобетона, $\alpha = 1{,}2\cdot10^{-5}$ для металла); $\Delta t$ – разница между температурой в момент обследования и максимальной (минимальной) расчетной температурой воздуха; $l_{x(y)}$ – температурный пролет вдоль (поперек) оси моста.

7.1.17 Касательные напряжения в резине от расчетных постоянной, пешеходной и прочих нагрузок, от временной эталонной нагрузки, а также от температурных воздействий при повороте верхней плоскости опорной части относительно нижней определяют по формуле

$$\tau_{\vartheta,d} = \frac{Ga_1^2}{2c_p n}\vartheta, \qquad (7.1.11)$$

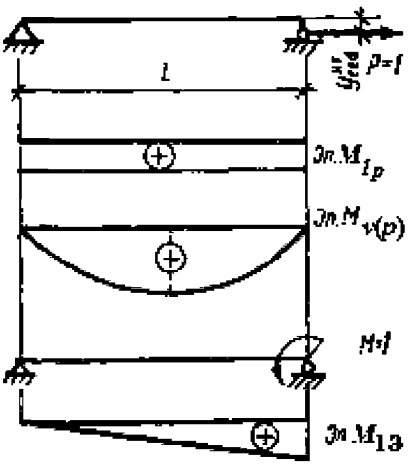
где $\vartheta$ – угол поворота опорной части от соответствующих расчетных нагрузок и воздействий; $n$ – количество слоев резины.

Суммарный угол поворота опорной части от постоянных и прочих нагрузок и температурного воздействия на момент обследования определяют при обследовании сооружения (см. рисунок 7.1.2).

7.1.18 Линейные перемещения $\Delta_{v,x}$ и $\Delta_{p,x}$ и углы поворота $\vartheta_{v,d}$ и $\vartheta_{p,d}$ от соответственно временных эталонных и пешеходной нагрузок определяют из статического расчета численными методами или используя метод сил (рисунок 7.1.3).

$$\Delta_{p,d}=\int_l \frac{M_{1p}M_p}{B};\qquad \Delta_{v,d}=\int_l \frac{M_{1p}M_v}{B};\qquad \vartheta_{p,d}=\int_l \frac{M_{1\vartheta}M_p}{B};\qquad \vartheta_{v,d}=\int_l \frac{M_{1\vartheta}M_v}{B},$$

где $B$ – жесткость пролетного строения при изгибе (для железобетонных конструкций принимают $B = 0{,}8E_bI_{red}$).




$y_{red}^{нг}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения балки до ее нижней фибры;

$P_1$ – единичная сила;

$M_{p1} = P_1 y_{red}^{нг}$ – изгибающий момент от силы $P_1$;

$M_{v(p)}$ – эпюра моментов от вертикальных нагрузок;

$M_{1\vartheta}$ – эпюра от единичного момента;

$L$ – температурный пролет

Рисунок 7.1.3 – Схемы к определению горизонтальных перемещений опорного узла от вертикальных нагрузок методом сил

Временная нагрузка должна располагаться на пролетном строении так, чтобы моменты $M_p$ были максимальными.

Перемножение эпюр выполняют по правилам строительной механики.

**Расчет стаканных, сферических (шаровых сегментных) и резинофторопластовых опорных частей**

7.1.19 Расчет грузоподъемности стаканных, сферических и резинофторопластовых опорных частей выполняют, принимая за предельное усилие $P_{пред}$ максимально допустимое вертикальное давление по технической документации соответствующей опорной части.

Вертикальные давления на опорную часть от постоянных, временных, пешеходных и прочих нагрузок определяют как опорные реакции от соответствующих нагрузок пролетных строений. Горизонтальные воздействия не учитываются.

При необходимости детального расчета грузоподъемности следует воспользоваться указаниями [7], применяя их в соответствии с методологией настоящих Рекомендаций. При этом, как правило, достаточно ограничиться расчетом резиновых, металлофторопластовых и резинофторопластовых деталей как имеющих существенно меньшие запасы несущей способности, чем стальные элементы опорных частей. Усилия от горизонтальных

воздействий вызывают незначительные дополнительные напряжения в рассчитываемых деталях, и поэтому расчет может быть произведен только на вертикальные давления.

### 7.2 Расчет металлических балансирных опорных частей

7.2.1 Грузоподъемность металлических балансирных опорных частей определяют по условиям обеспечения прочности (в том числе на смятие) их элементов – балансиров, опорных плит, катков, шарниров.

Балансиры рассчитывают на изгиб от нагрузки, эквивалентной величине опорной реакции. Усилия в балансирах неподвижных опорных частей и в верхних балансирах подвижных опорных частей определяют как в балке, загруженной распределенной нагрузкой по основанию балансира.

Нижние балансиры подвижных опорных частей рассчитывают как консольную балку, загруженную одинаковыми сосредоточенными силами, приложенными к балансиру в местах расположения катков (рисунок 7.2.1).

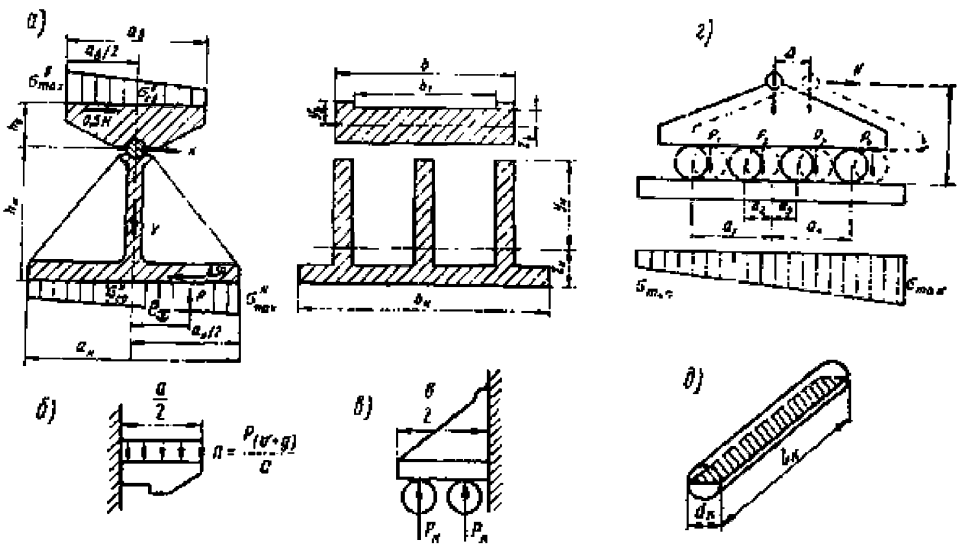


Рисунок 7.2.1 – Схемы к расчету металлических опорных частей:

*а* – основные размеры опорных частей; *б* – расчетная схема верхнего балансира; *в* – расчетная схема нижнего балансира; *г* – расчетная схема плиты; *д* – расчетная диаметральная плоскость катка

Опорные плиты подвижных опорных частей рассчитывают как балку, загруженную распределенной нагрузкой, опирающуюся на катки.

7.2.2 При расчете подвижных опорных частей необходимо учитывать эксцентриситеты передачи давления, равные продольным перемещениям катков, секторов и балансиров от нормативных нагрузок и воздействий (рисунок 7.2.1, г).

Продольные перемещения подвижных опорных частей определяют от постоянной и прочих нагрузок (по фактической выкатке), от временной вертикальной нагрузки (с динамическим коэффициентом), а также от разницы температур между температурой при обследовании и температурами, указанными в п. 6.27 [17].

**Расчетные характеристики**

7.2.5 Марки сталей опорных частей, их механические свойства и расчетные сопротивления принимают по технической документации (типовым проектам пролетных строений и опорных частей, сертификатам, стандартам, нормам проектирования сооружения и т.д.), а также по таблицам 8.3-8.7 [17].

Допускается расчетные сопротивления металла при расчетах по смятию принимать

Для балансиров и опорных плит $1{,}5\,R_y$;

Для катков $0{,}04\,R_y$;

Для шарниров $0{,}75\,R_y$.

**Расчет грузоподъемности неподвижных балансирных опорных частей**

7.2.8 Грузоподъемность верхнего балансира определяют, исходя из обеспечения условия

$$M_x \le M_{\text{пред}}, \tag{7.2.5}$$

где $M_{\text{пред}}$ – предельный изгибающий момент, определяемый по формуле (7.2.6); $M_x$ – изгибающий момент от вертикальных и горизонтальных нагрузок, определяемый по формуле (7.2.7);

$$M_{\text{пред}} = mW_{\text{в}}R_y, \tag{7.2.6}$$

где $W_{\text{в}}$ – момент сопротивления поперечного сечения верхнего балансира; $m = 1$ – коэффициент условий работы; $R_y$ – расчетное сопротивление стали балансира на изгиб;

$$M_x = \omega_x b_{\text{в}} e_x, \tag{7.2.7}$$

где $\omega_x$ – площадь части эпюры напряжений в пределах между рассчитываемым сечением $y - y$ и краем балансира (рисунок 7.2.2); $e_x$ – расстояние от центра тяжести площади эпюры напряжений $\omega_x$ до рассчитываемого сечения; $b_{\text{в}}$ – ширина верхнего балансира опорной части поперек моста.

Учитываемую в расчете площадь эпюры напряжений $\omega_x$ определяют по формулам

$$\omega_x = \left( \frac{N}{A_{\text{бв}}} + \frac{Hh_{\text{в}}}{W_{\text{бв}}} \frac{a_{\text{в}} - x}{a_{\text{в}}} \right) x, \tag{7.2.8}$$

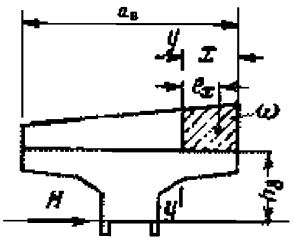



Рисунок 7.2.2 – Схема к расчету верхнего балансира

где $N$ – величина опорной реакции от вертикальных нагрузок; $H$ – горизонтальное воздействие на неподвижную опорную часть от сил торможения; $a_в$ – ширина верхнего балансира опорной части вдоль моста; $h_в$ – расстояние от центра шарнира до верхней фибры верхнего балансира; $x$ – расстояние от края балансира до рассматриваемого сечения; $A_{бв}$ – площадь подошвы верхнего балансиров; $W_{бв} = a_в^2 b_в / 6$ – момент сопротивления подошвы балансира.

Расстояние $e_x$ определяют по формуле

$$e_x = \frac{1}{6} x \left( 3 + \frac{H h_в}{W_{бв}} \frac{A}{N} \right). \qquad (7.2.9)$$

Примечание. При отсутствии горизонтальных сил изгибающий момент в середине длины верхнего балансира (подушки)

$$M_x = \frac{N}{A_{бв}} b_в \frac{a_в^2}{8}.$$

7.2.9 Грузоподъемность нижнего балансира определяют по формулам (7.2.5) - (7.2.8) с заменой геометрических характеристик верхнего балансира соответствующими параметрами нижнего балансира. При вычислении момента сопротивления нижнего балансира $W_н$ и определении положения его центра тяжести следует учитывать наличие ребер жесткости (см. рисунок 7.2.1, а).

7.2.10 Предельное усилие (давление на опорную часть) в цилиндрических шарнирах (цапфах) балансирных опорных частей (при центральном угле касания поверхностей, равном или большем 90°) определяют из условия прочности на смятие по формуле

$$N_{пред} = 1{,}25 r l R_{lp} m, \qquad (7.2.10)$$

где $r$ – радиус кривизны поверхности шарнира; $l$ – длина шарнира; $m$ = 1 – коэффициент условий работы; $R_{lp}$ = 0,5 $R_{un}$ / $\gamma_{un}$ – расчетное сопротивление местному смятию при плотном касании, принимаемое по таблице 8.7 [17].

**Расчет грузоподъемности подвижных опорных частей**

7.2.11 Грузоподъемность подвижных опорных частей по прочности верхнего балансира и по смятию шарнира определяют по формулам (7.2.5) – (7.2.10).

7.2.12 Грузоподъемность подвижных опорных частей по прочности нижнего балансира определяют с учетом максимального перемещения катков от постоянной, временной и прочих нагрузок и изменения температуры исходя из обеспечения условия (7.2.5) (расчетная схема – рисунок 7.2.1, в). При учете горизонтальных сил от торможения и изменения температуры расчет ведут итерационным путем согласно рекомендациям п. 5.4.2 [2] с учетом указаний п. 7.1.3. При этом вычисляют

- предельный изгибающий момент

$$M_{\text{пред}} = mW_{\text{н}}R_y, \tag{7.2.11}$$

где $W_{\text{н}}$ – момент сопротивления поперечного сечения нижнего балансира;

- нагрузка на $n$-й каток (рисунок 7.2.3)

$$P_n = \frac{N}{n} \pm \frac{H(h+D)a_n}{2\sum_{i=1}^{m} a_i^2}, \tag{7.2.12}$$

где $N$ – величина вертикального давления (опорная реакция); $H$ – величина горизонтальной силы; $m$ – количество катков; $a_i$ – расстояние между катками.

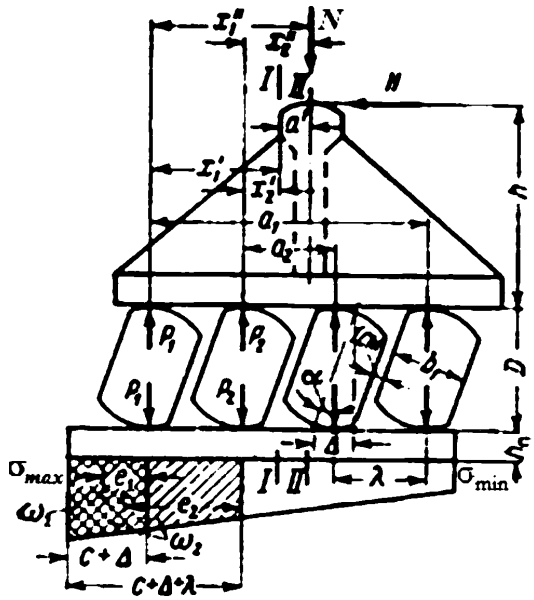



Рисунок 7.2.3 – Схема к расчету нижнего балансира и опорной плиты

- моменты от нагрузок в сечениях балансира I и II

$$M_{\text{I}} = \sum P_i x_i'; \quad M_{\text{II}} = \sum P_i x_i'';$$
$$x_1' = 1{,}5\lambda + \Delta - a'; \quad x_1' = 0{,}5\lambda + \Delta - a'; \qquad (7.2.13)$$
$$x_1'' = 1{,}5\lambda + \Delta; \quad x_1'' = 0{,}5\lambda + \Delta,$$

где $\lambda$ – расстояние между катками; $\Delta$ – выкатка.

7.2.13 Грузоподъемность подвижных опорных частей по прочности нижней опорной плиты определяют исходя из обеспечения условия

- предельный изгибающий момент

$$M_{\text{пред}} = mW_{\text{п}}R_y, \qquad (7.2.14)$$

где $W_{\text{п}}$ – момент сопротивления поперечного сечения плиты.

- изгибающий момент от вертикальных и горизонтальных нагрузок в сечениях плиты

под крайним катком $M_1 = \omega_1 b_{\text{п}} e_1;$

под вторым катком $M_2 = \omega_2 b_{\text{п}} e_2 - P_1\lambda,$ (7.2.15)

где $\omega_1$ и $\omega_2$ – площади частей эпюры напряжений на участках $x_1$ и $x_2$; $x_1 = \Delta$ и $x_2 = \Delta + \lambda$ – расстояния от края балансира до точки касания балансира (см. рисунок 7.2.3); $\lambda$ – расстояние между катками; $\Delta$ – смещение верхнего балансира опорной части от нагрузок и температуры; $e_1$ и $e_2$ – расстояния от центров тяжести площадей эпюры напряжений $\omega_1$ и $\omega_2$ до рассчитываемых сечений.

Площади эпюр напряжений $\omega_1$ и $\omega_2$ определяют по формуле

$$\omega_x = \left( \frac{N}{A_{\text{бп}}} + 6 \frac{N\Delta + H(h + D + h_{\text{п}})}{A_{\text{бп}} a_{\text{п}}} \frac{a_{\text{п}} - x}{a_{\text{п}}} \right) x, \qquad (7.2.16)$$

где $a_{\text{п}}$ – ширина плиты вдоль моста; $h_{\text{п}}$ – толщина плиты; $x$ – расстояние от края балансира до рассматриваемого сечения; $A_{\text{бп}}$ – площадь плиты.

Расстояния $e_1$ и $e_2$ определяют по формуле

$$e_x = x \left( \frac{1}{2} + \frac{N\Delta + H(h + D + h_{\text{п}})}{N a_{\text{п}}} \right). \qquad (7.2.17)$$

7.2.14 Смещение Δ определяют как суммарное

- от постоянных и прочих нагрузок – по фактической выкатке, измеряемой при обследовании сооружения;

- от временных и пешеходных нагрузок – из статического расчета согласно п. 7.1.16;

- от разности температур при обследовании моста и расчетными минимальной (максимальной) температурами – по формуле (7.1.10)

$$\Delta = \Delta_{\text{ф}} + \Delta_{\text{врем}} + \Delta_{\Delta t}, \qquad (7.2.18)$$

где $\Delta_{\text{ф}}$ – фактическое смещение верхнего балансира опорной части (выкатка), зафиксированная при обследовании; $\Delta_{\text{врем}}$ – смещение (выкатка) верхнего балансира от временных и пешеходных нагрузок; $\Delta_{\Delta t}$ – смещение верхнего балансира опорной части от разности температур при обследовании и указанных в п. 6.27 [17].

Продольное перемещение разрезных пролетных строений $\Delta_{\text{врем}}$ от временных подвижных и пешеходных нагрузок может быть определено по формуле

$$\Delta_{\text{врем}} = \sigma L / E, \qquad (7.2.19)$$

где $L$ – длина разрезного и температурно-неразрезного пролетного строения от неподвижной опорной части до рассчитываемой подвижной; σ – среднее напряжение в поясе от расчетных временной подвижной (с учетом динамического коэффициента) и пешеходной нагрузок, подсчитанное по площади сечения брутто; $E$ – модуль упругости материала пролетного строения.

Напряжение σ при вычислении перемещений принимают: со знаком (+) – растяжение и со знаком (-) – сжатие. В неразрезных балочных пролетных строениях, где нижний пояс имеет участки сжатия и растяжения, перемещения $\Delta_{\text{врем}}$ из-за ее малого значения допускается не учитывать.

7.2.15 Предельное усилие (давление) в одном наиболее нагруженном катке при расчете на диаметральное сжатие катков определяют по формуле

$$N_{\text{пред}} = 2rlR_{cd}m, \qquad (7.2.20)$$

$r$ – радиус кривизны поверхности катка; $l$ – длина катка; $m$ = 1 – коэффициент условий работы; $R_{cd}$ – расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков при свободном касании, принимаемое по таблице 8.7 [17].

### 7.3 Расчет грузоподъемности опорных частей с железобетонными катками

7.3.1 Грузоподъемность металлических верхних и нижних балансиров, опорных плит определяют так же, как для полностью металлических опорных частей.

7.3.2 Предельное усилие (давление) в железобетонном катке определяют по формуле

$$N_{\text{пред}} = A_b R_b + A_s R_s, \qquad (7.3.1)$$

где $A_b$ и $A_s$ – соответственно площади сечения катка и арматурного каркаса.

## Библиография

1. ОДМ 218.1.001-2010 Рекомендации по разработке и применению документов технического регулирования в сфере в дорожного хозяйства.

2. ОДМ 218.4.025-2016 Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Общая часть.

3. ОДМ 218.4.026-2016 Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Бетонные и железобетонные конструкции.

4. ОДМ 218.4.027-2016 Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Металлические и сталежелезобетонные конструкции.

5. ОДМ 218.4.029-2016 Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Определение грузоподъемности конструкций деревянных мостов.

6. Руководство по расчету фундаментов глубокого заложения. М.: ВНИИТС, 1980. 154 с.

7. ОДМ 218.2.002-2008. Рекомендации по проектированию и установке полимерных опорных частей мостов.

8. СП 63.13330.2012. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: – 2012, – 161 с.

9. СП 35.13330.2011. Свод правил. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*

10. Методические рекомендации по применению конструкций температурно-неразрезных пролетных строений. Росавтодор. – М. – 2003 г.

11. СП 131.13330.2012. Свод правил. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*.

12. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. – М., 2004. – 87 с.

13. СП 24.13330.2011. Свод правил. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85.

14. СП 22.13330.2011. Свод правил. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* – М., 2011. – 87 с.

# Приложение А

## Расчетные модели систем «пролетные строения – опоры – фундаменты»

### А.1 Моделирование системы «пролетные строения – опоры – фундаменты»

Пространственные численные модели мостового сооружения как системы позволяют выполнять расчеты грузоподъемности, исключая многие достаточно трудоемкие операции, как например, расчеты коэффициентов поперечной установки и другие. Для ряда сооружений (например, систем с гибкими опорами) такой подход является единственно целесообразным.

При моделировании основных элементов системы (пролетных строений, свай, ригелей, насадок опор при работе поперек оси моста) целесообразно использовать стержневые изгибаемые (балочные) конечные элементы (см. п. Г.1).

Рекомендации по моделированию пролетных строений методом конечных элементов как отдельных независимых конструкций рассмотрены в приложении Б [2]. Особенности численного моделирования отдельных свайных опор с учетом взаимодействия свай с грунтом приведены в п. А.2. Давление грунта на сваи концевых опор прикладывают, как показано в п. Г.3. Рекомендации по составлению расчетных схем опор без учета их взаимодействия с грунтом даны в п.п. 5.2 и 5.3.

Особенности моделирования узлов опирания пролетных строений на ригели опор приведены в п. Г.1. Ригель в направлении поперек моста моделируют стержневыми изгибаемыми конечными элементами, имеющими изгибную жесткость реальной конструкции ригеля. В направлении вдоль моста ось ригеля соединяют с узлами опирания пролетных строений и узлами примыкания элементов тела опоры абсолютно жесткими вставками (или упругую связь с характеристиками жесткой вставки) или конечными элементами с «бесконечной» изгибной жесткостью (рисунок Г.1.3).

Объединение конечных элементов модели пролетных строений и ригелей опор должно соответствовать условиям передачи усилий опорными частями.

Опорные части (РОЧ) моделируют двухузловым элементом упругой связи, жесткость которой в горизонтальной плоскости вдоль и поперек моста определяют в соответствии с формулой (6.33) [9] следующим образом:

$$SD_y = SD_z = AG/a, \qquad (А.1.1)$$

где $a$ – суммарная толщина слоев резины, м; $A$ – площадь резиновой опорной части или нескольких опорных частей в случае расположения их рядом под одним концом балки; $G$ – модуль сдвига резины, принимаемый для употребляемых марок резины по таблице 6.13 [9] в зависимости от нормативной температуры воздуха окружающей среды.

Вертикальную жесткость таких элементов вычисляют по формуле

$$SD_x = AEn/h, \qquad (А.1.2)$$

где $h$ – высота опорной части (расстояние между узлами упругой связи), м; $A$ – площадь резиновой опорной части; $E$ – модуль упругости РОЧ (п. 7.1.12); $n = 1$ – количество опорных частей под одним концом балки.

В формулах (А.1.1) и (А.1.2) площадь резиновой опорной части $A$ принимают в м$^2$, если модули $G$ и $E$ – в МПа, и в см$^2$, если $G$ и $E$ – в кгс/см$^2$.

Ростверк промежуточных опор представлен пластинчатыми конечными элементами, учитывающими сдвиг по толщине плиты.

Ростверк также можно моделировать с помощью жестких вставок (вдоль моста) и изгибаемых стержневых элементов с жесткостью ростверка поперек моста. Однако если целью работы не является получение усилий в ростверке, то более целесообразно использовать для ростверка плоские конечные элементы тонкой или толстой плиты. Здесь, как было сказано ранее, из-за различного числа степеней свободы стрежневых и плитных элементов в местах их сопряжения необходимо вводить дополнительные связи между узлом стыковки стойки опоры и узлами ростверка. Эти связи могут быть выполнены в виде стержневых элементов с бесконечной жесткостью или в виде упругих связей, с бесконечными жесткостями по всем направлениям, кроме линейных вертикальных перемещений (рисунок А.1.1).

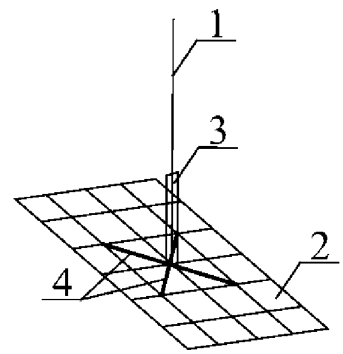



Рисунок А.1.1 – Пример моделирования сопряжения стойки опоры и ростверка:
*1* – стержневой конечный элемент, моделирующий элемент тела опоры; *2* – пластинчатые конечные элементы, моделирующие ростверк; *3* – жесткая вставка; *4* – дополнительные «жесткие» стержневые конечные элементы или упругие связи с повышенной жесткостью

## А.2 Моделирование свайных (столбчатых) фундаментов при учете взаимодействия свай с грунтом

### А.2.1 Общие положения

Сваи (столбы, оболочки) моделируют стержневыми изгибаемыми (балочными) конечными элементами. Взаимодействие с грунтом свайных элементов опор и фундаментов, находящихся в грунте, рекомендуется моделировать упругими связями («пружинами»). В зависимости от возможностей программного обеспечения упругие связи могут быть приняты одноузловыми или двухузловыми. Жесткости упругих связей («пружин») определяют на основании коэффициентов постели грунта.

Для одноузловых связей по боковой поверхности свай их жесткости в горизонтальной плоскости могут быть определены по формуле

$$SD_x = SD_y = C_b l_{кэ} = C_z b_р l_{кэ} = K z_i b_р l_{кэi}, \quad (А.2.1)$$

где $l_{кэi}$ – длина сбора нагрузки на узел балочного конечного элемента сваи, м; $b_р$ – условная ширина сваи, столба или оболочки (см. п. 6.3.2), м; $z_i$ – положение упругой связи от поверхности грунта, м; $K$ – коэффициент пропорциональности грунта (см. п. Б.2.6).

Жесткость одноузловых связей под нижним концом висячих свай, опирающихся на нескальный грунт, по направлению вертикального перемещения определяют по формуле

$$SD_z = C_п A_п, \quad (А.2.2)$$

где $C_п$ – коэффициент постели по подошве сваи (столба, оболочки), вычисляют по формуле (Б.2.8); $A_п$ – площадь сечения сваи у нижнего конца или подошвы столба (оболочки).

Для двухузловых связей (рисунок А.2.1) по боковой поверхности свай их жесткости в горизонтальной плоскости могут быть определены по формуле

$$EF_i = K z_i b_р l_{кэi} l_i \quad (А.2.3)$$

где $K$ – коэффициент пропорциональности грунта (п. Б.2.6); $b_р$ – условная ширина сваи, столба или оболочки (см. п. 6.3.2); $z_i$ – положение упругой связи от поверхности грунта; $l_{кэi}$ – длина сбора нагрузки на узел балочного конечного элемента сваи; $l_i$ – расстояние между узлами конечного элемента сваи (узлами упругой связи).

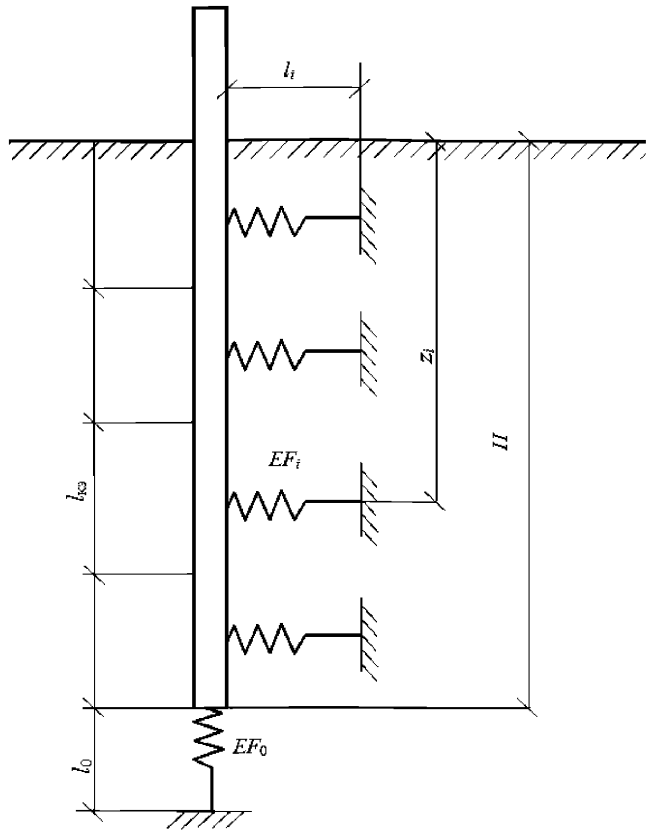



Рисунок А.2.1 – Схема к моделированию закрепления сваи в грунте двухузловыми упругими связями

Жесткость двухузловых связей под нижним концом висячих свай, опирающихся на нескальный грунт, по направлению вертикального перемещения определяют

*для свай (оболочек или столбов) с плоским нижним торцом или с уширенной пятой*

$$EF_0 = \frac{C_п \cdot l_0 \cdot A_п}{K_п}, \qquad (А.2.4)$$

где $K_п$ – коэффициент пропорциональности грунта под подошвой сваи; $A_п$ – площадь опирания сваи на грунт; $C_п$ – коэффициент постели по подошве сваи, вычисляют по формуле (Б.2.8); $d_п$ – размер подошвы оболочки или столба; $l_0$ – расстояние между узлами нижней упругой связи.

*для забивных свай с заостренным нижним концом*

$$EF_0 = \frac{l_0}{\frac{7}{1000 \cdot Ф} - \frac{H}{EF}} \qquad (А.2.5)$$

где Ф – несущая способность грунта основания сваи, оболочки или столба на сжатие, определяемая согласно указаниям [13]; $EF$ – осевая жесткость сваи.

### А.2.2 Пример использования упругих связей при моделировании столбчатой опоры

Промежуточная опора состоит из двух пустотелых железобетонных оболочек диаметром $d$ = 1,6 м, объединенных плитой (рисунок А.2.2). Внешние нагрузки на опору приведены к вертикальной силе $P_z$ = 5700 кН, приложенной в уровне подошвы плиты, и горизонтальной силе $T$ = 400 кН, приложенной в уровне верха опоры. Оболочки имеют толщину стенки δ = 0,16 м и изготовлены из бетона марки 400. Необходимые для расчета данные о грунтах, уровни и размеры приведены на рисунке А.2.2.

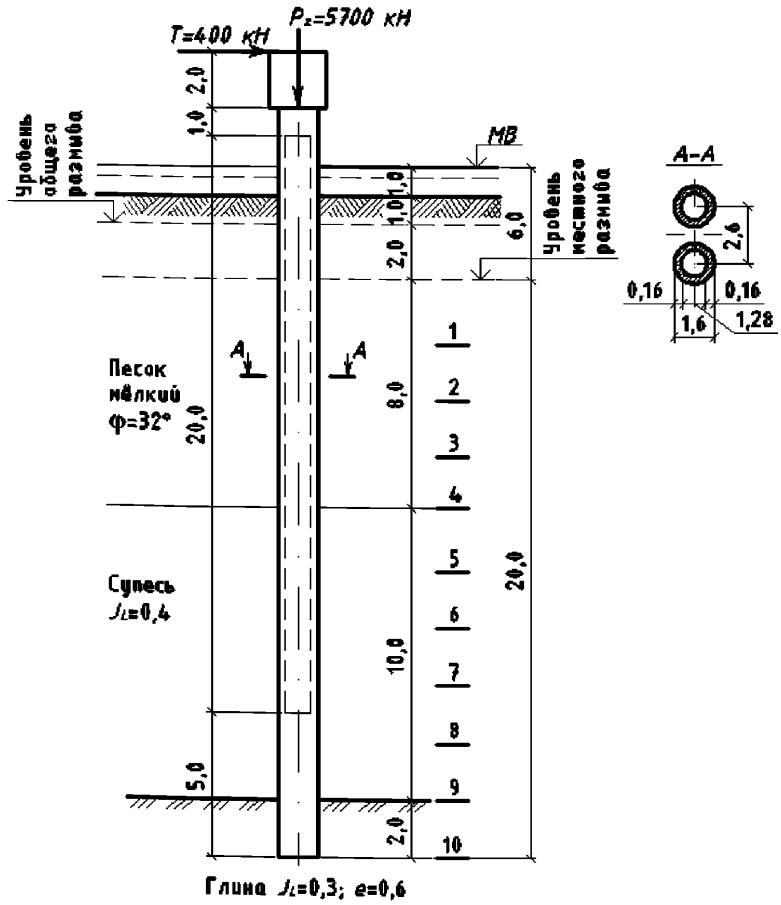



*Рисунок А.2.2* – К расчету однорядного фундамента из оболочек $d$ = 1,6 м;

*1-10* – номера слоев

Требуется вычислить необходимые для расчета грузоподъемности по прочности элементов конструкции величины внутренних усилий в поперечных сечениях оболочек.

Определяем жесткость поперечного сечения оболочки, учитывая при помощи коэффициента 0,8 наличие трещин в растянутой зоне оболочки в предельном состоянии

$$EJ = 0{,}8 \cdot 34700 \cdot \frac{3{,}14 \cdot \left(1{,}6^4 - 1{,}28^4\right)}{64} = 5270 \text{ МН} \cdot \text{м}^2.$$

Расчетную поверхность грунта принимаем на отметке местного размыва дна при расчетном паводке (см. рисунок А.2.2).

В пределах длины оболочек расположено два слоя грунта. Для определения приведенного значения коэффициента $K$ вычисляем глубину $h_k$ по формуле (Б.2.4)

$$h_k = 3{,}5d + 1{,}5 = 3{,}5 \cdot 1{,}6 + 1{,}5 = 7{,}1 \text{ м}.$$

Так как значение $h_k$ = 7,1 м находится в толще слоя мелкого песка (см. рисунок А.2.2), то в расчет вводим значение $K$, соответствующее грунту этого слоя. Согласно п. Б.2.6 принимаем

$$K = \frac{400 + 600}{2} = 500 \text{ тс}/\text{м}^4 = 5 \text{ МН}/\text{м}^4.$$

По формуле (6.3.4) находим условную ширину оболочки

$$b_р = (1{,}6 + 1) \cdot 1{,}0 = 2{,}60 \text{ м}.$$

По формуле (6.3.2) находим коэффициент деформации оболочки

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{EJ}} = \sqrt[5]{\frac{5{,}0 \cdot 2{,}60}{5270}} = 0{,}300 \text{ м}^{-1}.$$

По формуле (6.3.9) определяем приведенную (безразмерную) глубину заложения оболочки в грунте

$$\overline{h} = 0{,}300 \cdot 20 = 6{,}02.$$

Поскольку приведенная глубина заложения оболочки в грунте $\overline{h} = 6{,}02 \text{ м} > 4{,}0 \text{ м}$, то коэффициенты $A_0$, $B_0$ и $C_0$ принимаем по таблице 4 [6] для $\overline{h} = 4{,}0$ м

$$A_0 = 2{,}4406; \quad B_0 = 1{,}621; \quad C_0 = 1{,}7506.$$

Вычисляем:

$$\alpha_c^3 EJ = 0{,}300^3 \cdot 5270 = 142{,}29 \text{ МН/м}.$$

По формулам (6.3.7) подсчитываем поперечную силу $H_1$ и изгибающий момент $M_1$ в сечении оболочки, расположенном на уровне поверхности грунта:

$$H_1 = 200 \text{ кН}; \qquad M_1 = 400 + 200 \cdot 6 = 1600 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Величины $M_z$, $Q_z$ и $\sigma_z$ определяем с использованием метода конечных элементов. Сваи моделируем стержневыми изгибаемыми (балочными) конечными элементами, закрепление сваи в грунте – с помощью одноузловых упругих связей («пружин»), формулы (А.2.1) и (А.2.2), таблица А.2.2.

*Таблица А.2.2* – Жесткости упругих опор по глубине (от уровня размыва)

| *z*, м | *SDx*=*SDy*, кН/м | *SDz*, кН/м |
|---|---|---|
| 0 | 0 | |
| 1 | 11473,7805 | |
| 2 | 22947,5610 | |
| 3 | 34421,3415 | |
| 4 | 45895,1220 | |
| 5 | 57368,9025 | |
| 6 | 68842,6830 | |
| 7 | 80316,4635 | |
| 8 | 91790,2440 | |
| 9 | 103264,0245 | |
| 10 | 114737,8050 | |
| 11 | 126210,5855 | |
| 12 | 137685,3660 | |
| 13 | 149159,1465 | |
| 14 | 160632,9270 | |
| 15 | 172106,7075 | |
| 16 | 183580,4880 | |
| 17 | 195054,2685 | |
| 18 | 206528,0490 | |
| 19 | 218001,8295 | |
| 20 | 229475,6100 | 739401 |

Коэффициент постели по подошве оболочки

$$C_{\text{п}} = \frac{5K_{\text{п}}h_1}{d_{\text{п}}} = \frac{5 \cdot 4 \cdot 20}{1{,}6} = 250 \geq \frac{50K_{\text{п}}}{d_{\text{п}}} = \frac{50 \cdot 4}{1{,}6} = 125,$$

где $K_{\text{п}}$ – коэффициент пропорциональности грунта, МН/м$^4$, под подошвой оболочки (см. таблицу Б.2.2); $h_1$ – глубина, м, заложения подошвы оболочки от расчетной поверхности грунта; $d_{\text{п}}$ – размер, м, подошвы оболочки.

Площадь подошвы оболочки $A_{\text{п}} = 2{,}0106$ м$^2$.

При заданных усилиях $H_1$ и $M_1$ с помощью метода конечных элементов и по рекомендациям Руководства [6] получены значения эпюр $M_z$ и $Q_z$ и $\sigma_z$. Сравнительные результаты расчетов, выполненных указанными способами, приведены в таблицах А.2.3-А.2.5 и на рисунке А.2.3. Коэффициенты $A_i$, $B_i$, $C_i$ и $D_i$ в таблицах А.2.3-А.2.5 приняты согласно приложению 6 Руководства [6] и соответствуют опиранию оболочек на нескальный грунт.

*Таблица А.2.3*– Определение изгибающих моментов $M_z$

| Положение сечения относительно уровня местного размыва $z$, м | $\bar{h}$ | $A_3$ | $B_3$ | $C_3$ | $D_3$ | $M_z$ кН·м | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | По [6] | МКЭ |
| -6 | - | - | - | - | - | 400 | 400,0 |
| -5 | - | - | - | - | - | 600 | 600,0 |
| -4 | - | - | - | - | - | 800 | 800,0 |
| -3 | - | - | - | - | - | 1000 | 1000,0 |
| -2 | - | - | - | - | - | 1200 | 1200,0 |
| -1 | - | - | - | - | - | 1400 | 1400,0 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 1600,0 | 1600,0 |
| 1 | 0,29 | -0,0042 | -0,0006 | 0,9999 | 0,2940 | 1784,3 | 1800,0 |
| 2 | 0,59 | -0,0339 | -0,0100 | 0,9982 | 0,5878 | 1891,8 | 1925,1 |
| 3 | 0,88 | -0,1143 | -0,0504 | 0,9867 | 0,8794 | 1887,5 | 1942,2 |
| 4 | 1,18 | -0,2705 | -0,1592 | 0,9438 | 1,1613 | 1770,9 | 1849,8 |
| 5 | 1,47 | -0,5262 | -0,3879 | 0,8287 | 1,4140 | 1563,7 | 1666,7 |
| 6 | 1,76 | -0,9009 | -0,8005 | 0,5749 | 1,5971 | 1298,9 | 1422,3 |
| 7 | 2,06 | -1,4050 | -1,4694 | 0,0861 | 1,6384 | 1011,6 | 1148,4 |
| 8 | 2,35 | -2,0299 | -2,4655 | -0,7652 | 1,4225 | 733,0 | 874,0 |
| 9 | 2,65 | -2,7333 | -3,8412 | -2,1318 | 0,7795 | 486,9 | 621,6 |
| 10 | 2,94 | -3,4177 | -5,5998 | -4,1748 | -0,5199 | 288,1 | 405,8 |
| 11 | 3,23 | -3,9013 | -7,6488 | -7,0267 | -2,7576 | 144,2 | 233,9 |
| 12 | 3,53 | -3,8850 | -9,7320 | -10,7272 | -6,2376 | 57,6 | 106,7 |
| 13 | 3,82 | -2,9180 | -11,3388 | -15,1183 | -11,2147 | 32,2 | 20,7 |
| 14 | 4,116 | -0,3760 | -11,5975 | -19,6925 | -17,7573 | 85,6 | -30,6 |
| 15 | 4,410 | 4,5299 | -9,1665 | -23,3885 | -25,5117 | 276,0 | -54,4 |
| 16 | 4,704 | 12,6822 | -2,1608 | -24,3464 | -33,3209 | 762,0 | -58,1 |
| 17 | 4,998 | 24,8781 | 11,8233 | -19,6610 | -38,6447 | 1927,3 | -48,0 |
| 18 | 5,292 | 41,4852 | 35,4855 | -5,2142 | -36,7131 | 4631,3 | -30,7 |
| 19 | 5,586 | 61,8671 | 71,2535 | 24,2640 | -19,3379 | 10691,1 | -12,6 |
| 20 | 5,880 | 83,5222 | 120,1852 | 74,6695 | 26,6967 | 23760,3 | 0,00 |

*Таблица А.2.4* – Определение поперечных сил $Q_z$

| Положение сечения относительно уровня местного размыва $z$, м | $\overline{h}$ | $A_4$ | $B_4$ | $C_4$ | $D_4$ | $Q_z$ кН | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | По [6] | МКЭ |
| -6 | - | - | - | - | - | 200 | 200 |
| -5 | - | - | - | - | - | 200 | 200 |
| -4 | - | - | - | - | - | 200 | 200 |
| -3 | - | - | - | - | - | 200 | 200 |
| -2 | - | - | - | - | - | 200 | 200 |
| -1 | - | - | - | - | - | 200 | 200 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 200,0 | 200 |
| 1 | 0,29 | -0,0432 | -0,0085 | -0,0009 | 0,9999 | 155,2 | 125,05 |
| 2 | 0,59 | -0,1728 | -0,0678 | -0,0149 | 0,9977 | 54,1 | 17,16 |
| 3 | 0,88 | -0,3885 | -0,2286 | -0,0756 | 0,9822 | -62,6 | -92,37 |
| 4 | 1,18 | -0,6878 | -0,5409 | -0,2388 | 0,9251 | -166,8 | -183,11 |
| 5 | 1,47 | -1,0628 | -1,0513 | -0,5816 | 0,7717 | -241,9 | -244,48 |
| 6 | 1,76 | -1,4927 | -1,7972 | -1,1994 | 0,4336 | -281,7 | -273,88 |
| 7 | 2,06 | -1,9323 | -2,7941 | -2,1986 | -0,2171 | -287,6 | -274,38 |
| 8 | 2,35 | -2,2959 | -4,0137 | -3,6801 | -1,3478 | -265,6 | -252,41 |
| 9 | 2,65 | -2,4358 | -5,3493 | -5,7098 | -3,1567 | -224,3 | -215,75 |
| 10 | 2,94 | -2,1188 | -6,5657 | -8,2665 | -5,8441 | -171,9 | -171,92 |
| 11 | 3,23 | -1,0038 | -7,2341 | -11,1630 | -9,5546 | -114,9 | -127,18 |
| 12 | 3,53 | 1,3691 | -6,6577 | -13,9307 | -14,2710 | -54,0 | -86,06 |
| 13 | 3,82 | 5,5635 | -3,8020 | -15,6713 | -19,6389 | 21,9 | -51,26 |
| 14 | 4,116 | 12,1803 | 2,7338 | -14,8854 | -24,6920 | 155,2 | -23,83 |
| 15 | 4,410 | 21,7066 | 14,6461 | -9,3197 | -27,4457 | 464,9 | -3,64 |
| 16 | 4,704 | 34,2375 | 33,6494 | 4,0857 | -24,3240 | 1257,0 | 10,04 |
| 17 | 4,998 | 49,0274 | 60,8208 | 28,9889 | -9,3870 | 3271,5 | 17,28 |
| 18 | 5,292 | 63,8448 | 95,3025 | 68,9015 | 26,6595 | 8212,9 | 18,17 |
| 19 | 5,586 | 74,1581 | 131,9608 | 125,4497 | 97,6640 | 19840,2 | 12,57 |
| 20 | 5,880 | 72,3066 | 157,4211 | 194,9182 | 223,3750 | 46124,5 | 0,0 |

Изгибающие моменты в оболочке в таблице А.2.3 вычислены согласно Руководству [6] по формуле

$$M_z = \left(A_0 A_3 - B_0 B_3 + D_3\right)\frac{1}{\alpha_c} H_1 + \left(B_0 A_3 - C_0 B_3 + C_3\right) M_1,$$

где

$$\left.\begin{aligned} A_3 &= -\frac{\bar{h}^3}{3!}+6\frac{\bar{h}^8}{8!}-11\cdot 6\frac{\bar{h}^{13}}{13!}+16\cdot 11\cdot 6\frac{\bar{h}^{18}}{18!}-\ldots; \\ B_3 &= -2\frac{\bar{h}^4}{4!}+7\cdot 2\frac{\bar{h}^9}{9!}-12\cdot 7\cdot 2\frac{\bar{h}^{14}}{14!}+\ldots; \\ C_3 &= 1-3\frac{\bar{h}^5}{5!}+8\cdot 3\frac{\bar{h}^{10}}{10!}-13\cdot 8\cdot 3\frac{\bar{h}^{15}}{15!}+\ldots; \\ D_3 &= \bar{h}-4\frac{\bar{h}^6}{6!}+9\cdot 4\frac{\bar{h}^{11}}{11!}-14\cdot 9\cdot 4\frac{\bar{h}^{16}}{16!}+\ldots. \end{aligned}\right\}$$

Поперечные силы в оболочке в таблице А.2.3 вычислены согласно Руководству по формуле

$$Q_z = (A_0A_4 - B_0B_4 + D_4)H_1 + (B_0A_4 - C_0B_4 + C_4)\alpha_c M_1,$$

где

$$\left.\begin{aligned} A_4 &= -\frac{\bar{h}^2}{2!}+6\frac{\bar{h}^7}{7!}-11\cdot 6\frac{\bar{h}^{12}}{12!}+16\cdot 11\cdot 6\frac{\bar{h}^{17}}{17!}-\ldots; \\ B_4 &= -2\frac{\bar{h}^3}{3!}+7\cdot 2\frac{\bar{h}^8}{8!}-12\cdot 7\cdot 2\frac{\bar{h}^{13}}{13!}+\ldots; \\ C_4 &= -3\frac{\bar{h}^4}{4!}+8\cdot 3\frac{\bar{h}^9}{9!}-13\cdot 8\cdot 3\frac{\bar{h}^{14}}{14!}+\ldots; \\ D_4 &= 1-4\frac{\bar{h}^5}{5!}+9\cdot 4\frac{\bar{h}^{10}}{10!}-14\cdot 9\cdot 4\frac{\bar{h}^{15}}{15!}+\ldots. \end{aligned}\right\}$$

Ординаты эпюры $\sigma_z$ рассчитаны согласно п. 6.3.16. В таблице А.2.5 приведены также ординаты эпюры опорных реакций $R$, полученные в результате расчета по МКЭ, по которым определены значения величин горизонтального давления

$$\sigma_z = R / (b_р \cdot l_{КЭ}),$$

где $b_р$ – приведенная ширина оболочки; $l_{КЭ}$ = 1 м – длина конечного элемента, моделирующего участок оболочки, прилегающий к рассматриваемой упругой опоре.

Наибольшие величины горизонтального давления $\sigma_z$ и изгибающего момента $M_z$ располагаются на глубине, близкой к $z = 0{,}85/\alpha_c$ = 0,85 / 0,300 = 2,83 м, что соответствует рекомендациям п. 6.3.18 (при $\bar{h} > 2{,}5$).

Как видно из таблиц А.2.3-А.2.5 и рисунка А.2.2, существенное расхождение результатов расчета начинается при условных глубинах $\bar{h}$ более 4 и заметно зависит от числа удерживаемых слагаемых в формулах (6.3.13).

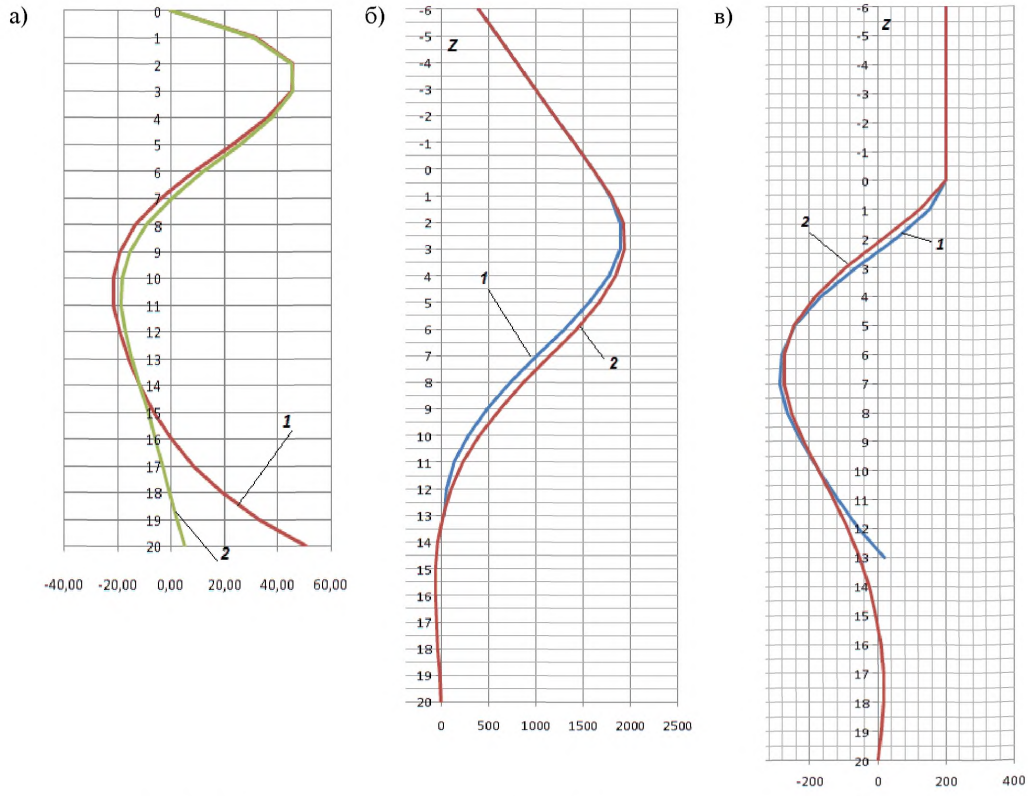
Из эпюр $M_z$ и $Q_z$ следует, что при действии на опору принятых в примере нагрузок наибольший изгибающий момент $M_{max}$ = 1942 кН·м, а наибольшая поперечная сила $Q_{max}$ = 274 кН.

Из таблицы А.2.5 следует, что на глубине $z$ = 2,9 м со стороны действуют давления на грунт $\sigma_z$ = 45,9 кПа. Для заданных грунтов и пролетных строений принимаем $\eta_1 = \eta_2 = 1{,}0$; $\varphi = 32/1{,}1 = 29°$ ($\cos\varphi = 0{,}875$ и $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}554$), $c = 0$ и $\gamma = 10{,}0$ кН/м$^3$, и убеждаемся, что прочность по горизонтальному давлению при заданных нагрузках достаточна:

$$\sigma_z = 45{,}9\ \text{кПа} < \sigma_{\text{пред}} = \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi}\left(\gamma z\operatorname{tg}\varphi + 0{,}6c\right) = 1\cdot 1\cdot\frac{4}{0{,}875}\left(10{,}0\cdot 2{,}9\cdot 0{,}554\right) = 73{,}4\ \text{кПа}.$$

*Таблица А.2.5* – Определение давлений на грунт $\sigma_z$

| Положение сечения по глубине | Условная глубина | Горизонтальное давление | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | По Руководству [6] | | | | | Опорные реакции | МКЭ |
| $z$, м | $\bar{h}$ | $A_1$ | $B_1$ | $C_1$ | $D_1$ | $\sigma_z$, кПа | $R$, кН | $\sigma_z$, кПа |
| 0 | 0 | 1,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 0,00 | 0 | 0,00 |
| 1 | 0,294 | 1,0000 | 0,2940 | 0,0432 | 0,0042 | 32,14 | -73,51 | 31,41 |
| 2 | 0,588 | 0,9994 | 0,5879 | 0,1729 | 0,0339 | 45,63 | -105,80 | 45,21 |
| 3 | 0,882 | 0,9956 | 0,8807 | 0,3887 | 0,1143 | 45,41 | -107,41 | 45,90 |
| 4 | 1,176 | 0,9813 | 1,1687 | 0,6896 | 0,2707 | 36,39 | -88,99 | 38,03 |
| 5 | 1,47 | 0,9429 | 1,4420 | 1,0716 | 0,5273 | 23,01 | -60,19 | 25,72 |
| 6 | 1,764 | 0,8581 | 1,6805 | 1,5243 | 0,9055 | 8,81 | -28,83 | 12,32 |
| 7 | 2,058 | 0,6946 | 1,8479 | 2,0249 | 1,4209 | -3,72 | -0,49 | 0,21 |
| 8 | 2,352 | 0,4087 | 1,8860 | 2,5304 | 2,0760 | -13,17 | 21,54 | -9,20 |
| 9 | 2,646 | -0,0532 | 1,7083 | 2,9660 | 2,8510 | -19,07 | 35,95 | -15,36 |
| 10 | 2,94 | -0,7512 | 1,1957 | 3,2125 | 3,6887 | -21,61 | 42,99 | -18,37 |
| 11 | 3,234 | -1,7433 | 0,1969 | 3,0923 | 4,4746 | -21,44 | 43,87 | -18,75 |
| 12 | 3,528 | -3,0690 | -1,4633 | 2,3585 | 5,0129 | -19,29 | 40,32 | -17,23 |
| 13 | 3,822 | -4,7237 | -3,9614 | 0,6924 | 5,0003 | -15,85 | 34,13 | -14,59 |
| 14 | 4,116 | -6,6194 | -7,4301 | -2,2819 | 4,0032 | -11,50 | 26,89 | -11,49 |
| 15 | 4,41 | -8,5306 | -11,8820 | -6,9524 | 1,4506 | -6,28 | 19,81 | -8,46 |
| 16 | 4,704 | -10,0269 | -17,0935 | -13,6251 | -3,3424 | 0,14 | 13,41 | -5,73 |
| 17 | 4,998 | -10,3976 | -22,4416 | -22,3620 | -11,0935 | 8,42 | 7,11 | -3,04 |
| 18 | 5,292 | -8,5859 | -26,6980 | -32,7285 | -22,3812 | 19,34 | 0,87 | -0,37 |
| 19 | 5,586 | -3,1605 | -27,7995 | -43,4376 | -37,3406 | 33,45 | -5,50 | 2,35 |
| 20 | 5,88 | 7,6229 | -22,6462 | -51,8986 | -55,1881 | 50,49 | -12,32 | 5,27 |




Эпюра $\sigma_z$ Эпюра $M_z$ Эпюра $Q_z$

*Рисунок А.2.2* – Эпюры $M_z$ и $Q_z$ и $\sigma_z$, полученные:

*1* – по Руководству [6], *2* – МКЭ

Таким образом, принятый способ моделирования свайного фундамента методом конечных элементов соответствует сложившей практике проектирования [6] и может быть использован при расчетах грузоподъемности.

## Приложение Б

## Расчетные характеристики материалов

### Б.1 Расчетные характеристики материалов бетонных и бутобетонных опор

Б.1.1 Расчетные сопротивления материала мостовых опор, расположенных в умеренной климатической зоне принимают по таблице Б.1.1 при удовлетворительном состоянии кладки (отсутствие признаков интенсивного выщелачивания, морозного разрушения и др.). Значения расчетных сопротивлений и коэффициентов условий работы, приведенные в таблице Б.1.1, соответствуют надземным частям опор. Для подземных частей опор расчетные

сопротивления материала принимают с повышающим коэффициентом 1,1, а для зоны переменного уровня воды – с понижающим коэффициентом 0,9.

*Таблица Б.1.1* – Расчетные сопротивления материала мостовых опор по прочности на сжатие и коэффициенты условий его работы

| Материал тела опоры | Расчетное сопротивление сжатию $R_b$, МПа (кгс/см$^2$) | Коэффициент условий работы $m$ |
|---|---|---|
| 1. Монолитный бетон класса (марки): | | |
| В7,5 (М100) | 4,5 (45,9) | 0,9 |
| В10 (М150) | 6,0 (61,2) | 0,9 |
| В15 (М200) | 8,5 (86,7) | 0,9 |
| В20 (М250) | 10,5 (105) | 1,0 |
| В25 (М300) | 13,0 (135) | 1,0 |
| В30 (М400) | 15,5 (160) | 1,0 |
| 2. Бетонные блоки высотой 0,5-1,0 м на цементном растворе при классе бетона (марке блоков): | | |
| В20 (М250) | 10,5 (105) | 0,85 |
| В25 (М300) | 13,0 (135) | 0,75 |
| В30 (М400) | 15,5 (160) | 0,75 |
| В40 (М500) | 20,0 (205) | 0,70 |
| В45 (М600) | 22,0 (225) | 0,70 |
| 3. Бутобетонная кладка (рваный бутовый камень прочностью 200 кг/см$^2$ и выше) на бетоне марки: | | |
| М100 | 3,0 (30,5) | 1,15 |
| М150 | 3,5 (35,5) | 1,15 |
| М200 | 4,0 (41,0) | 1,15 |
| 4. Кладка ядра опоры с облицовкой естественным камнем грубой или чистой тески: | | |
| бетонная | по позиции 1 | 1,0 |
| бутобетонная | по позиции 3 | 1,15 |
| бутовая при марке бута не ниже 600 и марке раствора: | | |
| 50 | 1,6 (16,5) | 1,15 |
| 100 | 2,2 (22,5) | 1,15 |

Б1.1.2 Снижение прочностных характеристик кладки в результате многолетнего воздействия климатических факторов учитывается понижающим климатическим коэффициентом $k_k$, зависящим от суровости климатической зоны и продолжительности эксплуатации (таблица Б.1.2).

*Таблица Б.1.2* – Значения климатических коэффициентов $k_k$

| Климатические условия, характеризуемые среднемесячной температурой наиболее холодного месяца (СП 131.13330-2012), °С | Продолжительность эксплуатации опор, годы | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | менее 20 лет | 21-40 | 41-60 | 61-80 | 81-100 | более 100 |
| Умеренные: минус 10 и выше | 1,00 | 0,97 | 0,95 | 0,90 | 0,85 | 0,80 |
| Суровые: ниже минус 10 до минус 20 включительно | 0,97 | 0,95 | 0,92 | 0,87 | 0,83 | 0,75 |
| Особо суровые: ниже минус 20 | 0,95 | 0,93 | 0,87 | 0,83 | 0,80 | 0,70 |

## Б.2 Расчетные характеристики грунтов основания

Б.2.1 Расчетное сопротивление грунта основания $R$ в уровне подошвы фундамента, а также в уровнях кровли подстилающих слоев грунта определяют по Приложению 2 [9]:

- для нескальных грунтов

$$R = 1{,}7\{R_0[1 + k_1(b-2)] + k_2\gamma(d-3)\}, \qquad (Б.2.1)$$

где $R_0$ – условное сопротивление грунта, кПа (тс/м$^2$), принимаемое по таблицам 2.1 - 2.3 Приложения 2 [9]; $b$ – ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента, м (при $b > 6$ м принимается $b = 6$ м); $d$ – глубина заложения фундамента (кровли подстилающего слоя), м; $\gamma$ – осредненное по слоям расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента (без учета взвешивающего действия воды); допускается принимать $\gamma$ = 19,62 кН/м$^3$ (2 тс/м$^3$); $k_1$, $k_2$ – коэффициенты, принимаемые по таблице 2.4 Приложения 2 [9] в зависимости от вида грунта под подошвой фундамента (или грунта подстилающего слоя).

Для глин или суглинков в основаниях фундаментов мостов, расположенных в пределах постоянных водотоков, расчетное сопротивление, определенное по формуле (Б.2.1), повышают на $14{,}7d_w$, кПа ($1{,}5d_w$, тс/м$^2$), где $d_w$ – глубина воды, м, от наинизшего уровня межени до поверхности грунта у опоры.

- для скальных грунтов

$$R = k \cdot R_c / 1{,}4, \qquad (Б.2.2)$$

где $R_c$ – предел прочности на одноосное сжатие образцов скального грунта, кПа (тс/м$^2$); $k = 1,0$ для невыветрелых; $k = 0,6$ – для слабовыветрелых и $k = 0,3$ – для выветрелых скальных грунтов.

Для мостовых опор, заложенных на глинистых грунтах и эксплуатируемых свыше 20 лет, а для опор, заложенных на песчаных грунтах и эксплуатируемых свыше 10 лет при отсутствии в опорах осадок, кренов, сдвигов и других дефектов расчетные сопротивления грунтов могут быть повышены, но не более чем на 50 %, по сравнению с подсчитанными по формулам (Б.2.1) и (Б.2.2). Если фундамент опоры заключен в сплошное шпунтовое ограждение, то расчетное сопротивление грунта может быть повышено на 75 %.

Если известны только названия грунтов ориентировочные условные сопротивления грунтов допускается принимать:

- песчаных грунтов средней плотности – по таблице 2.2 Приложения 2 [9];

- пылевато-глинистых (непросадочных) грунтов – по таблице 2.1 Приложения 2 [9] при коэффициенте пористости $e = 0,5$ и показателях текучести $I_L = 0,3$ (консистенция грунта твердая и полутвердая) и $I_L = 0,5$ (консистенция грунта туго и мягко пластичная), здесь учтено уплотнение грунта в процессе эксплуатации.

Условное сопротивление всех глинистых грунтов в текуче-пластичном состоянии следует принимать равным 98 кПа (10 тс/м$^2$).

Б.2.2 Значение $R$ принимают для слабовыветрелых и выветрелых скальных грунтов – по формуле (Б.2.2), для сильновыветрелых скальных грунтов – по формуле (Б.2.1) и таблице 2.3 Приложения 2 [9] как для крупнообломочных грунтов.

При отсутствии лабораторных данных о прочности образцов скального основания допускается принимать расчетные сопротивления:

Скала твердая сплошная..... 2000 кПа (200 тс/м$^2$);

Песчаники и известняки среднетвердые .. 1200 кПа (120 тс/м$^2$);

Песчаники и известняки слаботвердые .... 800 кПа (80 тс/м$^2$).

Б.2.3 Величину условного сопротивления $R_0$ для твердых супесей, суглинков и глин ($I_L < 0$) определяют по формуле

$$R_0 = 1,5\, R_{nc}, \qquad \text{(Б.2.3)}$$

где $R_{nc}$ – предел прочности на одноосное сжатие образцов глинистого грунта природной влажности.

При этом величину условного сопротивления $R_0$ принимают не более, кПа (тс/м$^2$): для супесей – 981 (100); для суглинков – 1962 (200); для глин – 2943 (300) [9, приложение 2].

Б.2.4 Расчетные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек принимают по таблице Б.2.1.

*Таблица Б.2.1* – Расчетные сопротивления грунта на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек

| Средняя глубина расположения слоя грунта, м | Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных и вдавливаемых свай и свай-оболочек $f_i$, кПа | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | для песков средней плотности | | | | | | | | |
| | крупных и средней крупности | мелких | пылеватых | - | - | - | - | - | - |
| | 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 |

Примечания

1. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести $I_L$ глинистых грунтов значения $f_i$ определяют интерполяцией.

2. При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай $f_i$ пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

3. Значения расчетного сопротивления плотных песков на боковой поверхности свай $f_i$ следует увеличивать на 30% по сравнению со значениями, приведенными в таблице.

4. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15% при любых значениях показателя текучести.

Б.2.5 При наличии просадочных грунтов, плывунов и других слабых отложений, а также при нарастающих (незатухающих) осадках или кренах опор расчетные сопротивления следует принимать по данным лабораторных испытаний образцов грунтов, результатам штамповых и других испытаний.

Б.2.6 Значения коэффициента пропорциональности грунта $K = K_н / \gamma_c$ принимают с учетом данных таблицы Б.2.2 и коэффициента надежности $\gamma_c = 3$. Минимальные значения $K$ в

таблице Б.2.2 соответствуют наибольшим значениям показателя консистенции $I_L$ глинистых и коэффициентам пористости $e$ песчаных грунтов, а максимальные значения $K$ – соответственно минимальным значениям $I_L$ и $e$. При промежуточных значениях $I_L$ и $e$ величины коэффициента $K$ принимают по интерполяции. В случае, когда информация о консистенции глинистых грунтов представлена только в виде наименования без указания конкретного значения $I_L$, коэффициенты $K$ принимают равными средним арифметическим из указанных в таблице пределов соответствующих величин для данного вида грунта. Так же следует поступать при наличии информации о наименовании песка и отсутствии сведений о конкретном значении коэффициента пористости.

*Таблица Б.2.2* – Коэффициенты пропорциональности грунта

| Грунты, окружающие сваи, и их характеристики | Коэффициент пропорциональности $K_н$, кН/м$^4$ (тс/м$^4$) |
|---|---|
| Пески крупные ($0,55 \le e \le 0,7$); глины и суглинки твердые ($I_L < 0$) | 18000-30000 (1800-3000) |
| Пески мелкие ($0,6 \le e \le 0,75$); пески средней крупности ($0,55 \le e \le 0,7$), супеси твердые ($I_L < 0$); глины и суглинки тугопластичные и полутвердые ($0 \le I_L \le 0,5$) | 12000-18000 (1200-1800) |
| Пески пылеватые ($0,6 \le e \le 0,8$); супеси пластичные ($0 \le I_L \le 0,75$); глины и суглинки мягкопластичные ($0,5 \le I_L \le 0,75$) | 7000-12000 (700-1200) |
| Глины и суглинки текучепластичные ($0,75 \le I_L \le 1$) | 4000-7000 (400-700) |
| Пески гравелистые ($0,55 \le e \le 0,7$); крупнообломочные грунты с песчаным заполнителем | 50000-100000 (5000-10000) |

Для плотных песков коэффициент $K$ принимают на 30% выше, чем наибольшие табличные значения соответствующих величин для данного вида грунта.

Примечание. Если закрепление в грунте столба, установленного в заранее пробуренную скважину, на части его длины производится путем засыпки и уплотнения грунта, то коэффициент пропорциональности $K$ для грунта в пределах этой части принимают не более 981 кН/м$^4$ (100 тс/м$^4$).

Б.2.6 При наличии в пределах длины сваи нескольких слоев грунта допускается в расчете использовать одно приведённое значение коэффициента $K$, принимаемое в зависимости от грунтов, расположенных в пределах глубины $h_k$, отсчитываемой в метрах от расчетной поверхности грунта (при плите фундамента, расположенной над грунтом) или от подошвы плиты (при ее заглублении в грунт)

$$h_k = 3{,}5d + 1{,}5, \qquad \text{(Б.2.4)}$$

где $d$ – наружный диаметр круглого или сторона квадратного, или сторона прямоугольного сечения свай в плоскости, перпендикулярной действию нагрузки, м.

При расположении в пределах глубины $h_к$ одного слоя грунта, приведённое значение $K$ принимают равным значению, соответствующему этому грунту.

При расположении в пределах глубины $h_к$ двух слоев грунта, приведенное значение $K$ определяют по формуле

$$K = \frac{K_{\text{I}} h_{\text{I}} (2h_k - h_{\text{I}}) + K_{\text{II}} (h_k - h_{\text{I}})^2}{h_k^2}, \qquad \text{(Б.2.5)}$$

При расположении в пределах глубины $h_к$ двух слоев грунта, приведенное значение $K$ определяют по формуле

$$K = \frac{K_{\text{I}} h_{\text{I}} [2(h_{\text{III}} + h_{\text{II}}) + h_{\text{I}}] + K_{\text{II}} h_{\text{II}} (2h_{\text{III}} + h_{\text{II}}) + K_{\text{III}} h_{\text{III}}^2}{h_k^2}, \qquad \text{(Б.2.6)}$$

где $h_{\text{I}}$ – толщина I-го (верхнего) слоя грунта, м; $h_{\text{II}}$ и $h_{\text{III}}$ – толщины II-го и III-го слоев грунта (в пределах $h_к$), м; $K_{\text{I}}$, $K_{\text{II}}$ и $K_{\text{III}}$ – значения коэффициентов пропорциональности для грунтов I, II и III слоев.

Б.2.7 Величину коэффициента постели грунта на боковой поверхности элементов свайного фундамента определяют по формуле

$$C_z = K z, \qquad \text{(Б.2.7)}$$

где $K$ – коэффициент пропорциональности грунта, расположенного выше подошвы фундамента; $z$ – глубина, м, расположения точки, для которой определяется коэффициент постели, от расчетной поверхности грунта (при плите фундамента, находящейся над грунтом) или от подошвы плиты (при ее заглублении в грунт).

Б.2.8 Величину коэффициента постели $C_{\text{п}}$ грунта под подошвой сваи диаметром 0,8 м и более принимают равным

$$C_{\text{п}} = \frac{5Kh_1}{d_{\text{п}}} \geq \frac{50K}{d_{\text{п}}}, \qquad \text{(Б.2.8)}$$

где $K$ – коэффициент пропорциональности грунта, расположенного под подошвой сваи; $h_1$ – глубина расположения подошвы сваи от расчетной поверхности грунта, м; $d_{\text{п}}$ – размер (диаметр) подошвы сваи, м.

Б.2.9 Величину коэффициента постели нескального грунта под подошвой условного массивного фундамента принимают равным

$$C_{\text{п}} = Kh_1 \geq 10\,K, \qquad \text{(Б.2.9)}$$

где $K$ – коэффициент пропорциональности слоя грунта, расположенного под подошвой фундамента; $h_1$ – глубина расположения подошвы фундамента от расчетной поверхности грунта, м.

Коэффициент постели $C_п$ скального грунта под подошвой фундамента принимают без учета глубины расположения подошвы в зависимости от нормативного временного сопротивления $R^н_{сж}$ образцов скальной породы на сжатие в водонасыщенном состоянии:

при $R^н_{сж}$ = 1 МПа $C_п = 3 \cdot 10^5$ кН/м$^3$;

при $R^н_{сж}$ = 25 МПа $C_п = 1{,}5 \cdot 10^7$ кН/м$^3$.

При промежуточных значениях $R^н_{сж}$ величина $C_п$ определяется по интерполяции.

Б.2.10 Объемный вес грунта, расположенного ниже уровня воды, с учетом гидростатического давления определяют по формуле

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_\omega}{1+e}, \qquad (Б.2.10)$$

где ε – коэффициент пористости грунта; $\gamma_s$ – удельный вес грунта; $\gamma_\omega$ – удельный вес воды.

## Приложение В

## Расчет грузоподъемности переходных плит

В.1.1 Сборные переходные плиты рассчитывают по двум схемам (см. рисунок 5.3.5): с опиранием на лежень – как балка на двух опорах, и с опиранием на половине длины плиты на подушку – упругое основание. Расчет по первой схеме выполняется в запас прочности и его следует принимать при неизвестных условиях опирания плиты.

В.1.2 Как правило, ширина сборных плит не превышает 1 м, поэтому на ней может расположиться только одна линия колес временной нагрузки, которую следует приложить по продольной оси плиты. Допускается нагрузки от колес и равномерно распределенной части нагрузки АК прикладывать без учета их распределения дорожной одеждой вдоль движения. Если ширина распределения давления от временной нагрузки поперек плиты больше ширины плиты, то допускается учитывать только часть давления, приходящееся непосредственно на плиту. Для нагрузки НК динамический коэффициент не учитывается.

Расчетная схема загружается постоянными нагрузками с соответствующими коэффициентами надежности: от слоев дорожной одежды; от щебеночной засыпки; от собственного веса плиты.

Расчет выполняют по изгибающему моменту в середине пролета и поперечной силе. Как правило, определяющим классом будет класс в единицах нагрузки НК.

Пример приложения нагрузок АК и НК при расчете переходных плит показан на рисунке В.1.1.

а)

б)

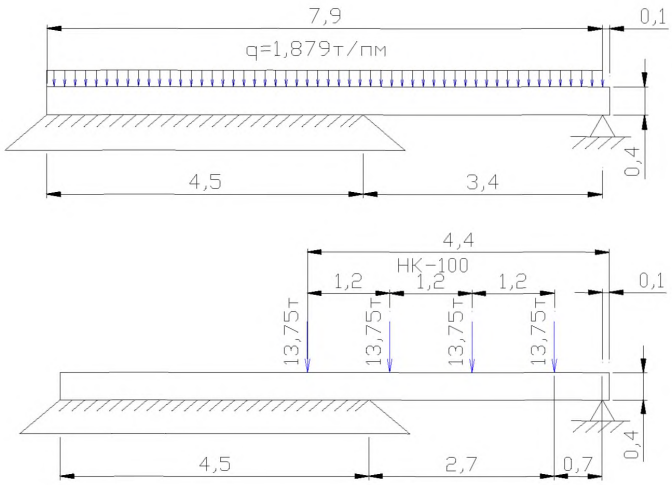



Рисунок В.1.1 – Пример загружения переходной плиты по типовому проекту серии 3.503.1-96: *а* – постоянными нагрузками; *б* – временной нагрузкой НК-100

В.1.3 Расчет по второй схеме требует выполнения расчета балки, опирающейся на половине пролета на упруго оседающие опоры. Жесткость таких опор вычисляют через коэффициент постели. Для плиты шириной *b* погонный коэффициент постели (на длину *l* между упругими опорами) определяют по формулам:

- для промежуточных упругих опор

$$SD_z = C_z bl, \qquad \text{(В.1.1)}$$

- для крайних упругих опор

$$SD_z = 0{,}5 C_z bl, \qquad \text{(В.1.2)}$$

где $C_z$ = 4000 тс/м$^3$ = 40000 кН/м$^3$.

При численном расчете величину *l* назначают равной расстоянию между узлами конечно-элементной сетки.

Монолитные плиты целесообразно рассчитывать численно с использованием плитных конечных элементов, также в зависимости от способа опирания (на лежень или на грунтовую подушку). При этом податливость упругих опор (пружин) следует вычислять по формуле

$$SD_z = C_z F_{\text{п}}, \qquad \text{(В.1.3)}$$

где $F_{\text{п}}$ – площадь плиты, приходящаяся на узел конечно-элементной сетки.

Для расчетов используется механизм построения линий влияния необходимых усилий.

Собственно расчет грузоподъемности переходных плит выполняется согласно рекомендациям раздела 4 [3].

## Приложение Г

## Примеры расчетов грузоподъемности

### Г.1 Расчет грузоподъемности свайного фундамента

Для свайного фундамента промежуточной опоры путепровода при заданных нагрузках определить необходимые для расчета грузоподъемности по прочности свай расчетные усилия в верхних сечениях наиболее и наименее нагруженных свай, проверить грузоподъемность фундамента по грунту.

Исходные данные – материалы обследования сооружения и проект ремонта. Схема рассчитываемой опоры показана на рисунке Г.1.1.

Путепровод построен в 1963 г. В последующем были выполнены замена балок пролетных строений с уширением проезда, опор и фундаментов. Сваи «старой» части опоры железобетонные сечением 30 × 35 см, изготовлены по типовому проекту выпуск 70, крайние ряды свай («новые») – 35 × 35 см. Опирание балок пролетных строений на ригель опоры осуществлено через РОЧ высотой 40 мм.

*Таблица Г.1.1* – Отметки уровней, м

| | |
|---|---|
| Верха проезжей части | 98,130 |
| Верха опорной площадки | 97,230 |
| Подошвы фундамента (ростверка) | 88,680 |
| Отметка верха грунта | 90,920 |
| Отметка низа свай | 78,680 |
| Глубина погружения свай | 10,0 |

*Таблица Г.1.2* – Данные по грунтам

| Вид грунта | Отметка подошвы слоя | $I_L$ | $e$ | $\gamma$, тс/м$^3$ | $\varphi$, град. | $R_0$, тс/м$^2$ | $K$, тс/м$^4$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 87,00 | - | 0,600 | 1,65 | 35,0 | 25,0 | 533,33 |
| 2 | 85,00 | 0,590 | 0,640 | 1,98 | 21,0 | 0,10 | 301,67 |
| 3 | 83,00 | 0,190 | 0,920 | 1,84 | 18,0 | 21,3 | 524 |
| 4 | 75,00 | 0,100 | 1,020 | 1,79 | 18,0 | 26,6 | 560 |

Примечания.

1. Виды грунта: 1 – песок средней крупности; 2 – супеси; 3 – суглинки; 4 – глины;

2. $I_L$ – показатель консистенции; $e$ – коэффициент пористости; $\gamma$ – объемный вес; $\varphi$ – угол внутреннего трения; $R_0$ – условное сопротивление грунта (п. Б.2); $K$ – коэффициент пропорциональности грунта (п. Б.2.6).

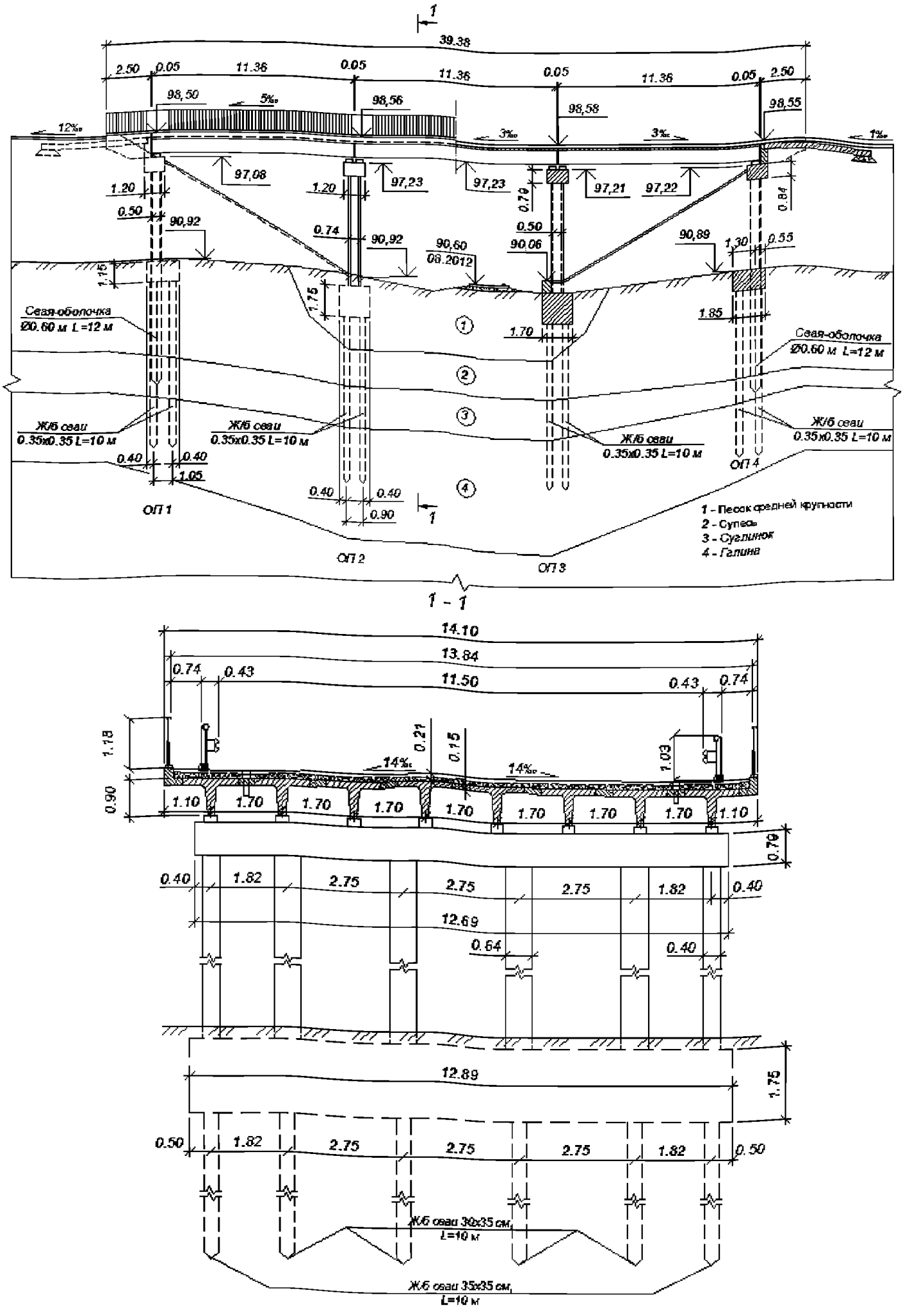



Рисунок Г.1.1 – Общий вид путепровода и схема рассчитываемой опоры

*Данные по опоре*

*Расчетная модель*

Расчетная схема опоры и фундамента разработана в соответствии с рекомендациями п. А.2 и показана на рисунках Г.1.2 и Г.1.3. Расчетная модель пролетных строений выполнена в виде системы перекрестных балок согласно рекомендациям п. Б.1.1 [2]. Высота балок – 0,85 м. Остальные размеры модели пролетных строений приняты по рисунку Г.1.1. Продольные оси балок пролетных строений приняты расположенными на уровне центров опорных частей. Опирание балок пролетных строений на ригель опоры принято шарнирно неподвижным, для чего по концам вертикальных жестких конечных элементов врезаны шарниры (см. рисунок Г.1.3). Сами вертикальные жесткие конечные элементы и горизонтальные жесткие связи предназначены для моделирования опирания пролетных строений на ригель опоры.

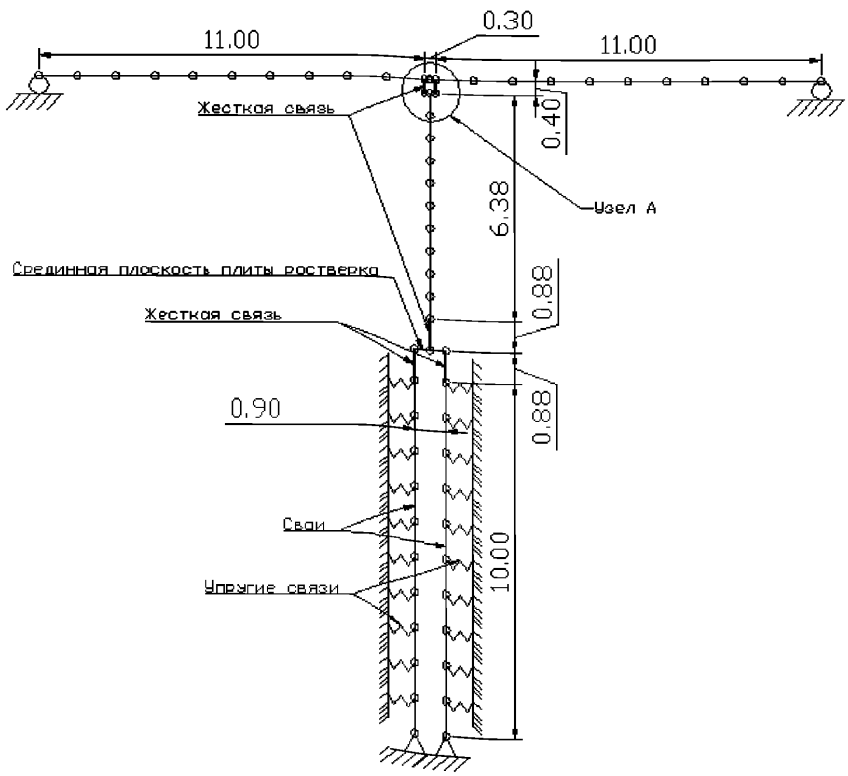



Рисунок Г.1.2 – Общий вид расчетной схемы

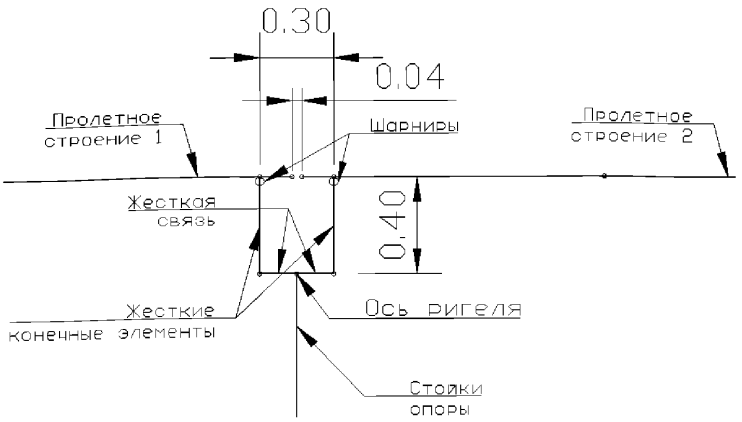



Рисунок Г.1.3 – Узел А

Сопряжение стоек и свай опоры с ростверком выполнено через жесткие связи. Ростверк моделируется пластинчатыми конечными элементами, толщиной равной высоте ростверка.

Закрепление свай в грунте выполнено упругими связями по боковым поверхностям свай и ограничением вертикальных перемещений по нижнему концу свай. Жесткости упругих связей определены согласно рекомендациям п. А.2.1 и п. Б.2.6.

В пределах длины сваи расположены нескольких слоев грунта. Согласно п. Б.2.6 в расчет введено приведённое значение коэффициента $K$, принятое в зависимости от грунтов, расположенных в пределах глубины $h_k$ от подошвы плиты, заглубленной в грунт

$$h_k = 3{,}5d + 1{,}5 = 3{,}5 \cdot 0{,}3 + 1{,}5 = 2{,}55 \text{ м},$$

где $d$ – сторона прямоугольного сечения сваи в плоскости, перпендикулярной действию нагрузки.

В пределах глубины $h_к = 2{,}55$ м расположено два слоя грунта. Приведенное значение $K$, тс/м$^4$, определено как

$$K = \frac{K_{\text{I}} h_{\text{I}} (2h_k - h_{\text{I}}) + K_{\text{II}} (h_k - h_{\text{I}})^2}{h_k^2} = \frac{533{,}33 \cdot 1{,}68 \cdot (2 \cdot 2{,}55 - 1{,}68) + 301{,}67 \cdot (2{,}55 - 1{,}68)^2}{2{,}55^2} = 506{,}37,$$

где $h_{\text{I}}$ – толщина верхнего слоя грунта, м; $K_{\text{I}}$ и $K_{\text{II}}$ – значения коэффициентов пропорциональности для грунтов I и II слоев, тс/м$^4$.

Жесткости упругих связей (п. А.2.1) определены по формуле (А.2.1) и приведены в таблице Г.1.3

$$SD_x = SD_y = K z_i b_{\text{р}} l_{\text{кэ}i} = 506{,}37 \cdot z_i \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}0,$$

где $l_{кэi}$ = 1,0 м – длина сбора нагрузки на узел конечного элемента сваи (см. рисунок Г.1.2); $b_р = 1{,}5d + 0{,}5 = 0{,}95$ м – условная (расчетная) ширина сваи (см. п. 6.3.2); $z_i$ – положение упругой связи от поверхности грунта, м; $K$ – приведенный коэффициент пропорциональности грунта.

*Таблица Г.1.3* – Жесткости упругих связей

| Расстояние от поверхности грунта | Жесткости упругих связей, тс/м |
|---|---|
| 2,24 | 1077,549 |
| 3,24 | 1558,598 |
| 4,24 | 2039,646 |
| 5,24 | 2520,695 |
| 6,24 | 3001,744 |
| 7,24 | 3482,792 |
| 8,24 | 3963,841 |
| 9,24 | 4444,890 |
| 10,24 | 4925,938 |
| 11,24 | 5406,987 |
| 12,24 | 5888,036 |

Давление плиты ростверка на грунт не учитываем.

*Нагрузки*

Постоянные и временные нагрузки приведены к уровню подошвы ростверка.

*Постоянные нагрузки*

Таблица Г.1.4 – Постоянные нагрузки, тс (тс·м)

| № | Нагрузка | $H_x$ | $H_y$ | $P$ | $M_x$ | $M_y$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| 1 | Правый пролет. Реакция от веса балок, тротуаров и перил | | | | | |
| | нормативное значение | 0 | 0 | 47,92 | 0 | 7,19 |
| | с коэффициентом надежности 1,1 | 0 | 0 | 52,71 | 0 | 7,91 |
| | с коэффициентом надежности 0,9 | 0 | 0 | 43,13 | 0 | 6,47 |
| 2 | Правый пролет. Реакция от веса покрытия проезжей части на пролете | | | | | |
| | нормативное значение | 0 | 0 | 40,51 | 0 | 6,08 |
| | с коэффициентом надежности 1,15 | 0 | 0 | 46,59 | 0 | 6,99 |
| | с коэффициентом надежности 0,9 | 0 | 0 | 36,45 | 0 | 5,47 |
| 3 | Левый пролет. Реакция от веса балок, тротуаров и перил | | | | | |
| | нормативное значение | 0 | 0 | 47,92 | 0 | -7,19 |
| | с коэффициентом надежности 1,1 | 0 | 0 | 52,71 | 0 | -7,91 |
| | с коэффициентом надежности 0,9 | 0 | 0 | 43,13 | 0 | -6,47 |

Продолжение таблицы Г.1.4

| 1 | 2 | | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4 | Левый пролет. Реакция от веса покрытия проезжей части на пролете | | | | | | |
| | нормативное значение | | 0 | 0 | 40,51 | 0 | -6,08 |
| | с коэффициентом надежности 1,15 | | 0 | 0 | 46,59 | 0 | -6,99 |
| | с коэффициентом надежности 0,9 | | 0 | 0 | 36,45 | 0 | -5,47 |
| 5 | Вес насадки (ригеля) | | | | | | |
| | нормативное значение | | 0 | 0 | 30,46 | 0 | 0 |
| | с коэффициентом надежности 1,1 | | 0 | 0 | 33,5 | 0 | 0 |
| | с коэффициентом надежности 0,9 | | 0 | 0 | 27,41 | 0 | 0 |
| 6 | Вес тела опоры | | | | | | |
| | нормативное значение | | 0 | 0 | 138,49 | 0 | 0 |
| | с коэффициентом надежности 1,1 | | 0 | 0 | 152,34 | 0 | 0 |
| | с коэффициентом надежности 0,9 | | 0 | 0 | 124,64 | 0 | 0 |
| 7 | Вес грунта на уступах фундамента | | | | | | |
| | нормативное значение | | 0 | 0 | 16,82 | 0 | 0 |
| | с коэффициентом надежности 1,1 | | 0 | 0 | 18,5 | 0 | 0 |
| | с коэффициентом надежности 0,9 | | 0 | 0 | 15,14 | 0 | 0 |
| Итого нормативных нагрузок: | | | 0 | 0 | 362,63 | 0 | 0 |
| Итого расчетных нагрузок по критериям: | | max $P$ | 0 | 0 | 402,93 | 0 | 0 |
| | | min $P$ | 0 | 0 | 326,35 | 0 | 0 |
| | | max $M_y$ | 0 | 0 | 346,07 | 0 | -2,962 |

Примечание.

1. $H_x$, $H_y$ – горизонтальные нагрузки соответственно вдоль и поперек оси моста; $P$ – вертикальные нагрузки; $M_x$, $M_y$ – моменты от постоянных нагрузок соответственно поперек и вдоль оси моста.

*Временные нагрузки*

В примере рассмотрены нагрузки АК ($K$ = 14), схемы загружения которыми приняты согласно п. 5.1.12. Нагрузкой АК загружена пространственная расчетная схема в соответствии правилами норм проектирования (рассмотрены две схемы размещения по ширине проезжей части, полосы безопасности приняты по 2,0 м).

Динамический коэффициент к временным нагрузкам при расчете фундамента принят равным 1. Нагрузка от торможения принята согласно п. 5.3.5 [2] и приложена в пределах одной полосы движения (расчет по пространственной расчетной схеме) в уровне центров опорных частей.

*Таблица Г.1.5* – Временные нагрузки, тс (тс·м)

| № | НАГРУЗКА | $H_x$ | $H_y$ | $P$ | $M_x$ | $M_y$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | АК на двух пролетах (Схема "А") | 0 | 0 | 94,4 | 0 | 9,70 |
| | Торможение по схеме "А" | 9,10 | 0 | 0 | 0 | 77,2 |
| 2 | АК на одном пролете без тротуаров. (Схема "Г") | 0 | 0 | 79,5 | 0 | 11,9 |
| | Торможение по схеме "Г" | 6,50 | 0 | 0 | 0 | 55,0 |

*Усилия в рассчитываемой свае*

От приведенных нагрузок расчетом по методу конечных элементов определены наиболее нагруженная свая (№ 4 в первом ряду) и расчетный случай (загружение на наибольшую вертикальную силу max $P$, временные нагрузки по схеме № 1 таблицы Г.1.5), а также найдены усилия в месте заделки сваи в ростверк $H_x$, $P$ и $M_y$, соответствующие выбранному расчетному случаю, и реакция в упругой связи $R_x$ для расчета грузоподъемности фундамента по горизонтальному давлению на грунт.

*Таблица Г.1.6* – Усилия в рассчитываемой свае, тс (тс·м)

| № | Нагрузка | $H_x$ | $P$ | $M_y$ | $R_x$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Постоянная | 0 | 40,29 | 0 | 0 |
| 2 | Временная на двух пролетах без торможения | 0,03 | 12,88 | 0,17 | 0,02 |
| 3 | Временная на двух пролетах с торможением | 0,30 | 17,40 | 0,49 | 0,24 |

*Расчеты грузоподъемности фундамента*

*Грузоподъемность по вдавливанию сваи*

Грузоподъемность сваи определена согласно п. 6.3.23. Несущая способность забивной сваи определена согласно п. 7.2.2 [13] по формуле

$$\Phi = \gamma_c \left( \gamma_{cR} R A + U \sum \gamma_{cfi} f_i h_i \right), \qquad (Г.1.1)$$

где $\gamma_c$ = 1,0 – коэффициент условий работы сваи в грунте; $R$ = 738,96 тс/м$^2$ – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, (таблица 7.2 [13]); $A$ = 0,105 м$^2$ – площадь опирания на грунт призматической сваи, м$^2$; $U$ = 1,3 – наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м; $f_i$ – расчетное сопротивление $i$-го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, тс/м$^2$, (таблица 7.3 [13]); $h_i$ – толщина $i$-го слоя грунта, м; $\gamma_{cR}$ = 1,0 и $\gamma_{cfi}$ = 1,0 – коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, (таблица 7.4 [13]), принято как для сплошных свай, погружаемых механическими, паровоздушными и дизельными молотами.

*Таблица Г.1.7* – Сопротивление грунта сдвигу по боковой поверхности сваи

| Номер слоя грунта | Вид грунта (таблица Г.1.2) | Толщина слоя $h_i$, м | Глубина расположения центра слоя | Расчетное сопротивление $f_i$, тс/м$^2$ | $\gamma_{cfi}$ | $U \cdot \gamma_{cfi} \cdot h_i \cdot f_i$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1,68 | 3,08 | 4,84 | 1 | 10,571 |
| 2 | 2 | 2 | 4,92 | 1,761 | 1 | 4,579 |
| 3 | 3 | 2 | 6,92 | 5,984 | 1 | 15,558 |
| 4 | 4 | 2 | 8,92 | 6,338 | 1 | 16,479 |
| 5 | 4 | 2 | 10,92 | 6,629 | 1 | 17,235 |
| 6 | 4 | 0,32 | 12,08 | 6,791 | 1 | 2,825 |
| Суммарное усилие, воспринимаемое боковой поверхностью сваи, тс | | | | | | 67,247 |

Несущая способность забивной сваи и предельно допустимое усилие на сваю по условию вдавливания (6.3.24)

$$\Phi = 1{,}0 \cdot (1{,}0 \cdot 738{,}96 \cdot 0{,}105 + 67{,}247) = 144{,}838 \text{ тс}.$$

$$S_{\text{пред}} = \frac{1}{K_{\text{Н}}}\Phi = \frac{1}{1{,}4}144{,}838 = 103{,}46 \text{ тс}.$$

Грузоподъемность фундамента по вдавливанию сваи (формулы (4.2.2), (4.2.3) [2])

$$K = \frac{S_{\text{врем}}}{S_{\text{н}}}K_{\text{э}} = \frac{S_{\text{пред}} - S_{\text{пост}}}{S_{\text{н}}}K_{\text{А14}} = \frac{144{,}34 - 94{,}4}{17{,}4} \cdot 14 = 40{,}2.$$

*Грузоподъемность по горизонтальному давлению на грунт*

Расчет выполнен согласно рекомендациям п. 6.3.19. Предельное горизонтальное давление $\sigma_{\text{пред}}$ на грунт, тс/м$^2$, по боковой поверхности сваи, определено по формуле (6.3.19) при следующих параметрах:

- расчетные характеристики грунта (угол внутреннего трения $\varphi$ = 35°, удельное сцепление $c$ = 0,1 тс/м$^2$) приняты по таблице Г.1.2;

- коэффициенты $\eta_1$= 1,0 и $\eta_2$ = 1,0;

- $z$ = 0 м – глубина расчетного сечения от подошвы плиты (принята на основе предварительного анализа по эпюре опорных реакций упругих связей по высоте сваи как место расположения максимального значения).

$$\sigma_{\text{пред}} = \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi}\left(\gamma z \operatorname{tg}\varphi + 0{,}6c\right) = 1 \cdot 1 \cdot \frac{4}{\cos 35^\circ}0{,}6 \cdot 0{,}1 = 0{,}29.$$

Горизонтальное давление (п. А.2.2) от

постоянных нагрузок $\sigma_{\text{пост}}$ = 0,

временных вертикальных нагрузок $\sigma_{н,в} = R / (b_р \cdot l_{КЭ}) = 0,02 / (0,95 \cdot 1,0) = 0,021$,

временных горизонтальных нагрузок $\sigma_{н,г} = R / (b_р \cdot l_{КЭ}) = 0,24 / (0,95 \cdot 1,0) = 0,25$,

где $R$ – реакция в упругой связи (таблица Г.1.6); $b_р$ – условная (расчетная) ширина сваи; $l_{КЭ} = 1$ м – длина конечного элемента, моделирующего участок сваи, прилегающий к рассматриваемой упругой опоре.

Грузоподъемность фундамента по горизонтальному давлению на грунт (формулы (4.2.2), (4.2.3) [2])

$$K = \frac{S_{врем}}{S_н} K_э = \frac{S_{пред} - S_{пост}}{S_н} K_{A14} = \frac{0,29 - 0}{0,25 + 0,021} \cdot 14 = 15.$$

*Грузоподъемность фундамента как условного массивного*

Грузоподъемность фундамента как условного массивного определена согласно рекомендациям п.п. 6.3.10-6.3.14 по прочности грунта основания по среднему и максимальному давлению под подошвой.

Размеры условного массивного фундамента:

$a_у = a + 2 \cdot h \cdot \text{tg}(\varphi_m/4) = 1,2 + 2 \cdot 10 \cdot \text{tg}\ (19,72°/4) = 2,93$ м;

$b_у = b + 2 \cdot h \cdot \text{tg}(\varphi_m/4) = 12,24 + 2 \cdot 10 \cdot \text{tg}\ (19,72°/4) = 13,97$ м,

где $a$ и $b$ – расстояния по внешним граням крайних свай в ростверке соответственно в направлении, параллельном плоскости действия нагрузки, и перпендикулярном ей; $h = 10$ м – глубина заложения сваи в грунте (см. рисунок 6.3.1) от подошвы ростверка: $\varphi_m = 19,72°$ – средневзвешенное значение расчетных углов внутреннего трения (по формуле (6.3.10), с учетом коэффициента надежности 1,1 [6]).

Площадь и момент инерции условного массивного фундамента (по формуле (6.3.11))

$$A_п = a_у \cdot b_у = 2,93 \cdot 13,97 = 40,85 \text{ м}^2; \quad J_п = \frac{b_у a_у^3}{12} = 29,13 \text{ м}^4.$$

Расчетное сопротивление грунта основания (по формуле (Б.2.1))

$$R = 1,7\{R_0[1 + k_1(b-2)] + k_2\gamma(d-3)\} = 88,85 \text{ тс/м}^2,$$

где $R_0 = 26,6$ тс/м$^2$ – условное сопротивление грунта (по таблице 2.1 Приложения 2 [9]); $b = 2,93$ м – меньшая сторона подошвы фундамента; $d = 12,24$ м – глубина заложения фундамента; $\gamma = 1,82$ тс/м$^3$ – осредненное по слоям расчетное значение удельного веса грунта, расположенного выше подошвы фундамента; $k_1 = 0,02$ и $k_2 = 1,5$ – коэффициенты (по таблице 2.4 Приложения 2 [9]).

Предельное среднее давление по подошве условного массивного фундамента (по формуле (6.2.2))

$$S_{\text{пред,ср}} = 88{,}85 / 1{,}4 = 63{,}46 \text{ тс/м}^2.$$

Предельное максимальное давление под подошвой фундамента

$$S_{\text{пред}} = k\,R/1{,}4 = 1{,}2 \cdot 88{,}85 / 1{,}4 = 76{,}16 \text{ тс/м}^2,$$

где $k = 1{,}2$ если расчет производится с учетом нагрузки от торможения.

Величины $S_{\text{ср}}$ и $S_{\max}$ определены для каждой из нагрузок (постоянных и временных) по формулам (6.3.12) и (6.3.13)

- от постоянных нагрузок

$$S_{\text{ср,пост}} = \frac{N_h}{A_{\text{п}}} = \frac{1}{40{,}85}\left(402{,}93 + \left(40{,}85 \cdot 12{,}24 - 1{,}70 \cdot 12{,}89 \cdot 1{,}75\right) \cdot 1{,}82 + 1{,}70 \cdot 12{,}89 \cdot 2{,}5\right) = 32{,}52 \text{ тс/м}^2;$$

$$S_{\max,\text{пост}} = S_{\text{ср,пост}} = 32{,}52 \text{ тс/м}^2,$$

где $N_h$ – продольная сила в сечении по подошве условного фундамента (с учетом веса грунтового массива и заключённой в нем плитой ростверка);

- от временных нагрузок по схеме № 1 (см. таблицу Г.1.1.6)

$$S_{\text{ср,н}} = \frac{N_h}{A_{\text{п}}} = \frac{94{,}4}{40{,}85} = 2{,}31 \text{ тс/м}^2;$$

$$S_{\max,\text{н}} = \frac{N_h}{A_{\text{п}}} + \omega \cdot \left(3M_1 + 2H_1 h_1\right) = \frac{94{,}4 \cdot 0{,}8}{40{,}85} + 0{,}00154426 \cdot \left(3 \cdot 32{,}01 + 2 \cdot 9{,}10 \cdot 0{,}7\right) = 2{,}02 \text{ тс/м}^2,$$

где $\omega = \dfrac{6C_{\text{п}}a_{\text{y}}}{b_{\text{y}}Kh_1^4 + 36C_{\text{п}}J_{\text{п}}} = 0{,}001544258$; $N_h$ – продольная сила в сечении по подошве условного фундамента; $C_{\text{п}} = K\,h = 560 \cdot 12{,}24 = 6854{,}4$ – коэффициент постели грунта под подошвой условного фундамента (п. Б.2.9); $H_1$ – горизонтальная составляющая нагрузки; $M_1 = 9{,}70 \cdot 0{,}8 + (77{,}2 - 9{,}10 \cdot 2{,}24) \cdot 0{,}7 = 32{,}01$ тс·м – момент нагрузки $H_1$ относительно главной оси горизонтального сечения условного массивного фундамента в уровне расчетной поверхности грунта; $h_1 = 10$ м – глубина расположения подошвы условного массивного фундамента от подошвы ростверка (см. рисунок 6.3.1);

- от временных нагрузок по схеме № 2 (см. таблицу Г.1.1.6)

$$S_{\text{ср,н}} = \frac{N_h}{A_{\text{п}}} = \frac{79{,}5}{40{,}85} = 1{,}95 \text{ тс/м}^2;$$

$$S_{\max,\text{н}} = \frac{79{,}5 \cdot 0{,}8}{40{,}85} + 0{,}00154426 \cdot \left(3 \cdot 37{,}83 + 2 \cdot 6{,}50 \cdot 0{,}7\right) = 1{,}75 \text{ тс/м}^2,$$

где $M_1 = 11{,}9 \cdot 0{,}8 + (55{,}0 - 6{,}50 \cdot 2{,}24) \cdot 0{,}7 = 37{,}83$ тс·м.

Грузоподъемность фундамента как условного массивного (формулы (4.2.2), (4.2.3) [2])

- по среднему давлению

$$K = \frac{S_{\text{врем}}}{S_{\text{н}}} K_{\text{э}} = \frac{S_{\text{пред}} - S_{\text{пост}}}{S_{\text{н}}} K_{\text{A14}} = \frac{63{,}46 - 32{,}52}{2{,}31} \cdot 14 = 187;$$

- по максимальному давлению

$$K = \frac{76{,}16 - 32{,}52}{2{,}02} \cdot 14 = 302.$$

*Грузоподъемность фундамента по прочности сваи*

Грузоподъемность фундамента по прочности сваи ведут по наиболее нагруженной свае как внецентренно сжатого стержня согласно рекомендациям п.п. 4.5.21-4.5.24 [3], 6.3.1 и 6.3.9.

Усилия в голове сваи приведены в таблице Г.1.6, расчетные характеристики материалов сваи – по таблице Г.1.8.

*Таблица Г.1.8* – Материалы сваи опоры

| Модули упругости, тс/м$^2$ | | | | Коэффициенты приведения |
|---|---|---|---|---|
| бетон | $E_b$ = 270000 | | | $n_b$ = 7,63 |
| арматура | $E_r$ = 2100000 | | | $n_s$ = 1 |
| Расчетные сопротивления, тс/м$^2$ | | | | Коэффициенты условий работы |
| бетона | $R_b$ = 105 | $R_{bt}$ = 8,5 | | $m_b$ = 1,0 |
| арматуры | $R_r$ = 2100 | | | $m_r$ = 1,0 |

Армирование сваи принято в соответствии с типовым проектом выпуск 70 (рисунок Г.3.3).

Жесткость поперечного сечения сваи при изгибе и сжатии определена с учетом трещин в растянутой зоне и пластических деформаций в сжатой зоне сечения (при помощи коэффициента 0,8)

$$EJ = 0{,}8 \cdot 270000 \cdot 0{,}0016004 = 345{,}67 \text{ тс} \cdot \text{м}^2.$$

При определении критической силы $N$ (см. п. 4.5.8 [3]) рассчитываемая свая принята как свободный от грунта стержень, жестко заделанный на расстоянии $l_1$ от подошвы ростверка. Величина $l_1$ определена по формуле (6.3.1)

$$l_1 = l_0 + 2/\alpha_c = 0 + 2/0{,}674060062 = 2{,}97 \text{ м},$$

где $l_0$ = 0 – длина участка сваи, расположенного выше расчетной поверхности грунта, м; $\alpha_c$ = 0,674060062 м$^{-1}$ – коэффициент деформации сваи, определен по формуле (6.3.2) при следующих параметрах: $EJ$ = 345,67 тс·м$^2$ – жесткость поперечного сечения сваи при изгибе; $K$ = 506,37 тс/м$^4$ – приведенный коэффициент пропорциональности грунта (п. Б.2.6); $d$ = 0,3 м – толщина сваи; $b_{\text{р}}$ = 0,95 м – условная (расчетная) ширина сваи (п. 6.3.2)).

Расчетная свободная длина стержня принята в запас прочности без учета заделки сваи в ростверк $l_р = 2\,l_1 = 5{,}93$ м.

Дальнейший порядок расчета грузоподъемности внецентренно сжатого стержня аналогичен представленному в примере Г.3 и здесь не рассматривается.

## Г.2 Расчет грузоподъемности концевой опоры крайней секции моста с гибкими опорами

Четырехпролетный железобетонный мост с гибкими опорами. Габарит моста Г-9 с двумя тротуарами шириной по 0,75 м. Однорядные опоры №№ 0-3 (рисунок Г.2.1) высотой соответственно 3,0 м, 3,5 м, 4,0 м и 5,0 м состоят из пяти свай с расстоянием между ними 2,5 м, объединенных насадкой длиной 12,0 м, высотой 0,5 м и шириной 0,8 м. Сваи выполнены из бетона класса В27,5 ($E_b$ = 31500 МПа). Пролетные строения плитные, длиной 6,0 м (расчетный пролет – 5,6 м), высотой 0,3 м; длина секции с учетом расстояний между торцами пролетных строений $L$ = 24,15 м. Тротуары шириной 0,75 м с металлическими перилами и ограждениями парапетного типа устроены в виде накладной железобетонной плиты. При такой ширине тротуары могут рассматриваться как служебный проход и пешеходная нагрузка на них в расчете учитываться не будет.

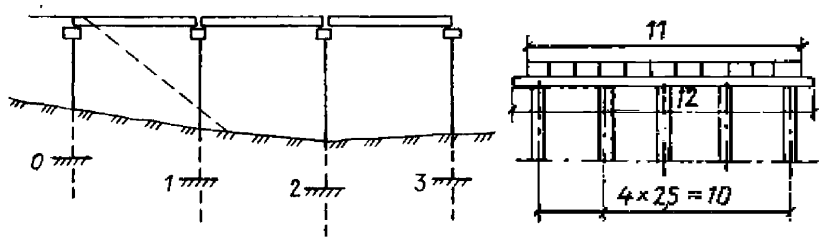



*Рисунок Г.2.1* – Схема к расчету крайней секции моста

Сваи опоры сечением 40 × 40 см армированы 12 стержнями диаметром 28 мм, расположенных в углах свай. При таком армировании $A_s = A'_s = 6 \cdot 0{,}0006158 = 0{,}003659$ м$^2$; величина защитного слоя в 3 см, $a_s = a'_s = 5{,}3$ см. Арматура класса АII ($R_s$ = 265 МПа), бетон класса В27,5 ($R_b$ = 14,3 МПа).

Так как суммарная ширина свай меньше половины расстояния между внешними гранями крайних свай, то в соответствии с п. 5.3.12 за расчетную ширину отдельной сваи принимаем $2d_c$, где $d_c$ = 0,4 м – ширина сваи поперек моста. Общая расчетная ширина опоры в свайной ее части равна $b_c = 2 \cdot 0{,}4 \cdot 5 = 4{,}0$ м. Расчетная схема концевой опоры с учетом действующих на нее нагрузок приведена на рисунке 5.3.9, *б*.

Давление от собственного веса грунта определяем по формуле (5.1.3) с учетом коэффициента надежности $\gamma_f$ = 1,4, удельного веса грунта $\gamma_n$ = 17,7 кН/м$^3$ и нормативного угла внутреннего трения $\varphi$ = 35°:

на уровне верха опоры

$$p_{hg1} = \gamma_f \gamma_n \operatorname{tg}^2(45^\circ - 35^\circ / 2)(h_{\text{пс}} + 0{,}15) = 1{,}4 \cdot 17{,}7 \cdot 0{,}271 \cdot 0{,}45 = 3{,}02 \ \text{кН/м}^2;$$

на уровне поверхности грунта

$$p_{hg2} = \gamma_f \gamma_n \operatorname{tg}^2(45^\circ - 35^\circ / 2) h_1 = 1{,}4 \cdot 17{,}7 \cdot 0{,}271 \cdot 3{,}0 = 20{,}15 \ \text{кН/м}^2.$$

*Силы, действующие на опору, от равномерно распределенной части v нагрузки АК, находящейся на призме обрушения.*

Расчетная ширина этой нагрузки по формуле (5.3.11)

$$b = 1{,}9 \cdot 2 + 1{,}1 + 0{,}6 = 5{,}5 \text{ м},$$

а с учетом распределения нагрузки слоями одежды ездового полотна

$$b_1 = 5{,}5 + 2 \cdot 0{,}15 = 5{,}8 \text{ м}.$$

При $b_1/h$ = 1,93 по таблице 5.3.2 находим $\alpha$ = 0,87.

Величина распределенной части нагрузки АК (при $K$ = 11) с учетом коэффициента надежности $\gamma_f$ = 1,2 и коэффициента полосности $s_1$ = 1,6:

$$q = 1{,}2 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}98 \cdot 11 = 20{,}7 \text{ кН/м}.$$

Расчетное давление $p_{hq}$, вызываемое временной нагрузкой на насыпи находим по формуле (5.3.9) при $\alpha$ = 0,87, $\mu$ = 0,271, $q$ = 20,7 кН/м

$$p_{hqv} = 0{,}87 \cdot 0{,}271 \cdot 20{,}7 / 5{,}8 = 0{,}84 \text{ кН/м}^2.$$

*Силы, действующие на опору, от веса тележки на призме обрушения.*

Давление от каждой оси тележки распределяется на площади $A = cb$ при $c$ = 0,2 м и $b$ = 5,5 м (см. рисунок 5.3.4), а с учетом распределяющего действия одежды ездового полотна $c_1$ = 0,5 м, $b_1$ = 5,8 м. Расстояние между осями тележки – 1,5 м, поэтому при принятых в п.п. 5.3.18 и 5.3.19 обозначениях расстояние между площадками распределения нагрузки $d$ = 1,0 м.

Длина призмы обрушения при отсутствии временной нагрузки $l_0$:

$$l_0 = h \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi_n / 2) = 3 \cdot 0{,}5206 = 1{,}56 \text{ м}.$$

Так как $c_1 + d < l_0 < 2c_1 + d$, то расчет выполняем по схеме 1 (таблица 5.3.3) при нагрузке

$$q' = 2\gamma_f \, q \, c_1 / c_1',$$

где $\gamma_f = \sout{1,48}\ 1,5$ и $c_1' = 2c_1 + d = 2,0$ м; $q = nP / c_1 = 2 \cdot (9,81 \cdot 11)/0,5 = 431,64$ кН/м.

$$q' = 2 \cdot \sout{1,48} \cdot 431,64 \cdot 0,5/2 = 319,41 \text{ кН/м}.$$

При $l_1 = h \cdot \mathrm{tg}\beta = 1,56 < c_1'$ принимаем

$$\mathrm{tg}\beta = (2c_1 + d)/h = 2/3 = 0,667.$$

По формуле (5.3.9) при $q = q'$ и $\mu = \mathrm{tg}^2\beta$ находим

$$p_{hqp} = \alpha q' \mu / b_1 = 0,87 \cdot 319,41 \cdot 0,445/5,8 = 21,32 \text{ кН/м}^2.$$

Суммарное распределенное давление от всей нагрузки АК на уровне верха насадки и уровне поверхности грунта

$$p_{hv1} = p_{hv2} = p_{hqv} + p_{hqp} = 0,84 + 21,32 = 22,16 \text{ кН/м}^2;$$

*Давление на 1 м длины всех свай*

Давление на 1 м длины всех свай с учетом расчетной ширины сваи $b_c = 2d_c = 2 \cdot 0,4 = 0,8$ м составляет:

на уровне верха насадки

от постоянных нагрузок $p_{g1} = p_{hg1} \cdot 5b_c = 3,02 \cdot 5 \cdot 0,8 = 12,08$ кН/м;

от нагрузки АК $p_{v1} = p_{hv1} \cdot 5b_c = 22,16 \cdot 5 \cdot 0,8 = 88,64$ кН/м;

на уровне поверхности грунта

от постоянных нагрузок $p_{g2} = p_{hg2} \cdot 5b_c = 20,15 \cdot 5 \cdot 0,8 = 80,60$ кН/м.

от нагрузки АК $p_{v2} = p_{hv2} \cdot 5b_c = 22,16 \cdot 5 \cdot 0,8 = 88,64$ кН/м.

Давление на торец пролетного строения

от постоянных нагрузок $F_{g1} = p_{hg1} b_{пс} h_{пс} = 3,02 \cdot 11,0 \cdot 0,45 = 14,95$ кН;

от нагрузки АК $F_{v1} = p_{v1} b_{пс} h_{пс} = 22,16 \cdot 11,0 \cdot 0,45 = 109,69$ кН.

Давление на насадку

от постоянных нагрузок $F_{g2} = p_{g1}(b_н - 5b_c)\, h_н = 3,02 \cdot (12 - 5 \cdot 0,8) \cdot 0,5 = 12,08$ кН.

от нагрузки АК $F_{v2} = p_{hv1}(b_н - 5b_c)\, h_н = 22,16 \cdot (12 - 5 \cdot 0,8) \cdot 0,5 = 88,64$ кН.

*Опорная реакция от распределенных постоянной и временной нагрузок*

Опорная реакция от распределенных постоянной и временной нагрузок при шарнирно неподвижно закрепленном верхнем конце опоры

от постоянных нагрузок $H_g = A_g + F_{g1} + F_{g2}$;

от нагрузки АК $H_v = A_v + F_{v1} + F_{v2}$,

где $A_i = \frac{p_{i1}h}{4h_1^2}\left[h_1^2 + 2\left(h_1 - \frac{h}{2}\right)^2\right] + \frac{(p_{i2} - p_{i1})h}{10h_1^3}\left[5h_1^2(h_1 - h) + h^3\right]$, при $i = g$ или $v$.

При $h_1 = 3{,}0 + 6 \times 0{,}4 = 5{,}4$ м имеем

от постоянных нагрузок

$$A_g = \frac{12{,}08 \cdot 3{,}0}{4 \cdot 5{,}4^2}\left[5{,}4^2 + 2\left(5{,}4 - \frac{3{,}0}{2}\right)^2\right] + \frac{(80{,}60 - 12{,}08) \cdot 3{,}0}{10 \cdot 5{,}4^3}\left[5 \cdot 5{,}4^2\,(5{,}4 - 3{,}0) + 3{,}0^3\right] = 65{,}36 \text{ кН}.$$

от нагрузки АК

$$A_v = \frac{88{,}64 \cdot 3{,}0}{4 \cdot 5{,}4^2}\left[5{,}4^2 + 2\left(5{,}4 - \frac{3{,}0}{2}\right)^2\right] = 135{,}83 \text{ кН}.$$

Опорная реакция

от постоянных нагрузок $H_g = A_g + F_{g1} + F_{g2} = 65{,}36 + 14{,}95 + 12{,}08 = 92{,}39$ кН;

от нагрузки АК $H_v = A_v + F_{v1} + F_{v2} = 135{,}83 + 109{,}69 + 88{,}64 = 334{,}16$ кН.

*Изгибающий момент в условной заделке опоры*

Изгибающий момент в условной заделке опоры $M_{01}$ от горизонтальных нагрузок $p_1$, $p_2$, $H$:

$$M_{01i} = \frac{(p_{i2} - p_{i1})h^2}{30h_1^2}(5h_1 - 3h)^2 + \frac{p_{i1}h}{4h_1}\left(h_1^2 - \frac{h^2}{2}\right) + H_i h_1 \frac{c_0}{\sum c_i},$$

где $c_i$ – коэффициенты жесткости опор №№ 0-3 соответственно (формула (5.2.7)): $c_0 = 6401{,}4$ кН·м$^{-1}$; $c_1 = 4908{,}0$ кН·м$^{-1}$; $c_2 = 3845{,}1$ кН·м$^{-1}$; $c_3 = 2487{,}6$ кН·м$^{-1}$; $\Sigma c_i = 17642{,}1$ кН·м$^{-1}$; $i = g$ или $v$.

От постоянных нагрузок

$$M_{01g} = \frac{(80{,}60 - 12{,}08) \cdot 3{,}0^2}{30 \cdot 5{,}4^2}(5 \cdot 5{,}4 - 3 \cdot 3{,}0)^2 + \frac{12{,}08 \cdot 3{,}0}{4 \cdot 5{,}4}\left(5{,}4^2 - \frac{3{,}0^2}{2}\right) +$$

$$+ 92{,}39 \cdot 5{,}4 \cdot \frac{6401{,}4}{17642} = 228{,}4 + 41{,}37 + 181{,}21 = 450{,}91 \text{ кН·м}.$$

От нагрузки АК

$$M_{01v} = \frac{88{,}64 \cdot 3{,}0}{4 \cdot 5{,}4}\left(5{,}4^2 - \frac{3{,}0^2}{2}\right) + 334{,}16 \cdot 5{,}4 \cdot \frac{6401{,}4}{17642} = 303{,}59 + 654{,}74 = 958{,}33 \text{ кН·м}.$$

Тормозную силу учитывать не будет, т.к. в этом примере сочетание нагрузок с ее участием не оказалось определяющим.

*Внутренние усилия в опоре от временных вертикальных нагрузок.*

Опорное давление от распределенной части нагрузки АК:

$$V_v = 0{,}5\gamma_t(1+\mu)s_1 vL = 0{,}5 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}99 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}98 \cdot 11 \cdot 6 = 74{,}45 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в сваях от временной нагрузки определяем по формуле (5.2.9) при $e$ = 0,225 м.

$$M_{0v} = V_v\, e = 74{,}45 \cdot 0{,}225 = 16{,}75 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

*Внутренние усилия в опоре от вертикальных постоянных нагрузок.*

Пролетное строение состоит из 11 плит объемом 1,33 м$^3$ каждая. Опорное давление от веса пролетного строения при объемном весе железобетона $\gamma_{жб}$ = 24,5 кН/м$^3$ и коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f$ = 1,1:

$$V_{g1} = 0{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}33 \cdot 11 \cdot 24{,}5 = 197{,}14 \text{ кН}.$$

Подсчет постоянной нагрузки от веса мостового полотна приведен в таблице Г.2.1.

*Таблица Г.2.1* – Определение нагрузки от веса мостового полотна на 1 м длины пролетного строения

| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м | $\gamma_f$ | Расчетная нагрузка, кН/м |
|---|---|---|---|
| Асфальтобетон на ездовом полотне ($\delta$ = 7 см) и на тротуарах ($\delta$ = 2 см) 0,07·9,0·23 + 0,02·1,0·23·2 | 15,41 | 1,2 | 18,49 |
| Защитный слой из армированного бетона ($\delta$ = 4 см) 0,04 · 11,0 · 25 | 11,00 | 1,2 | 13,20 |
| Гидроизоляция ($\delta$ = 1 см) 0,01 · 11,0 · 15 | 1,65 | 1,2 | 1,98 |
| Выравнивающий слой ($\delta$ = 3 см) 0,03 · 11,0 · 21 | 6,93 | 1,2 | 8,32 |
| Тротуарная накладная плита с ограждениями парапетного типа (объем одной плиты — 0,16 м$^3$) 0,16 · 25 · 2 | 8,00 | 1,1 | 8,80 |
| Вес металлических перил 1,0 · 2 | 2,00 | 1,1 | 2,20 |
| Всего | 45,0 | | 52,99 |

Опорное давление от этой нагрузки

$$V_{g2} = 0{,}5gL = 0{,}5 \cdot 52{,}99 \cdot 6 = 158{,}97 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в сваях от постоянных нагрузок

$$M_g = (V_{g1} + V_{g2})\, e = (197{,}14 + 158{,}97) \cdot 0{,}225 = 80{,}12 \text{ кН}.$$

Собственный вес насадки при $\gamma_f = 1{,}1$:

$$V_{\text{н}} = 1{,}1 \cdot 12 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 24{,}5 = 129{,}36 \text{ кН}.$$

Собственный вес всех свай от верха до места условной заделки в грунт при $\gamma_f = 1{,}1$:

$$V_{\text{с}} = 1{,}1 \cdot 5 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}4 \cdot 4{,}9 \cdot 24{,}5 = 105{,}64 \text{ кН}.$$

Суммарное вертикальное усилие в опоре от постоянных нагрузок:

$$\sum V_g = V_p + V_{g1} + V_{g2} + V_{\text{н}} + V_{\text{с}} = 27{,}36 + 197{,}14 + 158{,}97 + 129{,}36 + 105{,}64 = 618{,}47 \text{ кН}.$$

Суммарный изгибающий момент в опоре от постоянных нагрузок:

$$\sum M_g = M_{01g} + M_g = 450{,}91 + 80{,}1 = 531{,}08 \text{ кН·м}.$$

*Суммарные усилия в свае опоры в уровне заделки*

С некоторым приближением принимаем, что усилия, действующие на опору, распределятся между сваями поровну.

$$M = \sum M / 5 = (531{,}08 + 958{,}33 + 16{,}75)/5 = 301{,}23 \text{ кН·м};$$
$$N = \sum V / 5 = (618{,}47 + 74{,}45)/5 = 138{,}58 \text{ кН}.$$

Проверяем грузоподъемность сваи при заданных нагрузках (дальнейший расчет – по п. 4.5 [3]).

$$e = M / N = 301{,}23 / 138{,}58 = 2{,}17 \text{ м}.$$

В первом приближении принимаем $\eta = 1{,}0$. Тогда

$$e_0 = e + (0{,}5h - a_s) = 2{,}17 + (0{,}2 - 0{,}053) = 2{,}32 \text{ м}.$$

Высота сжатой зоны с учетом всей арматуры:

$$x = N / (R_b b) = 138{,}58 / (14{,}3 \cdot 10^3 \cdot 0{,}4) = 0{,}024 \text{ м} < 2a'_s.$$

Без учета сжатой арматуры

$$x = (N + R_s A_s) / R_b b = (138{,}58 + 265 \cdot 10^3 \cdot 0{,}003695) / (14{,}3 \cdot 10^3 \cdot 0{,}4) = 0{,}195 \text{ м} > 2a'_s.$$

В этом случае проверку прочности сечения делаем по формуле

$$N(e_0 - h_0 + a'_s) \le R_s A_s (h_0 - a'_s);$$
$$138{,}58 \cdot (2{,}32 - 0{,}347 + 0{,}053) < 265 \cdot 10^3 \cdot 0{,}003695 \times (0{,}347 - 0{,}053);$$
$$280{,}86 < 287{,}87 \text{ кН·м}.$$

Запас по несущей способности не превосходит 2,5%, поэтому можно считать, что класс опоры по грузоподъемности в рассматриваемом сечении в единицах нагрузки АК составляет $K = 11$.

### Г.3 Расчет грузоподъемности внецентренно сжатого элемента гибкой опоры

Схема путепровода в полных длинах пролетов 11,36+14,06+11,36 м (рисунок Г.3.1). Габарит проезжей части Г-7 с двумя тротуарами. Проектные нагрузки Н30 и НК-80. Путепровод выполнен в виде секции системы с гибкими опорами.

Пролетные строения путепровода – разрезные, смонтированы из балок с ненапрягаемой арматурой, изготовленных по типовому проекту выпуск 56 (проектные нагрузки Н18, НК-80). В поперечном сечении установлено 6 балок высотой 0,8 м для ПС № 1 и 3 и 0,85 м для ПС № 2 (рисунок Г.3.2). В поперечном направлении балки объединены диафрагмами.

Концевые опоры путепровода – обсыпные, свайные, промежуточные опоры также свайные, изготовлены по типовому проекту выпуск 70. Опоры №№ 1-3 – однорядные, опора № 4 – двухрядная (выполняет роль анкерной опоры в системе «пролетные строения – гибкие опоры»). Сваи опор – железобетонные, прямоугольного сечения 0,35 × 0,3 м, объединены ригелями длиной 7,70 м и шириной вдоль моста 0,60 м (для опоры № 1), 0,75 (для опор № 2 и № 3) и 1,25 м (для опоры № 4).

Опирание балок на опоры осуществляется непосредственно на ригели без опорных частей.

*Таблица Г.3.1* – Материалы свай опоры

| Модули упругости, тс/м$^2$ | | | | Коэффициенты приведения |
|---|---|---|---|---|
| бетона части сваи над грунтом | $E_b = 275000$ | | | $n_b = 7{,}63$ |
| арматуры | $E_r = 2100000$ | | | $n_s = 1$ |
| Расчетные сопротивления, МПа | | | | Коэффициенты условий работы |
| бетона | $R_b = 10{,}5$ | $R_{bt} = 0{,}85$ | | $m_b = 1{,}0$ |
| арматуры | $R_r = 210$ | | | $m_r = 1{,}0$ |

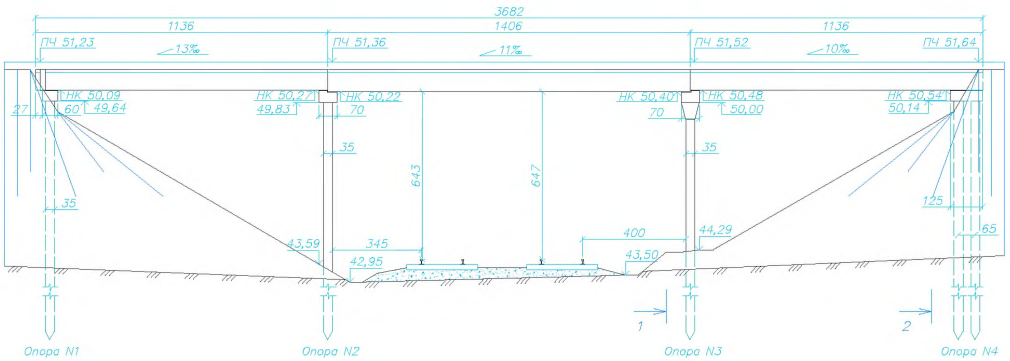



*Рисунок Г.3.1* – Схема сооружения

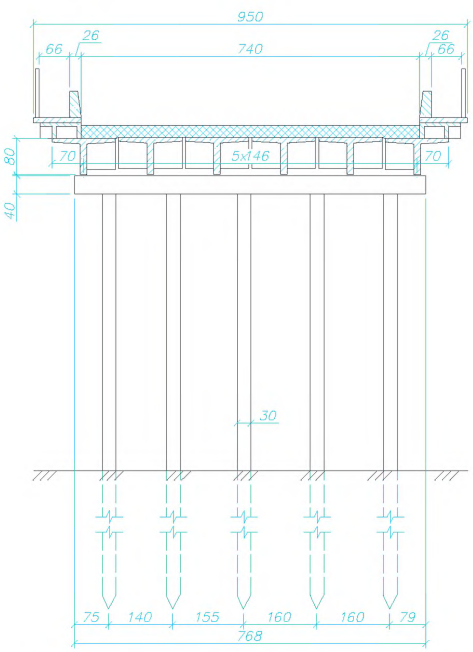



*Рисунок Г.3.2* – Конструкция рассчитываемой опоры

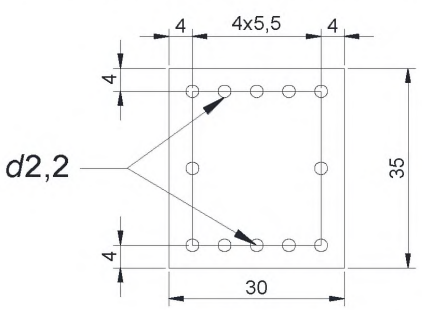



*Рисунок Г.3.3* – Сечение сваи (стойки расчетной схемы)

*Геометрические и жесткостные характеристики сваи опоры*

Армирование сечения стойки расчетной схемы принято в соответствии с типовым проектом выпуск 70.

| | | | |
|---|---|---|---|
| Площадь приведенного сечения | $A_{sb}$ = | 0,137903 | м$^2$ |
| Площадь бетонного сечения | $A_b$ = | 0,105 | м$^2$ |
| Положение ЦТ сечения | $Z_{sb}$ = | 0,175 | м |
| Момент инерции бетонного сечения | $I_b$ = | 0,001071875 | м$^4$ |
| Момент инерции армированного сечения с ослаблениями | $I_{sb}$ = | 0,00153117 | м$^4$ |
| Момент инерции арматуры сечения | $I_s$ = | 0,000069279 | м$^4$ |
| Площадь растянутой арматуры | $A_s$ = | 0,001901 | м$^2$ |

*Таблица Г.3.2* – Данные по грунтам

| Вид грунта | Отметка подошвы слоя | $I_L$ | $e$ | γ, тс/м$^3$ | φ, град. | $R_0$, тс/м$^2$ | $K$, тс/м$^4$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 87,00 | - | 0,600 | 1,65 | 35,0 | 25,0 | 533,33 |
| 2 | 85,00 | 0,590 | 0,640 | 1,98 | 21,0 | 0,10 | 301,67 |
| 3 | 83,00 | 0,190 | 0,920 | 1,84 | 18,0 | 21,3 | 524 |
| 4 | 75,00 | 0,100 | 1,020 | 1,79 | 18,0 | 26,6 | 560 |

Примечание.

1. Виды грунта: 1 – песок средней крупности; 2 – супеси; 3 – суглинки; 4 – глины;

2. $I_L$ – показатель консистенции; $e$ – коэффициент пористости; γ – объемный вес; φ – угол внутреннего трения; $R_0$ – условное сопротивление грунта (п. Б.2); $K$ – коэффициент пропорциональности грунта (п. Б.2.6).

*Таблица Г.3.3* – Данные по грунтам

| Вид грунта | Отметка подошвы слоя | Показат консис-тенции | Коэфф. порист. грунта | Объем ный вес | Влаж ность % | Угол внут. трен. | Удельн сцеп-ление | Услов. сопрот $R_0$ | Коэфф. про-порц. | Модуль дефор-мации грун. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Супеси | 41,95 | 0,160 | 0,798 | 1,87 | 0,2 | 22,0 | 4,30 | 30,0 | 1608 | 640 |
| Су-глинки | 34,95 | 0,730 | 0,786 | 1,96 | 0,3 | 17,5 | 1,00 | 20,0 | 740 | 450 |
| | 31,95 | 0,350 | 0,648 | 2,02 | 0,2 | 21,7 | 2,00 | 23,0 | 1380 | 800 |

Расчет коэффициента пропорциональности произведен по [12].

Приведенный коэффициент пропорциональности грунта: 1260,17 тс/м$^4$.

*Таблица Г.3.3* – Данные о пролетных строениях

| Номер пролета | Полная длина пролетного строения, м | Расчетная длина пролетного строения, м | Вид опирания | |
|---|---|---|---|---|
| | | | Слева | Справа |
| 1 | 11,36 | 11,10 | Подвижные | Неподвиж. |
| 2 | 14,06 | 13,70 | Неподвиж. | Подвижные |
| 3 | 11,36 | 11,10 | Подвижные | Неподвиж. |

Данные для расчета постоянных нагрузок, приложенных в уровне верха опоры, и величины расчетных и нормативных постоянных нагрузок (полученные как опорные реакции пролетных строений и нагрузки от веса насадки) приведены в таблицах Г.3.4 и Г.3.5.

*Таблица Г.3.4* – Данные к расчету постоянных нагрузок

| Погонные нагрузки от веса, тс/м: | | | |
|---|---|---|---|
| Тротуаров и перил | 1,900 | балок ПС1 | 4,110 |
| Защитного слоя бетона | 1,850 | балок ПС2 | 4,512 |
| Покрытия проезжей части | 2,500 | балок ПС3 | 4,110 |

*Таблица Г.3.5* – Постоянные нагрузки в уровне верха ригеля, тс (тс·м)

| $N$ | Нагрузка | Коэффициент надежности $\gamma_f$ | $P$ | $M_x$ | $M_y$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Правый пролет | | | | | |
| 1 | Реакция от веса балок, тротуаров и перил | 1,00 | 45,24 | 0,00 | 9,05 |
| | | 1,10 | 49,76 | 0,00 | 9,96 |
| | | 0,90 | 40,71 | 0,00 | 8,14 |
| 2 | Реакция от веса защитного слоя бетона и гидроизоляции | 1,00 | 13,05 | 0,00 | 2,61 |
| | | 1,20 | 15,66 | 0,00 | 3,13 |
| | | 0,90 | 11,75 | 0,00 | 2,35 |
| 3 | Реакция от веса покрытия проезжей части на пролете | 1,00 | 17,64 | 0,00 | 3,53 |
| | | 1,20 | 21,17 | 0,00 | 4,24 |
| | | 0,90 | 15,87 | 0,00 | 3,17 |
| Левый пролет | | | | | |
| 4 | Реакция от веса балок, тротуаров и перил | 1,00 | 34,29 | 0,00 | 0,00 |
| | | 1,10 | 37,72 | 0,00 | 0,00 |
| | | 0,90 | 30,86 | 0,00 | 0,00 |

| $N$ | Нагрузка | Коэффициент надежности $\gamma_f$ | $P$ | $M_x$ | $M_y$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 5 | Реакция от веса защитного слоя бетона и гидроизоляции | 1,00 | 10,55 | 0,00 | 0,00 |
| | | 1,20 | 12,66 | 0,00 | 0,00 |
| | | 0,90 | 9,50 | 0,00 | 0,00 |
| 6 | Реакция от веса покрытия проезжей части на пролете | 1,00 | 14,26 | 0,00 | 0,00 |
| | | 1,20 | 17,11 | 0,00 | 0,00 |
| | | 0,90 | 12,84 | 0,00 | 0,00 |
| 7 | Вес насадки (ригеля) | 1,00 | 5,78 | 0,00 | 0,00 |
| | | 1,10 | 6,36 | 0,00 | 0,00 |
| | | 0,90 | 5,20 | 0,00 | 0,00 |
| Итого нормативных нагрузок | | | 140,80 | 0,00 | 15,19 |
| Итого расчетных нагрузок по критериям: | max $P$ | | 160,44 | 0,00 | 17,32 |
| | min $P$ | | 126,72 | 0,00 | 13,67 |
| | max $M_y$ | | 144,99 | 0,00 | 17,32 |

Примечание. $M_x$ – изгибающий момент поперек оси моста от вертикальных сил, действующих на верх опоры; $M_y$ – изгибающий момент вдоль оси моста от вертикальных сил, действующих на верх опоры.

Вертикальные усилия в свае опоры в уровне заделки в грунте определены как сумма усилий max $P$ или min $P$, приходящихся на одну сваю, и нагрузки от веса сваи выше рассматриваемого сечения (с учетом коэффициентов надежности).

Временные нагрузки рассматривались по схемам АК и НК (таблица Г.3.6, рисунок Г.3.4). Нормативные нагрузки в таблице Г.3.6 приведены с учетом коэффициентов полосности. Изгибающие моменты от вертикальных сил получены с учетом расстояний от оси насадки до осей опирания пролетных строений: 0,2 м для правого пролетного строения и 0,0 м – для левого пролетного строения.

Сила торможения определялась согласно рекомендациям п. 5.3.6 как для секции моста с гибкими опорами от одной полосы нагрузки АК при ее расположении на одном (большем) пролете и на всех трех пролетах с учетом ограничений по минимальному и максимальному значениям. При этом усилия от сил торможения в расчетном сечении определялись численно.

Распределение воздействий от временных нагрузок на сваи опоры поперек оси моста принято равномерным.

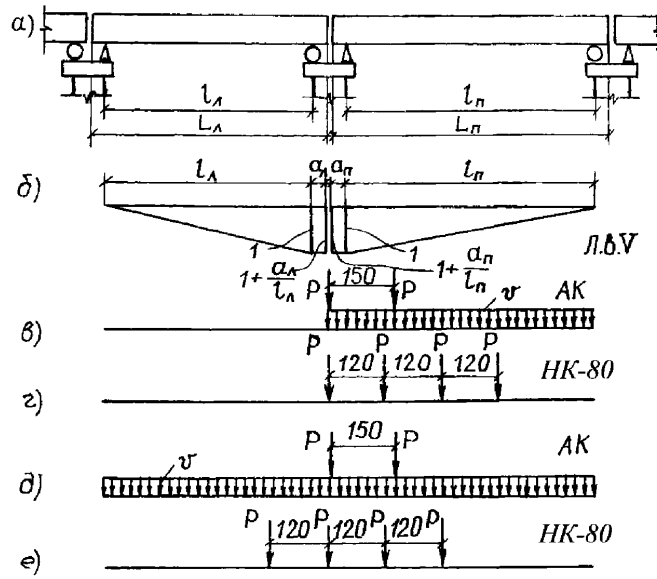



*Рисунок Г.3.4* – Схемы загружения нагрузками АК и НК-80 линий влияния опорных давлений рассчитываемой опоры:

*а* – схема моста, $L_л$ = 11,36 м, $l_л$ = 11,1 м, $L_п$ = 14,06 м, $l_п$ = 13,7 м; *б* – линии влияния; *в*, *д* – загружения нагрузкой АК; *г*, *е* – загружения нагрузкой НК-80

Величина класса *К* определялась итерационным путем согласно рекомендациям п. 5.4.2, исходя из соблюдения условий, указанных в п. 6.5.22. Первоначальные величины расчетных нагрузок в уровне верха опоры, полученные от воздействия временных эталонных нагрузок А11 и НК-80 путем загружения линий влияния опорных реакций, приведены в таблице Г.3.6.

*Таблица Г.3.6* – Расчетные усилия в опоре от временных нагрузок в уровне заделки, тс (тс·м)

| *N* п.п. | Нагрузка | $H_x$ | *P* | $M_y$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | АК на двух пролетах без тротуаров (Схема "Б", п. 5.1.12) | 0,00 | 74,03 | 12,17 |
| 2 | Торможение нагрузки АК на всех пролетах | 23,26 | 0,00 | 23,8 |
| 3 | АК на пролете № 2 без тротуаров (Схема "Г", п. 5.1.12) | 0,00 | 65,25 | 13,05 |
| 4 | Торможение нагрузки АК на пролете № 2 | 10,12 | 0,00 | 10,26 |
| 5 | Нагрузка НК-80 над опорой (Схема "Ж", п. 5.1.12) | 0,00 | 73,74 | 9,10 |
| 6 | Нагрузка НК-80 на пролете № 2 (Схема "З", п. 5.1.12) | 0,00 | 70,10 | 14,02 |

В дальнейшем усилия от исходных нагрузок корректировались по схеме

$$S_i = S_{11} \cdot K_i / 11,$$

где $K_i$ – значение класса $K$ на $i$-й итерации; $S_i$ – усилия от временных подвижных нагрузок при $K = K_i$; $S_{11}$ – усилия от нагрузок при $K = 11$.

Для определения изгибающий момент в уровне расчетной заделки сваи в грунте от сил торможения системы «гибкие опоры – пролетные строения» и коэффициента свободной длины свай была составлена плоская конечно-элементная стержневая модель.

Жесткость стоек расчетной схемы вдоль моста равна соответствующей суммарной жесткости пяти свай опор. Жесткость ригелей принята произвольно и значительно больше жесткости стоек. Для моделирования шарнирно-неподвижного опирания пролетных строений на опоры по концам элементов ригелей расчетной схемы врезаны шарниры.

Высота стоек расчетной схемы (положение расчетной заделки стойки от верха опоры) принята согласно рекомендациям п. 6.3.1

$$h = h_0 + k_2 / \alpha_c = 6{,}88 + 2/0{,}7805 = 9{,}44 \text{ м},$$

где $h_0$ – высота опоры до поверхности грунта, $k_2$ – коэффициент принят равным 2 для случая неизвестной глубины заложения сваи; $\alpha_c$ – коэффициент деформации сваи в грунте (принят с учетом приведенного коэффициента пропорциональности грунта 1260,17 тс/м$^4$)

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{E J_c}} = \sqrt[5]{\frac{1260{,}17 \cdot 0{,}95}{315000 \cdot 0{,}00153117}} = 0{,}7805,$$

здесь $K$ – коэффициент пропорциональности (тс/м$^4$); $b_p$ – условная (расчетная) ширина сваи (м); $EJ_c$ – жесткость поперечного сечения одной сваи в плоскости изгиба (тс·м$^2$).

Условная ширина сваи принята равной (п. 6.3.2)

$$b_p = 1{,}5d + 0{,}5 \text{ м} = 1{,}5 \cdot 0{,}3 + 0{,}5 = 0{,}95 \text{ м},$$

где $d$ – сторона сечения сваи в плоскости, перпендикулярной действию нагрузки.

Расчетная схема была загружена распределенными горизонтальными силами торможения (см. таблицу Г.3.6, п.4) от нагрузки А11, давления грунта (для концевых опор) и сосредоточенной единичной силой, приложенной к верху рассматриваемой опоры, для определения коэффициента свободной длины.

Давление грунта насыпи на концевые опоры определено по формуле (5.1.3) при удельном весе грунта засыпки $\gamma_n$ = 1,30 тс/м$^3$, нормативном угле внутреннего трения $\varphi_n$ = 35 (при засыпке песчаным (дренирующим) грунтом).

$$\tau_n = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi_n}{2}\right) = \mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{35°}{2}\right) = 0{,}271,$$

$p_n = \gamma_n h_x \tau_n = 1{,}3 \cdot h_x \cdot 0{,}271 = 0{,}352\ h_x$ ($h_x$ – высота засыпки, м).

Параметры эпюры горизонтального давления

Ширина площади давления поперек оси моста – 5×0,3 = 1,5 м,

Со стороны насыпи: верх 0,352×1,59 ×1,5 = 0,8395 тс/м,

низ 0,352×6,88×1,5 = 3,633 тс/м.

Со стороны конуса: верх – 0, низ – 0,352×6,48×1,5 = 3,421 тс/м.

Коэффициент надежности 1,4 (0,7).

Коэффициент свободной длины определен по формуле таблицы Д.1.1 [2]

$$\mu = \sqrt{(n_1 + 18)/(2n_1 + 4{,}5)},$$

где $n_1 = C_n l^3 / EI = 565{,}3 \cdot 9{,}44^3 / (275000 \cdot 0{,}00153117) = 112{,}2$,

$C_n = 1$ тс / $\delta$ = 1 тс / 0,001769 = 565,3 тс / м,

$\delta$ = 0,001769 м – перемещение верха опоры от горизонтальной силы 1 тс.

Отсюда $\mu$ = 0,75, расчетная длина стойки $l_0 = \mu h$ = 0,75·9,44 = 7,08 м, случайный эксцентриситет $e_{сл} = 1/400 \cdot l_0 = 0{,}018$.

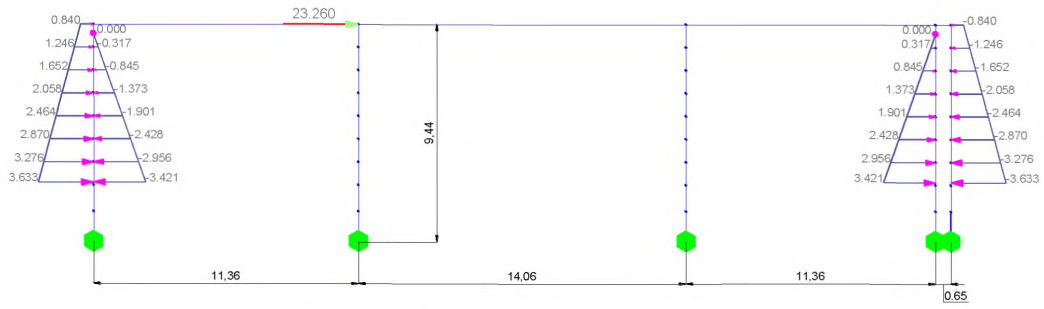



*Рисунок Г.3.5* – Расчетная схема для определения изгибающих моментов в заделке стоек в системе «гибкие опоры – пролетные строения»

*Расчет грузоподъемности опоры*

Определение грузоподъемности промежуточных опор в единицах нагрузок АК и НК было выполнено как внецентренно сжатых железобетонных элементов итерационным путем (таблица Г.3.7).

*Таблица Г.3.7* – Результаты определения грузоподъемности опоры

| Номер и состав сочетания нагрузок | | $M_l$, тс·м | $N_l$, тс | $N_v$, тс | $M_v$, тс·м | $M_г$, тс·м | $M$, тс·м | $N$, тс | Класс |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| А11 на двух пролетах | | | | | | | | | |
| 1 | max$P$+$N_1$ | 18,64 | 174,07 | 172,49 | 28,33 | 0,00 | 46,97 | 346,56 | 26,51 |
| 2 | max$P$+$N_1$×0,8+$N_2$×0,7 | 18,64 | 174,07 | 84,10 | 13,83 | 23,80 | 56,12 | 258,17 | 15,84 |
| НК-80 на двух пролетах | | | | | | | | | |
| 3 | max$P$+$N_5$ | 18,64 | 174,07 | 199,10 | 24,57 | 0,00 | 43,21 | 373,17 | 30,69 |
| А11 на одном пролете | | | | | | | | | |
| 4 | min$P$+$N_3$ | 13,67 | 137,87 | 191,18 | 38,24 | 0,00 | 51,91 | 329,06 | 32,23 |
| 5 | min$P$+$N_3$×0,8+$N_4$×0,7 | 13,67 | 137,87 | 166,00 | 32,87 | 7,18 | 54,05 | 303,87 | 34,98 |
| НК-80 на одном пролете | | | | | | | | | |
| 6 | min$P$+$N_6$ | 13,67 | 137,87 | 190,67 | 38,13 | 0,00 | 51,80 | 328,55 | 29,92 |

Примечание. $N_1$…$N_6$ – номера нагрузок по таблице Г.3.6; $M_l$ – изгибающий момент от постоянных нагрузок; $N_l$ – вертикальная сила от постоянных нагрузок с учетом веса свай; $N_v$ – вертикальная сила от временных нагрузок; $M_v$ – изгибающий момент от временных нагрузок; $M_г$ – изгибающий момент от горизонтальных нагрузок (сил торможения); $M$ – суммарный изгибающий момент; $N$ – суммарная вертикальная сила.

Как следует из таблицы Г.3.7 наименьший класс опоры получен при ее загружении по сочетанию №2. Для этого сочетания нагрузок при классе временных нагрузок $K$ = 15,84 далее приведены подробные результаты расчета для одной стойки опоры (указанные в таблице Г.3.7 усилия на опору разделены на количество стоек).

Определим расчетный случай. Ядровое расстояние $r$ = 0,07 м. Случайный эксцентриситет $e_{сл} = l_0 / 400 = 0{,}018$.

Эксцентриситеты (п. 4.5.9) [3]

$$e_c^l = \frac{M_l}{N_l} + e_{сл} = \frac{18{,}64}{174{,}07} + 0{,}018 = 0{,}125;\ e_c = \frac{M}{N} + e_{сл} = \frac{56{,}12}{258{,}17} + 0{,}018 = 0{,}235;$$

$$e_l = \left|e_c^l\right| + Z_{sb} - a_s = 0{,}125 + 0{,}175 - 0{,}04 = 0{,}26;\quad e = \left|e_c\right| + Z_{sb} - a_s = 0{,}235 + 0{,}175 - 0{,}04 = 0{,}37.$$

Условие $e_c > r$ выполняется, грузоподъемность будем определять только из условия прочности.

*Грузоподъемность по критической силе.*

Коэффициенты (п. 4.5.9 [3])

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_l}{M} = 1 + \frac{N_l e_l}{Ne} = 1 + \frac{174{,}07 \cdot 0{,}26}{258{,}17 \cdot 0{,}37} = 1{,}47;$$

$$\delta = \frac{|e_c|}{h} = \frac{0{,}235}{0{,}35} = 0{,}67 \geq \delta_{\min} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{l_0}{h} - 0{,}01R_b = 0{,}5 - 0{,}01\frac{6{,}61}{0{,}35} - 0{,}01 \cdot 10{,}5 = 0{,}21.$$

Критическая сила (п. 4.5.8 [3])

$$N_{cr} = \frac{6{,}4E_b}{l_0^2}\left[\frac{I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \delta/\varphi_p} + 0{,}1\right) + n_1 I_s\right] =$$

$$= \frac{6{,}4 \cdot 27000}{9{,}44^2}\left[\frac{0{,}001071875}{1{,}47}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}67} + 0{,}1\right) + 7{,}63 \cdot 0{,}000069279\right] = 2{,}429\,\text{МН} = 242{,}9\,\text{тс}.$$

$$N_{cr} = 242{,}9 > 0{,}7N = 0{,}7 \cdot 270{,}101 = 189{,}071\ \text{тс}.$$

Грузоподъемность сваи по критической силе достаточна для пропуска нагрузок по схеме АК при $K = 15{,}84$.

Коэффициент $\eta$, учитывающий влияние прогиба на прочность внецентренно сжатых элементов (п. 4.5.11 [3])

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 258{,}17/242{,}9} = 1{,}27.$$

*Расчет по прочности*

Рассмотрим реальное армирование сваи (сечение тип Б, п.п. 4.5.25-4.5.26 [3]) и условное, в котором учтены только арматурные стержни, расположенные у растянутой и сжатой граней (сечение тип А, п.п. 4.5.21-4.5.24 [3]).

Сечение типа А.

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a_s = 0{,}35 - 0{,}04 = 0{,}31\,\text{м}$.

Эксцентриситет продольной силы относительно крайнего ряда арматуры

$$e_1 = e + e_c(\eta - 1) = 0{,}37 + 0{,}235 \cdot (1{,}27 - 1) = 0{,}435.$$

Сжатая зона бетона $x = \frac{N + R_s A_s - R_s A_s'}{R_b b} = \frac{258{,}17/5}{1050 \cdot 0{,}3} = 0{,}165\,\text{м}$.

Относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0{,}165}{0{,}31} = 0{,}531$.

Коэффициент $\omega = 0{,}85 - 0{,}008\,R_b = 0{,}85\text{-}0{,}008 \cdot 10{,}5 = 0{,}766$.

Предельная высота сжатой зоны бетона (п. 7.61 [9])

$$\xi_y = \frac{\omega}{1+\frac{\sigma_1}{500}\left(1-\frac{\omega}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}766}{1+\frac{210}{500}\left(1-\frac{0{,}766}{1{,}1}\right)} = 0{,}679.$$

Условия $\xi \le \xi_y$ и $x \ge 2a'_s$ выполняются, поэтому проверяем прочность сечения по формуле (4.5.25) [3].

Несущая способность сечения

$$M_{нес} = R_b bx(h_0 - 0{,}5x) + R_s A_s (h_0 - a_s) =$$
$$= 1050 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}165 \cdot (0{,}31 - 0{,}5 \cdot 0{,}165) + 21000 \cdot 0{,}003801 \cdot (0{,}31 - 0{,}04) = 22{,}6 \text{тс} \cdot \text{м}.$$

Действующее усилие $N \cdot e_1 = 258{,}17/5 \cdot 0{,}435 = 22{,}6 \text{тс} \cdot \text{м}$.

Таким образом, при $K$ = 15,84 действующее усилие равно несущей способности сечения, значит допускаемая величина класса нагрузки по схеме АК подобрана верно.

Сечение типа Б.

Вычисляем коэффициенты

$R_b bh$ = 1050·0,3·0,35 = 110,25 тс; $\delta_1 = a_s/h$ = 0,04 / 0,35 = 0,11;

$\alpha_{nl} = N/R_b bh$ = (270,101/5) / 110,25 = 0,43;

$\alpha_{sl} = R_s A_{sl} / [R_b bh(0{,}5 - \delta_1)]$ = 21000·0,000760265 / (110,25·(0,5-0,11)) = 0,38;

Высота сжатой зоны бетона

$$x = h(\alpha_{nl} + \alpha_{sl}) \Big/ \left(1 + \frac{2\alpha_{sl}}{\omega}\right) = 0{,}35 \cdot (0{,}43 + 0{,}38) / (1 + 2 \cdot 0{,}38 / 0{,}766) = 0{,}15 \text{ м}.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = x/h$ = 0,15 / 0,35 = 0,44.

Условия $\xi \le \xi_y$ и $x \ge 2a_s$ выполняются, поэтому вычисляем

$\xi_1 = \xi/\omega$ = 0,44 / 0,766 = 0,57; $\alpha_{st} = R_s A_{st}/R_b bh$ = 21000·0,001900664 / 110,25 = 0,36;

$\alpha_m = 0{,}5\xi(1-\xi) + \alpha_{sl}(\xi_1 - \delta_1)(1 - \xi_1 - \delta_1) - 0{,}05\alpha_{sl}\xi_1^2 + \alpha_{st}(1 - 2\delta_1)$ = 0,5·0,44·(1 - 0,44) + + 0,38·(0,57 - 0,11)·(1 - 0,57 - 0,11) - 0,05·0,38·0,57² + 0,36·(1-2·0,11) = 0,45,

и проверяем прочность сечения

$$Ne_c\eta = 258{,}17/5 \cdot 0{,}235 \cdot 1{,}27 = 15{,}6 \text{тс} \cdot \text{м} < R_b bh^2 \alpha_m = 110{,}25 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}45 = 17{,}4 \text{тс} \cdot \text{м}.$$

Условие выполняется.

Таким образом, грузоподъемность сваи достаточна для пропуска нагрузок по схеме АК при $K$ = 15,84, при этом учет полного армирования позволяет увеличить класс по грузоподъемности примерно на 13 %.

### Г.4 Расчет грузоподъемности резиновой опорной части

Определить достаточность грузоподъемности РОЧ для пропуска нагрузок А11 и НК-80.

*Исходные данные*. Резиновые опорные части установлены под плитное разрезное пролетное строение длиной 18 м. Опорные части слоистые, армированные стальными листами выполнены из резины НО-68-1, климатический район с расчетной минимальной температурой до -40 °С. Размер РОЧ 15 × 25 см, суммарная толщина слоев резины $h$ = 40 мм (6 × 5 мм).

Вертикальное давление на опорную часть от постоянных нагрузок 149,85 кН. Вертикальное давление на опорную часть от нагрузок НК составляет 227,54 кН. Вертикальное давление на опорную часть от нагрузок АК составляет 175,74 кН.

*Грузоподъемность по вертикальному давлению*

$S_{d,\text{пост}}$ = 149,85 кН – вертикальная опорная реакция от расчетных постоянных нагрузок;

$S_{d,\text{НК}}$ = 227,54 кН – вертикальная опорная реакция от расчетной временной нагрузки НК-80;

Предельно допустимая величина опорной реакции (по формуле (7.1.3))

$$S_{d,\text{пред}} = R_c A_1 \left[ 1 - \left( \frac{\delta_a}{a_1} + \frac{\delta_b}{b_1} \right) \right] = 15 \cdot 0{,}0375 \cdot (1 - (0{,}021/0{,}15 + 0{,}021/0{,}25)) = 0{,}4365 \text{ МН} = 436{,}5 \text{ кН},$$

где $A_1$ = 0,15×0,25 =0,0375 м$^2$ – площадь опорной части; $R_c$ = 15,0 МПа – расчетное сопротивление при осевом сжатии резиновой опорной части; $\delta_a = \delta_b$ = 0,021 м – перемещения сдвига опорной части по направлениям сторон $a$ и $b$, определяемые по техническим параметрам опорной части.

Класс опорной части по вертикальному давлению определим по формуле (4.2.3) [2]

$$K_{НК} = \frac{S_{\text{врем}}}{S_{\text{н}}} K_{\text{э}} = \frac{S_{d,\text{пред}} - S_{d,\text{пост}}}{S_{d,\text{НК}}} \cdot 11 = \frac{436{,}5 - 149{,}85}{227{,}54} \cdot 11 = 13{,}86.$$

*Грузоподъемность по касательным напряжениям*

$S_{d,\text{пост}}$ = 149,85 кН – вертикальная опорная реакция от расчетных постоянных нагрузок;

$S_{d,\text{АК}}$ = 0,8 · 175,74 = 140,59 кН – вертикальная опорная реакция от расчетной временной эталонной нагрузки А11; 0,8 – коэффициент сочетания к вертикальной временной нагрузке, поскольку расчет ведется с учетом горизонтальных сил торможения.

Предельно допустимая величина касательного напряжения (п. 7.1.12)

$$\tau_{d,\text{пред}} = R_\tau = 5 \text{ МПа} = 5000 \text{ кПа}.$$

Горизонтальное усилие от торможения А11 (с одной полосы) $T_{\text{АК}}$ на пролетном строении определим согласно рекомендациям п. 5.3.5 [2].

Коэффициент $T_1 = 0{,}5 s_i 0{,}98\lambda = 0{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}98 \cdot 18 = 8{,}82$ находится в пределах между 7,8 и 24,5, поэтому принимается полностью.

Тормозная сила

$$T_{АК} = T_1 K = 8{,}82 \cdot 11 = 97{,}02 \text{ кН}.$$

Коэффициент формы опорной части

$$\beta = \frac{2ab}{2c_р(a+b)} = \frac{2 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}25}{2 \cdot 0{,}005 \cdot (0{,}15 + 0{,}25)} = 9{,}375.$$

Касательные напряжения от расчетной вертикальной нагрузки:

- постоянной

$$\tau_{v,d,пост} = \frac{1{,}5 S_{d,пост}}{\beta A_1} = \frac{1{,}5 \cdot 149{,}85 \cdot 10^{-3}}{9{,}375 \cdot 0{,}0375} = 0{,}639 \text{МПа} = 639{,}36 \text{ кПа}.$$

- эталонной временной А11

$$\tau_{v,d,АК} = \frac{1{,}5 S_{d,АК}}{\beta A_1} = \frac{1{,}5 \cdot 140{,}59 \cdot 10^{-3}}{9{,}375 \cdot 0{,}0375} = 0{,}600 \text{МПа} = 599{,}86 \text{ кПа}.$$

Полагая, что тормозная сила делится между всеми опорными частями на опоре поровну, получаем расчетную горизонтальную нагрузку от торможения на одну опорную часть

$$S_{h,d} = \eta \gamma_v \frac{1}{n} \frac{T}{2} = 0{,}7 \cdot 1{,}2 \cdot \frac{1}{15} \frac{97{,}02}{2} = 2{,}72 \text{ кН},$$

где $\eta$ = 0,7 — коэффициент сочетаний к тормозной силе, учитываемой в сочетании с вертикальной временной нагрузкой; $n$ = 15 —число опорных частей на опоре.

Линейное *перемещение опорного узла* пролетного строения от расчетного перепада температуры ± 45 °С при установке пролетного строения на опорные части при температуре +10 С и расчетном пролете $l$ = 17,4 м

$$\delta_t = \gamma_f \alpha \, tl = 1{,}2 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 55 \cdot 17{,}4 = 0{,}0115 \text{ м}.$$

Линейное *горизонтальное перемещение опорного узла* от вертикальных нагрузок найдем, рассматривая фиктивное состояние балки пролетного строения (рисунок 7.1.3, *а*) под действием силы $P$ = 1, приложенной по направлению искомого перемещения в уровне нижней грани пролетного строения на расстоянии $y_{red}^{нг}$ = 0,357 м (значение получено по результатам расчета жесткостных характеристик пролетного строения).

Для учета влияния ползучести и усадки бетона грузовое состояние рассматривается раздельно от собственного веса и двух полос АК, максимально приближенных к краю ездового полотна, вызывающих наибольшие моменты в пролетном строении от воздействия АК.

По результатам загружения линий (поверхностей) влияния получены максимальные ординаты эпюр грузовых моментов $M_g$ = 651,85 кН·м и $M_p$ = 386,24 кН·м.

Жесткость пролетного строения при изгибе $B_v$ при определении перемещения от временной нагрузки (с учетом возможного образования трещин)

$$B_v = 0{,}8E_bI_{red} = 0{,}8\cdot 34500\cdot 0{,}02840 = 783{,}84 \text{ МН}\cdot\text{м}^2 = 783840 \text{ кН}\cdot\text{м}^2.$$

Жесткость пролетного строения при изгибе $B_g$ при определении перемещения от постоянной нагрузки с учетом ползучести бетона (с учетом возможного образования трещин) приближенно

$$B_g = 0{,}8E_bI_{red} / (1+\varphi_t) = 0{,}8\cdot 34500\cdot 0{,}02840 / (1+1{,}5) = 314{,}795 \text{ МН}\cdot\text{м}^2 = 314795 \text{ кН}\cdot\text{м}^2,$$

где предельная характеристика ползучести бетона пролетного строения с учетом возраста бетона пролетного строения к моменту установки на опорные части

$$\varphi_t = C_nE_b\xi_1\xi_2\xi_3\xi_4 = 75\cdot 10^{-6}\cdot 34500\cdot 1{,}0\cdot 1{,}0\cdot 0{,}58\cdot 1{,}0 = 1{,}5.$$

Предполагаем, что прочность бетона к моменту загружения не менее проектной. Тогда по таблице 7.13 [9] имеем $\xi_1$ = 1,0.

Поскольку время установки пролетного строения на опорную часть неизвестно, то примем минимальную величину возраста бетона в момент загружения – 28 сут. Тогда $\xi_2$ = 1,0.

Модуль удельной поверхности бетона (отношение площади открытой площади сечения балки к объему балки пролетного строения) в примере равен 2,66. Тогда $\xi_3$ = 0,58.

Пролетное строение – типовое, поэтому влажность окружающей среды принимаем 70%. Тогда $\xi_4$ = 1,0.

Горизонтальные перемещения $\delta$ вычислим перемножением эпюр $M_1$ и $M_v$ (или $M_g$) по правилу Верещагина.

Перемещение от собственного веса с учетом ползучести бетона

$$\delta_{g,d} = \frac{2l}{3B_g}M_gM_{1p} = \frac{2\cdot 17{,}4}{3\cdot 314795}651{,}85\cdot 0{,}357 = 0{,}0086 \text{ м}.$$

Суммарное линейное горизонтальное перемещение опорного узла от постоянных нагрузок, изменения температуры и ползучести

$$\delta_{d,\text{пост}} = \delta_t + \delta_{g,d} = 1{,}15 + 0{,}86 = 2{,}01 \text{ см} = 0{,}0201 \text{ м}.$$

Линейное горизонтальное перемещение опорного узла от временной эталонной нагрузки А11

$$\delta_{v,d,AK} = \frac{2l}{3B_v}\eta M_v M_{1p} = \frac{2\cdot 17{,}4}{3\cdot 783840} 0{,}8\cdot 386{,}24\cdot 0{,}357 = 0{,}0016 \text{ м} = 0{,}16 \text{ см},$$

где $\eta$ = 0,8 — коэффициент сочетаний к нагрузке АК, учитываемый в сочетании с торможением.

*Касательные напряжения от расчетных горизонтальных нагрузок*

- постоянной

$$\tau_{h,d,\text{пост}} = \frac{S_{d,\text{пост}}\sin i}{A_1} + G\frac{\delta_{d,\text{пост}}}{h} = \frac{149{,}85\cdot 10^{-3}\sin 0{,}01}{0{,}0375} + 0{,}9\frac{2{,}01}{4} = 0{,}4922 \text{ МПа} = 4922 \text{ кПа}.$$

- эталонной временной А11

$$\tau_{h,d,AK} = \frac{S_{h,d,AK} + S_{d,AK}\sin i}{A_1} + G\frac{\delta_{d,AK}}{h} =$$

$$= \frac{2{,}72\cdot 10^{-3} + 140{,}59\cdot 10^{-3}\sin 0{,}01}{0{,}0375} + 0{,}9\frac{0{,}16}{4} = 0{,}147 \text{ МПа} = 1473{,}57 \text{ кПа},$$

где $i$ = 0,01 рад – угол отклонения поверхности подферменной площадки от проектного положения в сумме с углом поворота опорного сечения, вызванного ползучестью и усадкой бетона пролетного строения при расположении его на горизонтальной площадке; $h$ = 4 см – суммарная толщина слоев резины; $G$ = 0,9 МПа – статический модуль сдвига резины НО-68-1 при температуре -20 °С.

*Углы поворота*

Для определения угла поворота $\vartheta$ резиновой опорной части от расчетных вертикальных нагрузок рассмотрим фиктивное состояние балки пролетного строения, загруженной в опорном сечении моментом $M_1$ = 1 в направлении искомого перемещения (рисунок 7.1.3).

Перемножая эпюры моментов, находим угол поворота от постоянных нагрузок с учетом ползучести бетона:

$$\vartheta_{g,d,\text{пост}} = \frac{2l}{3B_g} M_g M_1 = \frac{2\cdot 17{,}4}{3\cdot 314795} 651{,}85\cdot 0{,}5 = 0{,}0120 \text{ рад}.$$

Угол поворота от эталонной временной нагрузки АК

$$\vartheta_{v,d,AK} = \frac{2l}{3B_v}\eta M_v M_1 = \frac{2\cdot 17{,}4}{3\cdot 783840} 0{,}8\cdot 386{,}24\cdot 0{,}5 = 0{,}00223 \text{ рад},$$

где $\eta$ = 0,8 – коэффициент сочетаний к нагрузке АК, учитываемый в сочетании с торможением; $M_1$ – момент единичного состояния (рисунок 7.1.3); $M_v$ (или $M_g$) – моменты грузового состояния.

Суммарный угол поворота резиновой опорной части от постоянных нагрузок

$$\vartheta_{\text{пост}} = \vartheta_{g,d} + \vartheta_i + \vartheta_0 = 0{,}012 + 0 + 0{,}01 = 0{,}0242 \text{ рад},$$

где $\vartheta_i = 0$ – уклон пролетного строения; $\vartheta_0 = 0{,}01$ рад – начальный угол поворота.

*Касательные напряжения в резине от расчетных нагрузок при повороте верхней плоскости опорной части относительно нижней*

- от постоянных нагрузок

$$\tau_{\vartheta,d,\text{пост}} = \frac{Ga_1^2}{2c_{\text{р}}n}\vartheta_{пост} = \frac{0{,}9 \cdot 0{,}15^2}{2 \cdot 0{,}005^2 \cdot 8} \cdot 0{,}02197 = 1{,}1122 \text{ МПа} = 1112{,}2 \text{ кПа},$$

- от эталонной временной нагрузки АК

$$\tau_{\vartheta,d,АК} = \frac{Ga_1^2}{2c_{\text{р}}n}\vartheta_{v,d,\text{АК}}m_1 = \frac{0{,}9 \cdot 0{,}15^2}{2 \cdot 0{,}005^2 \cdot 8} \cdot 0{,}00223 \cdot 1 = 0{,}1129 \text{ МПа} = 1128{,}9 \text{ кПа},$$

где $n$ = 8 – число слоев резиновой опорной части; $m_1$ = 1 – коэффициент условий работы.

*Грузоподъемность по касательным напряжениям* в резине

Класс опорной части по касательным напряжениям определим по формуле (4.2.3) [2]

$$K_{АК} = \frac{S_{\text{врем}}}{S_{\text{н}}}K_{\text{э}} = \frac{\tau_{d,\text{пред}} - \tau_{v,d,\text{пост}} - \tau_{h,d,\text{пост}} - \tau_{\vartheta,d,\text{пост}}}{\tau_{v,d,\text{АК}} + \tau_{h,d,\text{АК}} + \tau_{\vartheta,d,АК}} \cdot 11 = \frac{5 - 0{,}639 - 0{,}492 - 1{,}112}{0{,}600 + 0{,}147 + 0{,}113} \cdot 11 = 35{,}26.$$

### Г.5 Расчет грузоподъемности подвижной катковой опорной части

Подвижные металлические катковые опорные части установлены на концевых опорах и одной промежуточной опоре неразрезного моста 18 + 24 + 18 м (рисунок Г.5.1). На каждую катковую опорную часть опираются две смежные плиты пролетного строения, имеющие закладные детали для опирания. Закладные детали, подушки опорной части выполнены из стали 09Г2С с расчетным сопротивлением $R_y$ = 260 МПа.

Рассчитываем опорную часть, установленную на промежуточной опоре. Ширина опорных подушек поперек моста $b$ = 36 см, длина вдоль моста $a$ = 15 см, толщина 2,5 см.

Расчетная разность температур для конструкций, применение которых возможно в разных климатических зонах $t$ = ± 45 °С, коэффициент линейного расширения железобетона $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$, расстояние от рассматриваемой подвижной опорной части до неподвижной $l$ = 24,05 м.

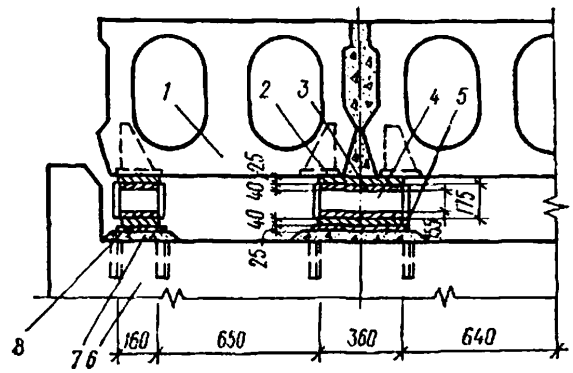



*Рисунок Г.5.1* – Подвижная катковая опорная часть:

*1* – плитное пролетное строение; *2* – закладная деталь в пролетном строении; *3* – верхняя опорная подушка; *4* – каток; 5 – нижняя опорная подушка; *6* – ригель опоры; *7* – цементно-песчаный раствор; *8* – закладная деталь

Расчетное значение перемещения

$$\delta_t = \gamma_f \alpha\, tl = 1{,}2 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 45 \cdot 24{,}05 = 0{,}013 \text{ м}.$$

Для определения горизонтального перемещения опорного сечения балки пролетного строения от временной нагрузки рассмотрим фиктивное состояние балки, вызванное приложением в уровне опорной части силы $P = 1$ по направлению искомого перемещения (рисунок Г.5.2, *б*). Наибольшие моменты появляются в плите пролетного строения при загружении его нагрузкой НК-80. Грузовое состояние балки пролетного строения приведено на рисунок Г.5.2, *г*. Искомое перемещение

$$\delta_v = \int_l \frac{M_1 M_v}{B};$$

где $M_1$ – изгибающие моменты в пролетном строении от фиктивной нагрузки $P = 1$; $M_v$ – изгибающие моменты от нагрузки НК-80; $B$ – жесткость балки пролетного строения при изгибе.

В качестве основной системы единичного состояния примем простую разрезную балку пролетом 24,05 м.

Приближенно ордината $M_1$ над промежуточной опорой определяется по зависимости

$$M_1 = Py_1 = 1 \cdot y_1 = y_1,$$

где $y_1$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения плиты пролетного строения до нижней грани верхней опорной подушки опорной части

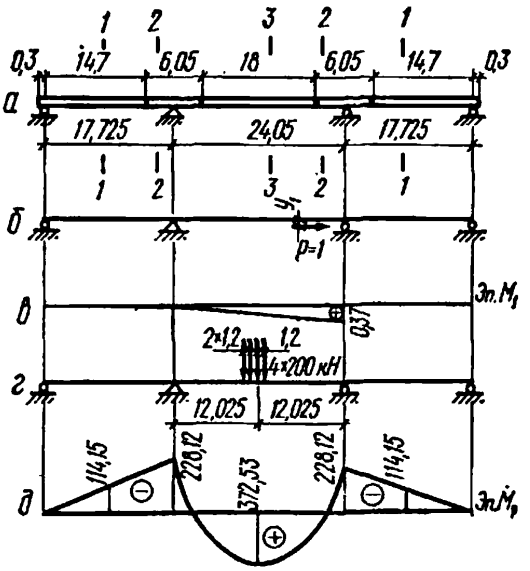



*Рисунок Г.5.2* – Схемы к определению горизонтального перемещения опорного сечения пролетного строения (размеры в м):

*а* – схема пролетного строения; б – фиктивное состояние балки под действием единичной силы; *в* – эпюра единичных моментов; *г* – грузовое состояние балки; *д* – грузовая эпюра моментов

$$y_1 = y_{red}^{нг} + \delta_{о.л} = 36,9 + 6,5 = 43,4 \text{ см} = 0,434 \text{ м},$$

$y_{red}^{нг}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани плиты (в примере $y_{red}^{нг}$ = 36,9 см); $\delta_{о.л}$ – суммарная толщина верхнего опорного листа и подушки опорной части (в примере $\delta_{о.л}$ = 6,5 см).

Эпюра $M_1$ приведена на рисунке Г.5.2, *в*. При ее построении учтено, что под действием силы $P$ пролетное строение будет растягиваться только в среднем пролете. На крайний левый пролет эта сила передаваться не может, так как она воспринимается неподвижной опорной частью, а крайний правый опирается на две подвижные опорные части.

Приведенный момент инерции плит пролетного строения $I_{red} = 28,17 \cdot 10^5$ см$^4$.

С учетом возможного образования трещин в балках пролетных строений определяем

$$B = 0,8 E_b I_{red} = 0,8 \cdot 34,5 \cdot 10^3 \ (28,17 \cdot 10^5) \ 10^{-8} = 777,492 \text{ МН·м}.$$

Перемножая эпюры $M_1$ и $M_p$ в среднем пролете по правилу Симпсона, имеем

$$\delta_v = . \frac{24,05}{6 \cdot 0,777492 \cdot 10^6} \ (0 \cdot 228,12 + 4 \cdot 0,5 \ 0,434 \cdot 372,53 \cdot - \ 0,434 \cdot 228,12) = 0,001 \text{ м}.$$

Перемещение катка относительно опорной подушки

$$\Delta = \frac{\delta_t + \delta_v}{2} = \frac{1{,}3 + 0{,}1}{2} = 0{,}7 \text{ см} = 0{,}007 \text{ м}.$$

Вертикальные опорные реакции от нормативных нагрузок:

от собственного веса пролетного строения $N_{g,n} = 357{,}35$ кН;

от нагрузки АК на пролетном строении $N_{АК,n} = 163{,}21$ кН;

от нагрузки НК на пролетном строении $N_{НК,n} = 320{,}41$ кН.

Вертикальные опорные реакции от расчетных нагрузок (с учетом коэффициентов надежности и динамических коэффициентов):

$$N_g = 393{,}09 \text{ кН}; N_{АК} = 200{,}55 \text{ кН}; N_{НК} = 320{,}41 \text{ кН}.$$

Продольное усилие от торможения АК, передаваемое на подвижную катковую опорную часть, принимаем в размере 25 % от полного, но не больше силы трения в ней.

Для определения силы трения вычисляем коэффициент трения

$$\mu_n = \frac{\mu_{max} + \mu_{min}}{2} = \frac{0{,}04 + 0{,}01}{2} = 0{,}025,$$

где $\mu_{max}$ и $\mu_{min}$ – экстремальные значения коэффициента трения.

*Сила трения от вертикальной составляющей опорной реакции* $S_f = \mu_n F_v$:

при нагрузке АК $S_f = 0{,}025 \cdot (357{,}35 + 0{,}8 \cdot 163{,}21) = 12{,}20$ кН;

при нагрузке НК $S_f = 0{,}025 \cdot (357{,}35 + 0{,}8 \cdot 320{,}41) = 15{,}34$ кН.

*Сила торможения,* передающаяся на опорную часть $Y = 0{,}25\, H_h$:

при $\eta = 0{,}7$ $H_h = 0{,}25 \cdot 0{,}7 \cdot 22{,}98 = 4{,}02$ кН;

при $\eta = 1$ $H_h = 0{,}25 \cdot 22{,}98 = 5{,}75$ кН.

Сила торможения не превосходит силу трения. Принимаем в расчет 25% силы торможения.

Грузоподъемность подвижной опорной части по прочности нижней опорной плиты определяют с учетом максимального перемещения катков от постоянной, временной и прочих нагрузок и изменения температуры по формулам (7.2.14)-(7.2.16).

Предельный изгибающий момент

$$M_{пред} = mW_н R_y = 1{,}0 \cdot (0{,}36 \cdot 0{,}04^2)/6 \cdot 260 = 0{,}0250 \text{ МН} \cdot \text{м} = 25 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $W_н$ – момент сопротивления поперечного сечения опорной плиты.

Изгибающий момент от постоянных, пешеходных и прочих нагрузок в месте касания катка и плиты с учетом максимальной выкатки от расчетных нагрузок и разницы температур $\Delta = 0{,}007$ м в расчетной точке касания катка $x = a_п/2 - \Delta = 0{,}15/2\text{-}0{,}007 = 0{,}068$ м

$$\omega_x = \left(\frac{N}{A_{бп}} + 6\frac{N\Delta}{A_{бп}a_п}\frac{a_п - x}{a_п}\right)x = \left(\frac{393{,}09}{0{,}15\cdot 0{,}36} + 6\frac{393{,}09\cdot 0{,}007}{0{,}15\cdot 0{,}36\cdot 0{,}15}\frac{0{,}15 - 0{,}068}{0{,}15}\right)\cdot 0{,}068 =$$
$$= (7279{,}4 + 6\cdot 339{,}7\cdot 0{,}55)\cdot 0{,}068 = 570{,}76;$$

$$e_x = x\left(\frac{1}{2} + \frac{\Delta}{a_п}\right) = 0{,}068\cdot(0{,}5 + 0{,}007/0{,}15) = 0{,}037.$$

$$M_{x,\text{ пост}} = \omega_x e_x b_п = 570{,}76\cdot 0{,}037\cdot 0{,}36 = 7{,}64 \text{ кН·м}.$$

Изгибающий момент от временных нагрузок в месте касания катка и плиты

- от нагрузок АК

$$\omega_x = \left(\frac{N}{A_{бп}} + 6\frac{N\Delta + H(h_в + D + h_п)}{A_{бп}a_п}\frac{a_п - x}{a_п}\right)x =$$
$$= \left(\frac{200{,}55\cdot 0{,}8}{0{,}15\cdot 0{,}36} + 6\frac{200{,}55\cdot 0{,}8\cdot 0{,}007 + 4{,}07\cdot(0{,}025 + 0{,}175 + 0{,}025)}{0{,}15\cdot 0{,}36\cdot 0{,}15}\frac{0{,}15 - 0{,}068}{0{,}15}\right)\cdot 0{,}068 =$$
$$= (2971 + 6\cdot 251{,}7\cdot 0{,}55)\cdot 0{,}068 = 258{,}5;$$

$$e_x = x\left(\frac{1}{2} + \frac{N\Delta + H(h + D + h_п)}{Na_п}\right) =$$
$$= 0{,}068\cdot\left(0{,}5 + \frac{200{,}55\cdot 0{,}8\cdot 0{,}007 + 4{,}07\cdot(0{,}025 + 0{,}175 + 0{,}025)}{200{,}55\cdot 0{,}8\cdot 0{,}15}\right) = 0{,}04.$$

$$M_{x,\text{ АК}} = \omega_x e_x b_п = 258{,}5\cdot 0{,}04\cdot 0{,}36 = 3{,}70 \text{ кН·м}.$$

- от нагрузок НК

$$\omega_x = \left(\frac{N}{A_{бп}} + 6\frac{N\Delta}{A_{бп}a_п}\frac{a_п - x}{a_п}\right)x = \left(\frac{320{,}41}{0{,}15\cdot 0{,}36} + 6\frac{320{,}41\cdot 0{,}007}{0{,}15\cdot 0{,}36\cdot 0{,}15}\frac{0{,}15 - 0{,}068}{0{,}15}\right)\cdot 0{,}068 =$$
$$= (5933{,}5 + 6\cdot 276{,}9\cdot 0{,}55)\cdot 0{,}068 = 465{,}6;$$

$$e_x = x\left(\frac{1}{2} + \frac{\Delta}{a_п}\right) = 0{,}068\cdot\left(0{,}5 + \frac{0{,}007}{0{,}15}\right) = 0{,}037.$$

$$M_{x,\text{ НК}} = \omega_x e_x b_п = 465{,}6\cdot 0{,}037\cdot 0{,}36 = 6{,}20 \text{ кН·м}.$$

Момент от допускаемой временной нагрузки

$$M_{врем} = M_{пред} - M_{x,пост} = 25{,}00 - 7{,}64 = 17{,}36 \text{ кН·м}.$$

Класс по грузоподъемности по схеме АК

$$K_{АК} = M_{врем} / M_{x,\ АК} \cdot 11 = 17{,}36 / 3{,}70 \cdot 11 = 52.$$

Класс по грузоподъемности по схеме НК

$$K_{НК} = M_{врем} / M_{x,\ НК} \cdot 11 = 17{,}36 / 6{,}20 \cdot 11 = 31.$$

Предельное усилие (давление) в катке при расчете на диаметральное сжатие определяют по формуле (7.2.19)

$$N_{пред} = 2rlR_{cd}m = 2 \cdot 0{,}175 \cdot 0{,}36 \cdot (0{,}04 \cdot 260) \cdot 1 = 1{,}31\,МН = 1310\,кН.$$

Давление от допускаемой временной нагрузки

$$N_{врем} = N_{пред} - N_{x,пост} = 1310{,}0 - 393{,}09 = 917{,}31\ кН \cdot м.$$

Класс по грузоподъемности по схеме АК

$$K_{АК} = N_{врем} / N_{x,\ АК} \cdot 11 = 917{,}31 / 200{,}55 \cdot 11 = 50.$$

Класс по грузоподъемности по схеме НК

$$K_{НК} = N_{врем} / N_{x,\ НК} \cdot 11 = 917{,}31 / 320{,}41 \cdot 11 = 31.$$

ОКС

**Ключевые слова:** мостовое сооружение, классы, определение грузоподъемности.

Руководитель организации-разработчика

СГУПС

Проректор по научной работе _____С.А. Бокарев

**МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**ФЕДЕРАЛЬНОЕ ДОРОЖНОЕ АГЕНТСТВО**

**(РОСАВТОДОР)**

# РАСПОРЯЖЕНИЕ

09.11.2016 Москва № 2325-р

**Об утверждении и применении ОДМ 218.4.028-2016 «Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Опорные части, опоры и фундаменты»**

В целях реализации в дорожном хозяйстве основных положений Федерального закона от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании» и обеспечения дорожных организаций методическими рекомендациями по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования (Опорные части, опоры и фундаменты):

1. Утвердить ОДМ 218.4.028-2016 «Методические рекомендации по определению грузоподъёмности эксплуатируемых мостовых сооружений на автомобильных дорогах общего пользования. Опорные части, опоры и фундаменты» (далее – ОДМ 218.4.028-2016).
2. Структурным подразделениям центрального аппарата Росавтодора, федеральным управлениям автомобильных дорог, управлениям автомобильных магистралей, межрегиональным дирекциям по строительству автомобильных дорог федерального значения, территориальным органам управления дорожным хозяйством субъектов Российской Федерации рекомендовать к применению ОДМ 218.4.028-2016 с даты подписания настоящего распоряжения.
3. Управлению научно-технических исследований и информационного обеспечения (А.В. Бухтояров) в установленном порядке обеспечить официальную публикацию ОДМ 218.4.028-2016.
4. Контроль за исполнением настоящего распоряжения возложить на заместителя руководителя А.А. Костюка.

Руководитель Р.В. Старовойт

gost.e-ecolog.ru

И.В. Чанцев
(495) 687-88-21