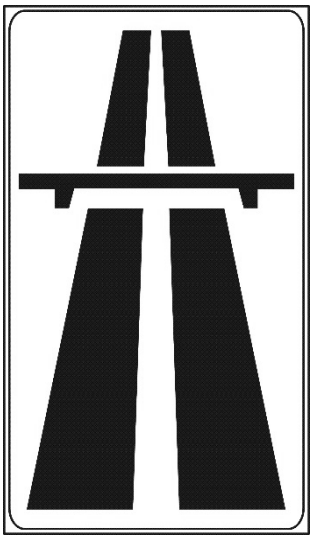
МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Автомобильные дороги»

СОДЕРЖАНИЕ И РЕМОНТ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Методические рекомендации к практическим занятиям для студентов специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги» очной и заочной форм обучения



Могилев 2021

УДК 625.76
ББК 39.112
С74

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Автомобильные дороги» «29» сентября 2021 г., протокол № 2

Составитель ст. преподаватель А. М. Сергеева

Рецензент канд. техн. наук, доц. С. В. Данилов

Методические рекомендации предназначены для студентов специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги» при выполнении ими практических работ по дисциплине «Содержание и ремонт транспортных сооружений».

Учебно-методическое издание

СОДЕРЖАНИЕ И РЕМОНТ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Ответственный за выпуск	Е. В. Горбенкова
Корректор	Т. А. Рыжикова
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 36 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 07.03.2019.
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2021

Содержание

Введение…….. 4
1 Практическая работа № 1. Составление общих сведений по объекту……. 5
2 Практическая работа № 2. Составление ведомости дефектов……... 7
3 Практическая работа № 3. Определение постоянных воздействий…….. 11
3.1 Справочные данные для выполнения задания……...……. 11
3.2 Определение постоянной нагрузки …… 12
3.3 Определение изгибающих моментов от постоянной нагрузки…... 15
4 Практическая работа № 4. Определение коэффициентов поперечной установки…..…….. 16
5 Практическая работа № 5. Определение изгибающих моментов от эталонных нагрузок ..……. 19
6 Практическая работа № 6. Определение предельных изгибающих моментов..…….. 21
6.1 Определение предельного изгибающего момента по прочности……. 21
6.2 Определение предельного изгибающего момента по трещиностойкости……... 25
7 Практическая работа № 7. Определение классов грузоподъемности пролетных строений…….. 27
8 Практическая работа № 8. Расчет плиты проезжей части……..... 30
8.1 Определение усилий от постоянной нагрузки в расчетном сечении плиты проезжей части…… 30
8.2 Определение изгибающих моментов в корне консоли плиты от эталонных нагрузок ……..…... 32
8.3 Определение предельного изгибающего момента в плите проезжей части …….…..... 35
Список литературы …….. 37
Приложение А. Пример оформления карточки моста…… 38
Приложение Б…….…… 41

Введение

Целью изучения дисциплины «Содержание и ремонт транспортных сооружений» является подготовка высококвалифицированных специалистов-дорожников в области планирования, организации, технологии и проектирования работ по содержанию, ремонту и реконструкции искусственных сооружений на автомобильных дорогах, в том числе с учетом специфики дорожной сети Республики Беларусь.

Целью методических рекомендаций является углубление знаний, полученных при изучении материала дисциплины «Содержание и ремонт транспортных сооружений».

Минимум теоретического материала и методика решения конкретных задач позволят студентам достигнуть поставленной цели. Полученные знания необходимы будущим специалистам как на этапе проектирования инженерных сооружений, так и при их строительстве, эксплуатации. Кроме того, при возникновении негативных моментов в процессе эксплуатации сооружений эти сведения позволят определить грузоподъемность их отдельных элементов.

В методических рекомендациях рассматриваются задачи по расчету постоянных воздействий на несущие конструкции сооружений, предлагаются задачи по определению предельных и экстремальных усилий в расчетных сечениях конструктивных элементов, грузоподъемности пролетных строений мостовых сооружений, по оценке фактического состояния несущих и ограждающих элементов сооружений и подходов к мостам, регуляционных сооружений и подмостового русла, по прогнозированию работы объектов на многолетний период дальнейшей эксплуатации.

1 Практическая работа № 1. Составление общих сведений по объекту

Обследования и испытания мостов и труб проводятся с целью выявления дефектов, оценки технического состояния сооружений и назначения режима эксплуатации.

Подготовительные работы осуществляются с целью:

– ознакомления с объектом обследования, с планировочными и конструктивными решениями;

– сбора и анализа исполнительной и производственно-технической документации (комплект исполнительной документации; копии сертификатов соответствия на продукцию, подлежащую обязательной сертификации; копии технических свидетельств, паспорт и другие документы, удостоверяющие качество; акты освидетельствования скрытых работ и акты промежуточной приемки; журналы производства работ; журналы на специальные виды работ; протоколы и акты испытаний строительных материалов; журналы лабораторного контроля; карточки подбора состава цементобетона; материалы выполнявшихся ранее обследований, карточка и книга сооружения).

В результате изучения и анализа производственно-технической и исполнительной документации устанавливают:

– тип и конструктивную схему сооружения;

– грузоподъемность сооружения (проектную и на момент обследования);

– габариты по ширине и по высоте;

– проектную организацию, главного инженера проекта (ГИПа), основные ТНПА на проектирование и год проектирования;

– строительную организацию, время строительства;

– сведения о проведенных ранее капитальных ремонтах и реконструкциях;

– сведения об авариях при строительстве и при эксплуатации сооружения;

– сведения о проведенных ранее обследованиях и испытаниях;

– сведения о примененных конструкциях, геометрические размеры элементов и сооружения в целом;

– характеристики материалов, из которых выполнены конструкции;

– сертификаты и паспорта на примененные изделия и материалы;

– сведения о грунтах основания;

– сведения о пересекаемом препятствии;

– отступления от проекта и др.

Пример составления общих сведений по объекту

1 Тип и конструктивная схема искусственного сооружения – малый железобетонный мост разрезной системы на свайных опорах с тремя плитными пролетными строениями, объединенными в одну температурно-неразрезную плеть.

2 Место расположения сооружения – автомобильная дорога Н-10304 Рудковщина – Маслаки – Аниковичи км 18,704, Горецкого района.

3 Пересекаемое препятствие – р. Лимна.

4 Ближайший населенный пункт – д. Аниковичи.

5 Формула моста – 3 × 6,0 м (по полной длине пролетных строений).

6 Длина моста по факту – 18,7 м (по внешним граням насадок).

7 Габарит по ширине мостового полотна, м:

– по проекту капитального ремонта – Г-8,0;

– фактический – Г-8,16.

8 Габарит подмостовой вертикальный над уровнем меженных вод в пролете № 2 – 2,3 м (на 04.11.2015 г.).

9 Грузоподъемность сооружения: проектная – А11 и НК-80.

10 Косина моста (по отношению к опорам) – 90°.

11 Категория дороги – IV.

12 Организация, на балансе которой находится сооружение, – КУП «Могилевоблдорстрой».

13 Проектная организация, ГИП, инвентарный номер проекта: КУП «Могилевоблдорстрой», филиал «Могилевдорпроект», ГИП – А. А. Яцук, инв. № 2-190/14-ИЗМ.

14 Основной нормативный документ на проектирование – ТКП 45-3.03-232–201 (02250) [3].

15 Сведения о проведенных ранее капитальных ремонтах и реконструкциях – не проводились.

16 Сведения о проведенных ранее обследованиях и испытаниях – в 2015 г. выполнен визуальный осмотр моста филиалами КУП «Могилевоблдорстрой», «Могилевдорпроект».

17 Строительная организация, время капитального ремонта, производители работ: филиал КУП «Могилевоблдорстрой» ДРСУ-59, 2020 г., прораб В. П. Крутолевич.

18 Технический надзор осуществлял – А. М. Трантин – ведущий инженер Могилевского отдела УТН РУП «Белдорцентр».

19 Сведения об авариях сооружения в процессе капитального ремонта или эксплуатации – данные отсутствуют.

20 Основание для проведения обследования сооружения перед вводом в эксплуатацию – договор с КУП «Могилевоблдорстрой» № ХД1577 от 29.10.2020 г.

21 Время проведения настоящего обследования – ноябрь 2020 г.

22 Будущая эксплуатационная организация – ДРСУ-127 г. Горки.

Вопросы для контроля

1 С какой целью проводят обследование мостовых сооружений?

2 Что необходимо установить при изучении производственно-технической и исполнительной документации?

2 Практическая работа № 2. Составление ведомости дефектов

«Ведомость дефектов» является одним из разделов технического заключения по результатам обследования мостового сооружения, выполняемого в соответствии с [1].

Ведомость дефектов оформляется по каждой части сооружения в виде таблицы, состоящей из трех колонок: в первой – номер дефекта по порядку; во второй – описание дефекта с количественными характеристиками (влияние на грузоподъемность и долговечность, местоположение и размеры области поражения, причины появления дефекта); в третьей – предложения по устранению дефекта или ссылки на соответствующий пункт (иллюстрация нормативно-технической документации). Описание дефекта должно сопровождаться ссылками на схемы расположения дефектов и таблицами, их дополняющими, а также иллюстрациями в виде фотоснимков. Кроме того, должна приводиться информация о погодных условиях на момент обследования и о способе доступа к осматриваемому элементу (с земли или лодки с помощью бинокля, с лестницы, с временной люльки, с помощью смотровой вышки и т. п.).

В разделе «Ведомость дефектов» помещают условные обозначения дефектов, их расшифровку и подробное описание.

При составлении ведомости дефектов порядок осмотра частей сооружения следующий: русло реки, поймы, подмостовое пространство; регуляционные сооружения; опоры; опорные части, опирания; пролетные строения; мостовое полотно; подходы.

Осматривая части сооружения с целью составления дефектов, обращается внимание на:

а) русло реки, поймы, подмостовое пространство:

– общий и местный размывы русла;
– зарастание пойменной части отверстия моста кустарником;
– применение планового положения русла;
– состояние русла;
– изменение отметок дна;

б) регуляционные сооружения:

– состояние голов дамб и траверс;
– состояние откосов дамб и траверс;

в) опоры:

– наличие трещин, отслоение бетона, шелушение;
– наличие и состояние облицовки;
– осадки, крен, высотное положение;
– отвод воды с оголовков и подферменников, состояние их поверхности;

г) опорные части:

– загрязненность, ровность, угон, наклон катков;
– коррозия металла;
– разрушение бетона;

– расслоение резины, трещины в резинометаллических опорных частях (РОЧ);

– разрывы, слипание гребней в полиуретановых опорных частях (ПОЧ);

д) пролетные строения:

– трещины в бетоне, прочность бетона;

– состояние арматуры;

– объединение балок;

– выявление мест увлажнений;

– состояние материала, коробление, трещины, окраска металлических балок;

– качество болтов и заклепок;

– состояние узлов;

е) мостовое полотно:

– трещины, неровности, поперечный и продольный уклоны, разрушения на покрытии;

– наличие, надежность прикрепления, соответствие проектному положению в плане и профиле ограждений барьерных и перильных;

– трещины, разрушение бетона тротуарных блоков;

– наличие и чистота трубок в системе водоотвода;

– герметичность деформационных швов;

– исправность, надежность крепления системы освещения и судовой сигнализации;

ж) подходы:

– состояние ровности покрытия;

– состояние насыпей, конусов, берм, откосов, лестниц, тротуаров, ограждений в пределах границ подтопления при расчетном уровне высоких вод.

При составлении ведомости дефектов руководствоваться [2].

Пример ведомости дефектов приведен в таблице 2.1, условных обозначений – в таблице 2.2, схемы расположения дефектов – на рисунке 2.1.

По результатам обследования составляется карточка моста (приложение А).

Таблица 2.1 – Ведомость дефектов и результатов обследования по состоянию на 31 марта 2021 г.

Номер дефекта	Описание дефекта, его расположение и количественная характеристика	Причина возникновения, влияние на работу сооружения, рекомендации по устранению дефектов
1	2	3
Русло реки, поймы, подмостовое пространство		
1	Засорение русла с верховой стороны кустарником	Дефект отрицательно влияет на гидравлическую работу сооружения. Рекомендуется очистить русло от кустарника

Окончание таблицы 2.1

1	2	3
Регуляционные сооружения		
2	Размыт откос правобережной дамбы с верховой стороны и разрушено укрепление из железобетонных плит	Дефект отрицательно влияет на гидравлическую работу сооружения. Рекомендуется восстановить проектные размеры откоса дамбы дренирующим грунтом и устроить укрепление железобетонными плитами
Опоры		
3	Растрескивание бетона свай в местах сопряжения с насадкой	Причина дефекта − разрушения гидроизоляции на тротуарах, нарушение герметичности деформационного шва над опорами. Отрицательно влияет на долговечность опор. Рекомендуется восстановить герметичность деформационных швов, удалить отколовшийся бетон, отпескоструить опоры в местах разрушения бетона и восстановить в проектных размерах раствором на основе сухой смеси Монофлекс А-I-I (НП ЧУП «Монофлекс», г. Минск)
Опорные части		
4	Трещины в резинометаллических опорных частях в пролете № 2 под балкой № 1 на опоре № 3	Дефект отрицательно влияет на обеспечение продольных и поперечных перемещений балки. Рекомендуется заменить поврежденную опорную часть на новую
Пролетные строения		
5	Разрушение бетона крайних балок пролетных строений	Причина дефекта – протекание воды через тротуары на боковые поверхности балок и низкая морозостойкость бетона. Дефект отрицательно влияет на долговечность пролетных строений. Рекомендуется переустроить гидроизоляцию мостового полотна, отпескоструить балки пролетных строений и восстановить их в проектных размерах раствором на основе сухой смеси Монофлекс А-I-I методом торкретирования
Мостовое полотно		
6	Разрушение бетона накладных тротуаров, потеки воды, оголение и коррозия арматуры	Причина дефекта – протекание воды и недостаточная морозостойкость бетона. Дефект отрицательно влияет на долговечность пролетных строений. Рекомендуется переустроить гидроизоляцию мостового полотна, отпескоструить накладные тротуары в местах разрушения бетона и восстановить их в проектных размерах раствором на основе сухой смеси Монофлекс А-I-I методом торкретирования
Подходы		
7	Застаивание воды на тротуарах в местах сопряжения с подходами	Причина дефекта – уровень насыпи подходов выше уровня тротуаров. Рекомендуется понизить уровень насыпи подходов в местах сопряжения с тротуарами путем уборки излишней земли с насыпи

Таблица 2.2 – Условные обозначения дефектов

Условное обозначение дефекта	Наименование дефекта
~~ ~~~~ ~~~~ $W_К$	Замачивание поверхности пролетных строений в результате фильтрации воды через конструкции моста
Ка	Оголение и коррозия рабочей арматуры пролетных строений
▽ ▽ ▽	Сталактиты
РБ	Разрушение бетона

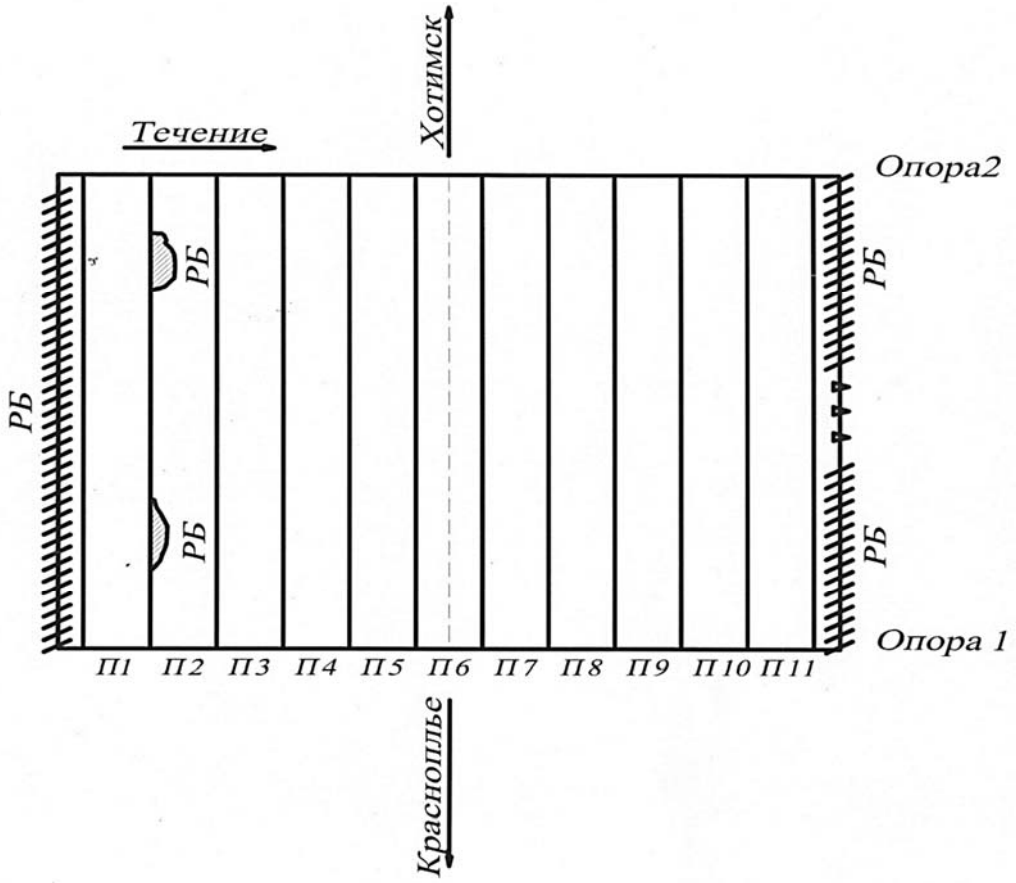


Рисунок 2.1 – Схема дефектов пролетного строения № 1

Вопросы для контроля

1 В каком виде оформляют ведомость дефектов?
2 Каков порядок осмотра моста?
3 На что обращают внимание при осмотре элементов мостового перехода?

3 Практическая работа № 3. Определение постоянных воздействий

3.1 Справочные данные для выполнения задания

1 Типовой проект – выпуск 56. СДП, 1957 г.

2 Погонный вес одной нитки тротуарных блоков с рабочей шириной q_T = 0,75 м – 3 кН/м; q_T =1,5 м –5 кН/м.

3 Погонный вес одной нитки перильных ограждений:

− железобетонных − 2 кН/м;

− металлических − 1 кН/м.

4 Объемный вес слоев покрытия мостового полотна:

− асфальтобетона − 23 кН/м^3;

− защитного слоя из железобетона − 25 кН/м^3;

− гидроизоляции − 15 кН/м^3;

− выравнивающего слоя (сточного треугольника) − 24 кН/м^3.

5 Конструкцию мостового полотна принять по типовому проекту.

6 Проектные нагрузки: Н-13 и НГ-60; Н-18 и НК-80.

7 Материалы:

– бетон. Расчетное сопротивление бетона сжатию $R_в(f_{cd})$ − по [3] в зависимости от класса бетона, который указывается в задании (таблица Б.1).

– арматура. Расчетное сопротивление стержневой арматуры периодического профиля класса А-II растяжению принимать по формуле

$$R_s = R_{sn} \cdot \frac{m}{\gamma_s}, \tag{3.1}$$

где R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры растяжению, МПа; R_{sn} = 280 МПа до 1962 г., R_{sn} = 300 МПа с 1962 г.;

γ_s – коэффициент надежности по арматуре, γ_s = 1,05;

m – коэффициент гарантированного обеспечения предела текучести, m = 0,95.

Расчетное сопротивление арматуры сжатию R_{sc} принимать равным R_s.

8 Временные нагрузки:

– эталонная автомобильная нагрузка в виде двухосной тележки с давлением на ось P = 10 кН и равномерно распределенной нагрузки интенсивностью ν_3 = 1 кН/м определяется по схеме нормативной автомобильной колесной нагрузки (АК), приведенной в [3];

– эталонная нагрузка для одиночных тяжеловесных транспортных средств в виде четырехосной тележки с расстоянием между осями 1,2 м, давлением на ось 2,5 кН определяется по схеме нормативной нагрузки НК-80 (112).

9 Основные параметры элементов принять по таблице Б.1 в зависимости от последней цифры зачетки.

3.2 Определение постоянной нагрузки

Постоянная нагрузка между балками распределяется равномерно по длине и ширине моста независимо от положения балки. Интенсивность постоянной нагрузки определяется по проектным размерам с внесением корректировки по данным натурного освидетельствования.

1 От собственного веса крайней (промежуточной) балки с полудиафрагмами:

– нормативная

$$q_{1,2}^{H} = \frac{P + P_g}{L}, \tag{3.2}$$

где P − вес крайней (промежуточной) балки,

$$P = A \cdot L \cdot \gamma_b;$$

A − площадь сечения балки, м^2;
L − полная длина балки, м;
γ_b − средняя плотность материала балки, кН/м^3;
P_g − вес всех полудиафрагм для крайней (промежуточной) балки, кН,

$$P_g = V_g \cdot k \cdot \gamma_b;$$

V_g − объем одной полудиафрагмы, м^3;
k − количество полудиафрагм, шт.;

− расчетная

$$q_{1,2}^{P} = q_1^{H} \cdot \gamma_f, \tag{3.3}$$

где γ_f − коэффициент надежности по нагрузке, определяемый по [3] в зависимости от вида нагрузки.

2 От барьерного ограждения:

− нормативная

$$q_3^{H} = \frac{2 \cdot (b \cdot h) \cdot \gamma_b}{n}, \tag{3.4}$$

где b, h − ширина и высота сечения барьерного ограждения, м;
n − количество балок в пролетном строении, шт.;

− расчетная

$$q_3^{P} = q_3^{H} \cdot \gamma_f. \tag{3.5}$$

3 От тротуаров:

− нормативная

$$q_4^H = \frac{2q_T}{n}, \tag{3.6}$$

где q_T − погонный вес тротуарных блоков, кН/м;

− расчетная

$$q_4^P = q_4^H \cdot \gamma_f. \tag{3.7}$$

4 От сточного треугольника (выравнивающего слоя):

− нормативная

$$q_5^H = \frac{V_1 \cdot \gamma_1}{n \cdot L}, \tag{3.8}$$

где V_1 − объем бетона сточного треугольника (выравнивающего слоя), м^3;

γ_1 − средняя плотность материала, кН/м^3;

− расчетная

$$q_5^P = q_5^H \cdot \gamma_f. \tag{3.9}$$

5 От перильных ограждений:

− нормативная

$$q_6^H = \frac{2q_n}{n}, \tag{3.10}$$

где q_n − погонный вес перильных ограждений, кН/м;

− расчетная

$$q_6^P = q_6^H \cdot \gamma_f. \tag{3.11}$$

6 От гидроизоляции:

− нормативная

$$q_7^H = \frac{B \cdot h_1 \cdot \gamma_Г}{n}, \tag{3.12}$$

где B − габарит ездового полотна, м;

h_1 – толщина слоя гидроизоляции, м;
$\gamma_Г$ – средняя плотность материала, кН/м^3;
– расчетная

$$q_7^P = q_7^H \cdot \gamma_f. \quad (3.13)$$

7 От защитного слоя:
– нормативная

$$q_8^H = \frac{B \cdot h_2 \cdot \gamma_{з.с}}{n}, \quad (3.14)$$

где h_2 – толщина защитного слоя, м;
$\gamma_{з.с}$ – средняя плотность материала, кН/м^3;
– расчетная

$$q_8^P = q_8^H \cdot \gamma_f. \quad (3.15)$$

8 От покрытия (по фактической толщине):
– нормативная

$$q_9^H = \frac{B \cdot h_3 \cdot \gamma_{а/б}}{n}, \quad (3.16)$$

где h_3 – толщина слоя покрытия, м;
$\gamma_{а/б}$ – средняя плотность материала, кН/м^3;
– расчетная

$$q_9^P = q_9^H \cdot \gamma_f. \quad (3.17)$$

9 Суммарная интенсивность постоянных нагрузок:
– нормативных для крайних балок

$$q_K^H = q_1^H + q_3^H + q_4^H + q_5^H + q_6^H + q_7^H + q_8^H + q_9^H; \quad (3.18)$$

– нормативных для средних балок

$$q_C^H = q_2^H + q_3^H + q_4^H + ... + q_9^H; \quad (3.19)$$

− расчетных для крайних балок

$$q_K^P = q_1^P + q_3^P + ... + q_9^P; \qquad (3.20)$$

− расчетных для средних балок

$$q_C^P = q_2^P + q_3^P + ... + q_9^P. \qquad (3.21)$$

3.3 Определение изгибающих моментов от постоянной нагрузки

Изгибающий момент от действия постоянной нагрузки определяется в сечении посередине пролета. Расчетная схема представлена на рисунке 3.1.

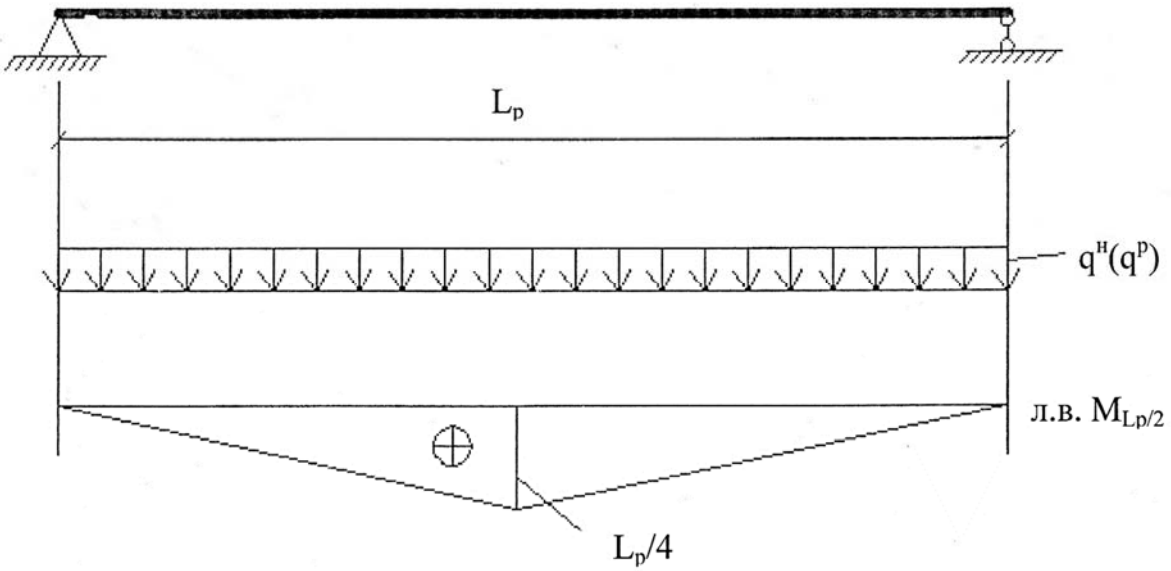


Рисунок 3.1 – Линия влияния изгибающего момента в расчетном сечении и загружение ее постоянной нагрузкой

Расчетный изгибающий момент:
− для крайних балок

$$M_{q.K}^P = q_K^P \cdot \omega_{л.в.м}, \qquad (3.22)$$

где ω − площадь линии влияния изгибающего момента, м^2;

− для средних балок

$$M_{q.C}^P = q_C^P \cdot \omega_{л.в.м}. \qquad (3.23)$$

Вопросы для контроля

1 Каким образом постоянная нагрузка распределяется между балками пролетного строения?

2 Что является исходными данными при определении постоянной нагрузки?

3 Как определить изгибающий момент от постоянной нагрузки?

4 Практическая работа № 4. Определение коэффициентов поперечной установки

Коэффициент поперечной установки – множитель в формуле определения усилия в расчетном сечении главной балки через балочное усилие от одной колонны вертикальной подвижной нагрузки, учитывающий воздействие других колонн, расположенных на пролетном строении, и пространственную работу данного пролетного строения.

Коэффициент поперечной установки $K_q^{(i)}$ для типовых пролетных строений определяют с помощью таблиц узловых ординат $K_{iк}$ поперечных линий влияния коэффициентов распределения изгибающих моментов между главными балками от равномерно распределенной по прямой линии вдоль пролета нагрузки, используя [4], вычисляют по формулам:

– для двухосной тележки нагрузки по схеме АК

$$K_{q,тел}^{(i)} = \frac{1}{2}\sum_{r=\mathrm{I}}^{N}\left(K_{r,1} + K_{r,2}\right); \tag{4.1}$$

– для распределенной части нагрузки по схеме АК

$$K_{q,\mathrm{v}}^{(i)} = \frac{1}{2}\left\{\left(K_{I,1} + K_{I,2}\right) + 0,6\sum_{r=\mathrm{II}}^{N}\left(K_{r,1} + K_{r,2}\right)\right\}; \tag{4.2}$$

– для одиночной тяжеловесной нагрузки по схеме НК-80 или НК-112

$$K_{q,НК}^{(i)} = \frac{1}{2}\left(K_{НК,1} + K_{НК,2}\right); \tag{4.3}$$

– для одиночной тяжеловесной нагрузки по схеме НГ-60

$$K_{q,Г}^{(i)} = \frac{1}{2}\left(K_{Г,1} + K_{Г,2}\right); \tag{4.4}$$

– для толпы на одном тротуаре

$$K_{q,m}^{(i)} = K_{T,1}; \tag{4.5}$$

– для толпы на двух тротуарах

$$K_{q,m}^{(i)} = K_{T,1} + K_{T,2}, \tag{4.6}$$

где r – номера колонн нагрузки, r = I, II, …;

$K_{r,1}$, $K_{r,2}$ – ординаты поперечных линий влияния под рядами колес колонны с номером r;

$K_{НК,1}$, $K_{НК,2}$, $K_{Г,1}$, $K_{Г,2}$ – ординаты поперечной линии влияния под рядами колес (гусеницами) одиночных тяжеловесных нагрузок;

$K_{T,1}$, $K_{T,2}$ – ординаты поперечных линий влияния под равнодействующими нагрузки от толпы на одном и втором тротуарах.

Для идентификации перед таблицами [4, приложение Д] для каждого типа пролетного строения помещены поперечные сечения главных балок и наименование типового проекта. Под таблицами помещены схемы расположения главных балок в поперечниках пролетных строений и узловых точек поперечных линий влияния.

Пример – Мост расположен на автомобильной дороге технической категории IV. Габарит моста Г-8 + 2 × 0,75. Пролетные строения выполнены применительно к типовому проекту «Пролетные строения железобетонные сборные с каркасной арматурой периодического профиля пролетами в свету 7,5; 10,0; 12,5; 15,0; 20,0 м. Союздорпроект, выпуск 56, 1957 г.». Расчетный пролет l_p = 13,7 м. Связи между главными балками не нарушены. Определить коэффициенты поперечной установки для крайней балки.

Решение

Используя типовой проект, вычерчиваем поперечное сечение пролетного строения, указывая размеры габарита, тротуаров, полос безопасности, главных балок (рисунок 4.1). По данным [4, таблица Д.44] строим поперечную линию влияния коэффициентов распределения изгибающих моментов между главными балками для балки Б-I. Загружаем построенную линию влияния нормативной вертикальной подвижной нагрузкой по схеме А-11 (два случая установки), по схеме НК-80. Правила установки нагрузки указаны в действующих нормах проектирования мостов [3].

По формулам (4.1)–(4.6) определяем коэффициенты поперечной установки для балки Б-I.

Первый случай установки нагрузки по схеме А-11:

– от двухосной тележки

$$K_{q,\,тел}^{(I)} = \frac{1}{2}\cdot\left(0,376 + 0,158 + 0,063 - 0,03\right) = 0,283;$$

– от распределенной части

$$K_{q,\text{v}}^{(\text{I})} = \frac{1}{2} \cdot \left[0,376 + 0,158 + 0,6 \cdot \left(0,063 - 0,03 \right) \right] = 0,276;$$

– от толпы на одном тротуаре

$$K_{q,T}^{(\text{I})} = 0,610.$$

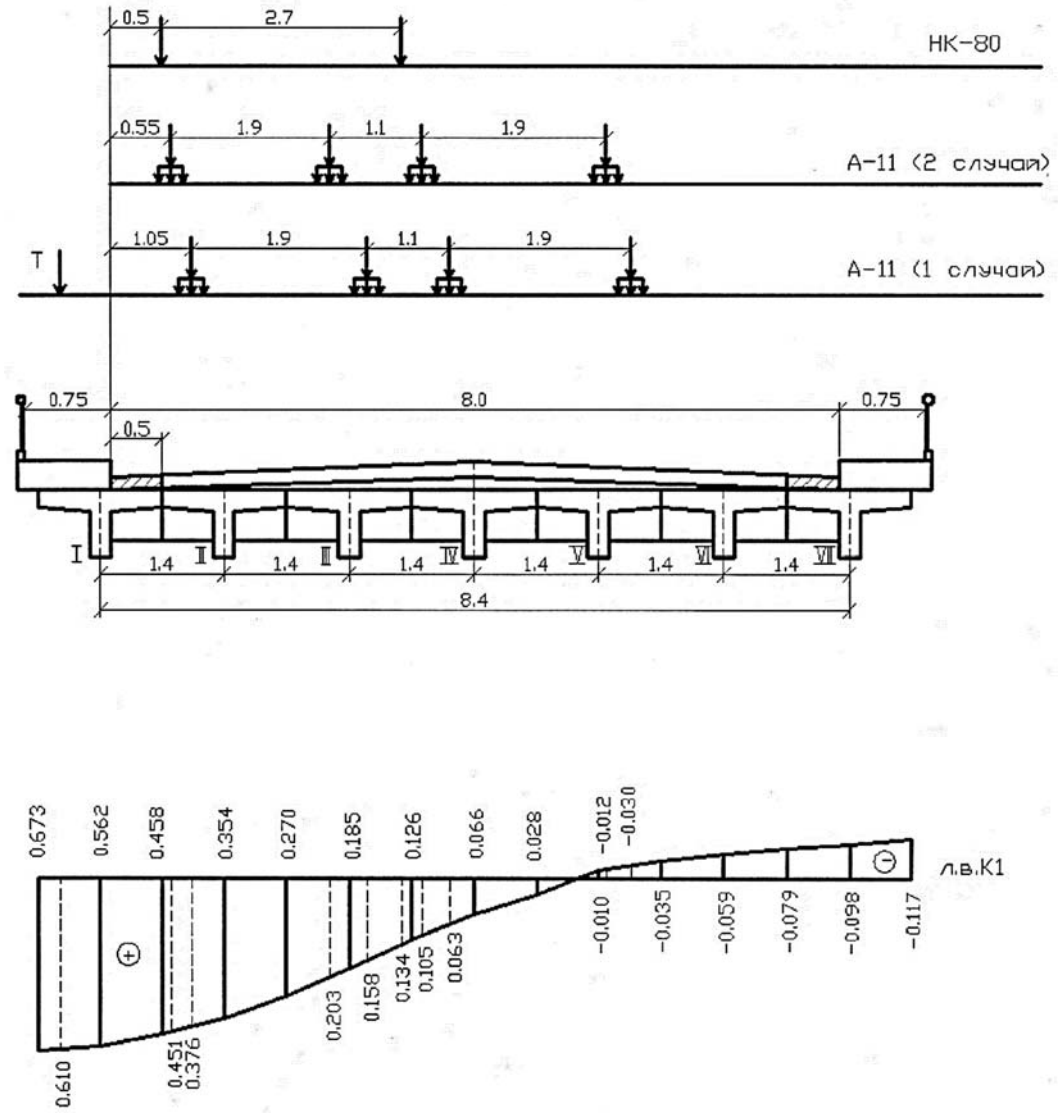


Рисунок 4.1 – Схема определения коэффициентов поперечной установки (жесткая схема)

Второй случай установки нагрузки по схеме А-11:
– от двухосной тележки

$$K_{q,тел}^{(\text{I})} = \frac{1}{2} \left(0,451 + 0,203 + 0,105 - 0,012 \right) = 0,374;$$

– от распределенной части

$$K_{q,\text{v}}^{(\text{I})} = \frac{1}{2}\left[0,451 + 0,203 + 0.6 \cdot \left(0,105 - 0,012\right)\right] = 0,355.$$

Одиночная тяжеловесная нагрузка по схеме НК-80

$$K_{q,НК}^{(\text{I})} = \frac{1}{2}\left(0,458 + 0,134\right) = 0,296.$$

Вопросы для контроля

1 Что показывает коэффициент поперечной установки?

2 Какую нагрузку используют при определении коэффициентов поперечной установки?

3 Какие требования необходимо учесть при загружений линии влияния временной нагрузкой?

5 Практическая работа № 5. Определение изгибающих моментов от эталонных нагрузок

Изгибающие моменты в середине пролета главной балки определяют от единичной эталонной автомобильной нагрузки с классом K = 1 и единичной эталонной одиночной тяжеловесной нагрузки с классом $K_{нк}$ = 1. Нормативный изгибающий момент в середине пролета главной балки от двухосной тележки единичной эталонной нагрузки АК с базой b = 1,5 м и единичным давлением на каждую ось вычисляется по формуле

$$m_{l/2,тел}^{(i)} = \frac{L_p}{2}\left(1 - \frac{b}{L_p}\right) \cdot K_{q,тел}^{(i)} \cdot m_0 \cdot \left\{9,81\left(\text{kH}\right)\right\}, \qquad (5.1)$$

где $K_{q,тел}^{(i)}$ – коэффициент поперечной установки тележки;

m_0 – коэффициент, учитывающий количество осей в пролете (m_0 = 1,15 – одна ось, m_0 = 1,05 – две оси, m_0 = 1 – более двух осей или равномерно распределенная нагрузка).

Изгибающий момент от распределенной части единичной эталонной нагрузки АК вычисляется по формуле

$$m_{l/2,v}^{(i)} = 0,1\frac{L_p^2}{8} \cdot K_{q,v}^{(i)} \cdot m_0 \cdot \left\{9,81\left(\text{kH/м}\right)\right\}, \qquad (5.2)$$

где $K_{q,v}^{(i)}$ – коэффициент поперечной установки, распределенной части АК.

Изгибающий момент от единичной эталонной нагрузки по схеме НК-80 в виде четырехосной тележки с расстоянием между осями $b_к$ = 1,2 м вычисляется по формуле

$$m_{l/2,HK}^{(i)} = \frac{1}{4}\left(L_p - 2b_k\right) \cdot K_{q,HK}^{(i)} \cdot m_0 \cdot \left\{9{,}81\left(\text{kH}\right)\right\}, \tag{5.3}$$

где $K_{q,HK}^{(i)}$ – коэффициент поперечной установки четырехосной тележки.

Изгибающий момент от нормативного воздействия толпы на тротуаре вычисляется по формуле

$$M_{l/2} = p_T \frac{L_p^2}{8} \cdot K_{q,T}^{(i)}, \tag{5.4}$$

где p_T – погонная нагрузка на один тротуар, определяемая по [3], кПа;

$K_{q,T}^{(i)}$ – коэффициент поперечной установки толпы.

Расчетный изгибающий момент в середине пролета главной балки от единичных эталонных нагрузок вычисляется по формуле

$$m_{l/2}^{(i)} = m_{l/2,H}^{(i)} \left(1 + \mu\right) \cdot \gamma_f, \tag{5.5}$$

где $m_{l/2,H}^{(i)}$ – нормативный изгибающий момент от единичных эталонных нагрузок и толпы на тротуаре, тс·м (кН·м);

(1 + μ) – динамический коэффициент, определяемый по [3];

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый по [3].

Вопросы для контроля

1 Какие нагрузки являются эталонными?

2 Как вычислить динамический коэффициент?

3 Как определить расчетные изгибающие моменты от эталонных нагрузок?

6 Практическая работа № 6. Определение предельных изгибающих моментов

6.1 Определение предельного изгибающего момента по прочности

Предельные усилия в расчетном сечении несущего элемента по условиям достижения предельных состояний первой и второй групп при известном армировании определяются с учетом дефектов, снижающих несущую способность [3].

При расчете балки с плитой в сжатой зоне длина свесов плиты, вводимая в расчет, не должна превышать шести ее толщин, считая от начала свеса, и должна быть не более половины расстояния в свету между балками.

При переменной толщине плиты длины свесов принимают по приведенной толщине и определяют по формуле

$$b'_{св} = 6h'_f, \tag{6.1}$$

где h'_f − приведенная толщина плиты, м.

Приведенная ширина плиты

$$b'_f = 2b'_{св} + b, \tag{6.2}$$

где b − толщина ребра балки, м.

В связи с тем, что в сжатой зоне бетона имеется арматура, то высоту сжатой зоны определяем дважды:

1) без учета арматуры в сжатой зоне

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b'_f}, \tag{6.3}$$

где R_s − расчетное сопротивление арматуры растяжению [3, таблица 30], МПа;

A_s − площадь рабочей арматуры в растянутой зоне, мм^2;

R_b − расчетное сопротивление бетона осевому сжатию [3, таблица 23], МПа;

2) с учетом арматуры в сжатой зоне

$$x_2 = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b'_f}, \tag{6.4}$$

где R_{sc} − расчетное сопротивление арматуры сжатию, $R_{sc} = R_s$, МПа;

A'_s − площадь сжатой арматуры, м^2.

Площадь поперечного сечения сжатой арматуры A'_s вводится в расчет в

зависимости от соотношения расчетной высоты сжатой зоны бетона x и расстояния α'_s от центра тяжести этой арматуры до сжатой грани сечения.

Если без учета сжатой арматуры высота сжатой зоны сечения отвечает условию, при котором $x_1 \geq 2\alpha'_s$, а при учете сжатой арматуры − $x_2 < 2\alpha'_s$, то расчет по прочности производят, используя условие

$$M_u^{\mathrm{I}} \leq R_S \cdot A_S \cdot \left(h_0 - \alpha'_S\right), \tag{6.5}$$

где h_0 − рабочая высота сечения, м,

$$h_0 = h - \alpha_s, \tag{6.6}$$

где h − полная высота сечения, м;

α_s − расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести растянутой арматуры, м,

$$\alpha_s = \frac{\sum A_{si} \cdot \alpha_{si}}{\sum A_s}, \tag{6.7}$$

где A_{si} − площадь отдельных стержней, м^2,

α_{si} − расстояние от нижней грани балки до центра тяжести i-го стержня, м.

При $x_1 < 2\alpha'_s$ площадь сжатой арматуры A'_s не учитывается.

Площадь A'_s учитывается в расчете изгибаемых элементов, если

$$x_2 \geq 2\alpha'_s.$$

Если граница сжатой зоны проходит в пределах толщины плиты, то расчет изгибающего момента выполняем с учетом A'_s или без учета по формуле

$$M_u^I \leq R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot \left(h_0 - 0{,}5x\right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot \left(h_0 - \alpha'_s\right). \tag{6.8}$$

Если граница сжатой зоны проходит в ребре балки, то высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s - R_b \cdot \left(b'_f - b\right) \cdot h'_f}{R_b \cdot b}, \tag{6.9}$$

а расчет изгибающего момента должен проводиться из условия, что

$$M_u^{\mathrm{I}} \leq R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot \left(h_0 - 0{,}5x\right) + R_b \cdot \left(b'_f - b\right) \cdot h'_f \cdot \left(h_0 - 0{,}5h'_f\right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot \left(h_0 - \alpha'_s\right). \tag{6.10}$$

Определяем относительную высоту сжатой зоны ξ_y, при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает не ранее достижения в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s с учетом соответствующих коэффициентов условий работы для арматуры.

Значение ξ_y рассчитывается по формуле

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)}, \qquad (6.11)$$

где $\omega = 0{,}85 - 0{,}008R_b$, при этом R_b следует принимать в мегапаскалях,

$\sigma_1 = R_s$;

$\sigma_2 = 500$ МПа.

Проверяем условие:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \le \xi_y. \qquad (6.12)$$

Пример расчета

Исходные данные: полная длина балки – 14,06 м; проектная нагрузка – Н-18, НК-80; расчетное сопротивление арматуры растяжению R_S = 253,3 МПа; расчетное сопротивлением бетона осевому сжатию R_b = 12,0 МПа (для В22,5); расчетное сечение главной балки приведено на рисунке 6.1.

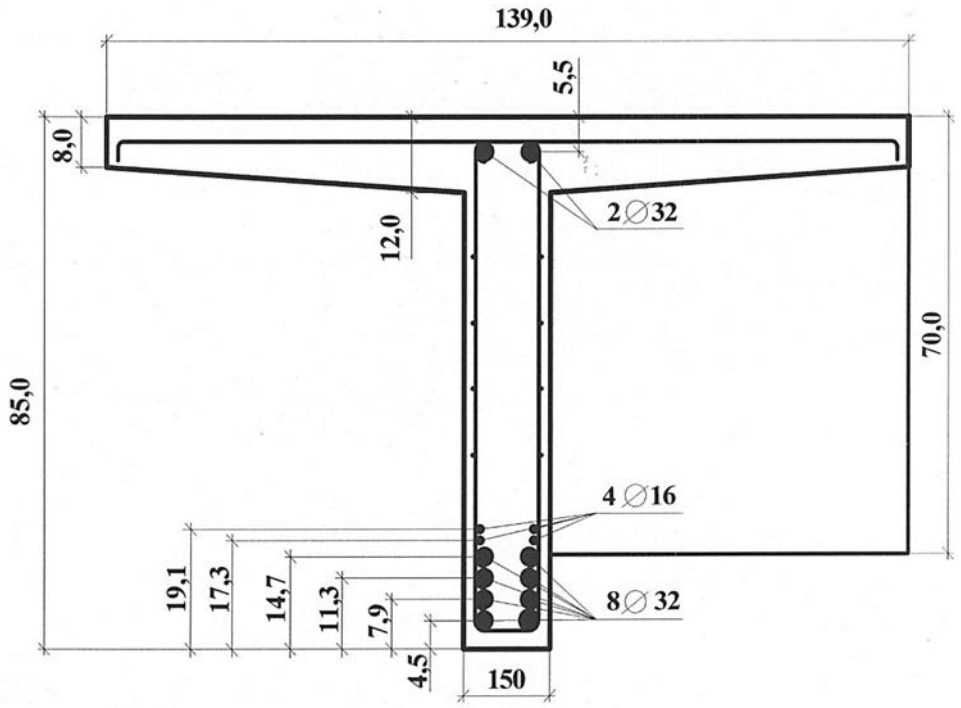


Рисунок 6.1 – Расчетное сечение главной балки

При переменной толщине плиты длины свесов принимаем по приведенной толщине

$$b'_{св} = 6h'_f = 6 \cdot \frac{(0,08 \ + 0,12)}{2} = 0,6 \ \text{ м},$$

где h'_f – приведенная толщина плиты, м.

Приведенная ширина плиты

$$b'_f = 2b'_{св} + \ b = 2 \cdot 0,6 + 0,15 = 1,35 \text{ м},$$

где b – толщина ребра балки, м.

В связи с тем, что в сжатой зоне бетона имеется арматура, то высоту сжатой зоны определяем дважды:

1) без учета арматуры в сжатой зоне

$$x_1 = \frac{R_S \cdot A_S}{R_b \cdot b'_f} = \frac{253,3 \cdot (8 \cdot 0,0008 + 4 \cdot 0,0002)}{12,0 \cdot 1,35} = 0,113 \text{ м},$$

где A_S – площадь рабочей арматуры в растянутой зоне, м^2;

2) с учетом арматуры в сжатой зоне

$$x_2 = \frac{R_S \cdot A_S - R_{SC} \cdot A'_S}{R_b \cdot b'_f} = \frac{253,3 \cdot (8 \cdot 0,0008 + 4 \cdot 0,0002 - 2 \cdot 0,0008)}{12,0 \cdot 1,35} = 0,088 \text{ м}.$$

Расчетное сопротивление арматуры сжатию $R_{SC} = R_S$.

Площадь поперечного сечения сжатой арматуры A'_S вводится в расчет в зависимости от соотношения расчетной высоты сжатой зоны бетона X и расстояния α'_S от центра тяжести этой арматуры до сжатой грани сечения.

В примере $X_1 > 2 \cdot \alpha'_S$, $X_2 < 2 \cdot \alpha'_s$.

Определяем центр тяжести растянутой арматуры:

$$\alpha_S = \frac{0,0008(0,045 + 0,079 + 0,113 + 0,147) + 0,0002 \cdot (0,173 + 0,191)}{4 \cdot 0,0008 + 2 \cdot 0,0002} = 0,11 \ \text{ м}.$$

Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - \alpha_S = 0,85 - 0,11 = 0,74 \text{ м}.$$

Определяем относительную высоту сжатой зоны ξ_y, при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает не ранее достижения в

растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_S, с учетом соответствующих коэффициентов условий работы для арматуры.

$$\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 12 = 0{,}756,$$

$$\xi_y = \frac{0{,}756}{1 + \frac{253{,}3}{500}\left(1 - \frac{0{,}756}{1{,}1}\right)} = 0{,}653.$$

Проверяем условие:

$$\xi = \frac{X}{h_0} = \frac{0{,}088}{0{,}74} = 0{,}118; \quad \xi < \xi_y.$$

Определяем предельный изгибающий момент по прочности по формуле (6.5):

$$M_U^I = \left(4 \cdot 0{,}0008 + 2 \cdot 0{,}0002\right) \cdot 2 \cdot 253{,}3 \cdot \left(0{,}74 - 0{,}055\right) = 1272 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

6.2 Определение предельного изгибающего момента по трещиностойкости

Ширину раскрытия трещин нормальных к продольной оси балки определяем по формуле

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma}{E_s}\psi \le \Delta_{cr}, \tag{6.13}$$

где σ – напряжение в наиболее растянутых стержнях, $\sigma = \sigma_S$ ($\sigma_S = R_{sn}$), МПа;

E_s – модуль упругости арматуры, МПа;

ψ – коэффициент раскрытия трещин, для арматуры периодического профиля $\psi = 1{,}5\sqrt{R_r}$;

Δ_{cr} – предельное значение расчетной ширины раскрытия трещин (для балок с ненапрягаемой арматурой составляет 0,03 см);

R_r – радиус армирования, м.

При расчете ширины нормальных трещин

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d}, \tag{6.14}$$

где A_r – площадь зоны взаимодействия, ограниченная наружными контурами ребра балки и величиной радиуса взаимодействия, $r = 6 \cdot d$, м^2;

β − коэффициент, учитывающий степень сцепления арматуры с бетоном [3];

n − число арматурных элементов с одинаковыми диаметрами, шт;

d − диаметр одного стержня.

Радиус взаимодействия r следует отмерять от крайнего, ближайшего к нейтральной оси ряда стержней. Если в крайнем ряду установлено менее половины площади сечения стержней по отношению к площади арматуры в каждом из остальных рядов, то r отмеряют от предпоследнего ряда с полным числом стержней.

Предельный изгибающий момент для расчета по трещиностойкости определяют по следующей формуле:

$$M_u^{\text{II}} = \frac{\sigma_s \cdot A_s \cdot Z}{h - x - \alpha_u} \cdot \left(h - x - \alpha\right), \tag{6.15}$$

где A_s − площадь поперечного сечения растянутой арматуры, м^2;

x − высота сжатой зоны сечения, м;

Z − плечо внутренней пары сил в сечении, м.

α − расстояние от центра тяжести площади сечения всей растянутой арматуры до наиболее растянутой грани бетона, $\alpha = \alpha_s$, м;

α_u − расстояние от оси наиболее растянутого ряда стержней до наиболее растянутой грани бетона, м.

Если арматура A_s' не учитывается в расчетах, то

$$Z = h_0 - \frac{X}{2}, \tag{6.16}$$

а если A_s' учитывается, то

$$Z = h_0 - \alpha_s'. \tag{6.17}$$

Пример расчета

Используются исходные данные примера в подразд. 6.1.

Плечо внутренней пары сил

$$Z = h_0 - \alpha_s' = 0{,}74 - 0{,}055 = 0{,}69 \text{ м}.$$

Предельный изгибающий момент по трещиностойкости (по второй группе предельных состояний)

$$M_u^{\text{II}} = \frac{280{,}0 \cdot 0{,}0072 \cdot 0{,}69}{0{,}85 - 0{,}055 - 0{,}045} \cdot \left(0{,}85 - 0{,}055 - 0{,}11\right) = 1285 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Вычисляем площадь зоны взаимодействия:

$$A_r = 15(14{,}7 + 6 \cdot 3{,}2) = 508{,}5 \text{ см}^2.$$

Коэффициент β для вертикальных рядов из двух стержней (без просветов) равен 0,85, а для вертикальных рядов из трех стержней (с просветами между группами стержней) – 0,75.

$$R_r = \frac{508{,}5}{0{,}75\left(8 \cdot 3{,}2 + 4 \cdot 1{,}6\right)} = 21{,}19 \text{ см};$$

$$\psi = 1{,}5\sqrt{21{,}19} = 6{,}9.$$

Ширина раскрытия трещин

$$\alpha_{cr} = \frac{280{,}0}{1{,}96 \cdot 10^5} \cdot 6{,}9 = 0{,}01 < 0{,}03 \text{ см}.$$

Вопросы для контроля

1 Какие усилия называются предельными?

2 Как определить длину свесов плиты, вводимую в расчет при расчете балки?

3 Из какого условия определяют сжатую зону бетона?

4 При каком условии учитывают сжатую арматуру, определяя предельный изгибающий момент?

5 Как определить предельный изгибающий момент по трещиностойкости?

6 Как определить плечо внутренней пары сил?

7 Практическая работа № 7. Определение классов грузоподъемности пролетных строений

Класс грузоподъемности [K] − мера грузоподъемности, безразмерная характеристика, определяемая как отношение допустимого усилия [S] к экстремальному усилию Z от соответствующей единичной эталонной нагрузки:

$$[K] = \frac{[S]}{Z}. \tag{7.1}$$

Класс грузоподъемности несущего элемента соответствует достижению расчетным сечением какого-либо предельного состояния по одному из условий

(по прочности, устойчивости − первое предельное состояние или по деформациям, трещиностойкости − второе предельное состояние).

Допустимые усилия (напряжения, деформации) от воздействия автомобильных нагрузок АК в составе колонн определяют следующим образом:

− первая группа предельных состояний (прочность), схема загружения без захода нагрузки на полосы безопасности с учетом толпы на тротуарах

$$\left[S\right]_{\mathrm{I}(1)} = M_u^{\mathrm{I}} - M_q^P - M_{l/2} \cdot \gamma_{fT}; \tag{7.2}$$

− первая группа предельных состояний (прочность), схема загружения с возможностью захода нагрузки на полосы безопасности без учета толпы

$$\left[S\right]_{\mathrm{I}(1)} = M_u^{\mathrm{I}} - M_q^p; \tag{7.3}$$

− вторая группа предельных состояний (деформация, трещиностойкость)

$$\left[S\right]_{\mathrm{II}} = M_u^{\mathrm{I}} - M_q^H - M_{l/2}, \tag{7.4}$$

где M_u^{I} − предельный изгибающий момент для предельных состояний первой группы;

M_u^{II} − предельный изгибающий момент для предельных состояний второй группы;

M_q^H, M_q^P − нормативный и расчетный изгибающие моменты от постоянных нагрузок;

$M_{l/2}, \gamma_{fT}$ − нормативный изгибающий момент и коэффициент надежности от экстремального воздействия толпы на тротуаре.

Определение допустимых усилий (напряжения, деформации) от расчетного воздействия одиночных тяжеловесных нагрузок:

− первая группа предельных состояний (прочность)

$$[S_{HK}]_{\mathrm{I}} = M_u^{\mathrm{I}} - M_q^P; \tag{7.5}$$

− вторая группа предельных состояний (трещиностойкость)

$$[S_{HK}]_{\mathrm{II}} = M_u^{\mathrm{II}} - M_q^H. \tag{7.6}$$

Определение экстремальных усилий от единичных эталонных нагрузок:

− первая группа предельных состояний (прочность), схема загружения без захода нагрузки на полосы безопасности с учетом толпы на тротуарах

$$Z_{\mathrm{I}(1)} = m_{l/2,тел} \cdot (1+\mu)_{тел} \cdot \gamma_{fтел} + m_{l/2,\nu} \cdot (1+\mu)_{\nu} \cdot \gamma_{f\nu}; \qquad (7.7)$$

− первая группа предельных состояний (прочность), схема загружения с возможностью захода нагрузки на полосы безопасности без учета толпы на тротуарах

$$Z_{\mathrm{I}(2)} = m_{l/2,тел} \cdot (1+\mu)_{тел} \cdot \gamma_{fтел} + m_{l/2,\nu} \cdot (1+\mu)_{\nu} \cdot \gamma_{f\nu}; \qquad (7.8)$$

− вторая группа предельных состояний (трещиностойкость)

$$Z_{\mathrm{II}} = m_{l/2,тел} + m_{l/2,\nu}; \qquad (7.9)$$

− первая группа предельных состояний (прочность), схема загружения одиночной тяжеловесной нагрузкой

$$Z_{HK\mathrm{I}} = (1+\mu)_{HK} \cdot m_{l/2,HK} \cdot \gamma_{fHK}; \qquad (7.10)$$

− вторая группа предельных состояний (трещиностойкость), схема загружения одиночной тяжеловесной нагрузкой

$$Z_{HK\mathrm{II}} = m_{l/2,HK}, \qquad (7.11)$$

где $(1+\mu)_{тел}, (1+\mu)_{\nu}, (1+\mu)_{HK}$ − динамические коэффициенты к воздействию тележки, распределенной части, одиночной нагрузки [3];

$\gamma_{fтел}, \gamma_{f\nu}, \gamma_{fHK}$ − коэффициенты надежности по нагрузке к воздействию тележки, распределенной части, одиночной нагрузки [3];

$m_{l/2,тел}, m_{l/2,\nu}, m_{l/2,HK}$ − изгибающие моменты от нормативного воздействия тележки, распределенной части, одиночной нагрузки.

Вопросы для контроля

1 Дать определение класса грузоподъемности.
2 От чего зависит величина предельного усилия?
3 От какой нагрузки определяют экстремальное усилие?

8 Практическая работа 8. Расчет плиты проезжей части

8.1 Определение усилий от постоянной нагрузки в расчетном сечении плиты проезжей части

Интенсивность постоянной нагрузки на 1 м ширины плиты проезжей части определяется по формулам:

– нормативная

$$q^{H}_{n(i)} = t_{n(i)} \cdot \gamma_{n(i)}, \tag{8.1}$$

где $t_{n(i)}$ – толщина плиты или i-го слоя одежды ездового полотна, м;

$\gamma_{n(i)}$ – средняя плотность материала плиты или i-го слоя одежды ездового полотна, кН/м^3;

– расчетная

$$q^{H}_{n(i)} = q^{Y}_{n(i)} \cdot \gamma_f, \tag{8.2}$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый по [3] в зависимости от вида нагрузки.

Нормативный и расчетный изгибающие моменты у корня консоли плиты от постоянной нагрузки определяют на основании расчетной схемы, представленной на рисунке 8.1, по формулам:

– нормативная

$$M^{H}_{пост} = \frac{\sum q^{H} \cdot b_{к}^{2}}{2}, \tag{8.3}$$

где $\sum q^{H}$ – суммарная нормативная интенсивность постоянной нагрузки, Н/м;

$b_к$ – длина консоли плиты, м;

– расчетная

$$M^{P}_{пост} = \frac{\sum q^{P} \cdot b_{к}^{2}}{2}, \tag{8.4}$$

где $\sum q^{P}$ – суммарная расчетная интенсивность постоянной нагрузки, кН/м.

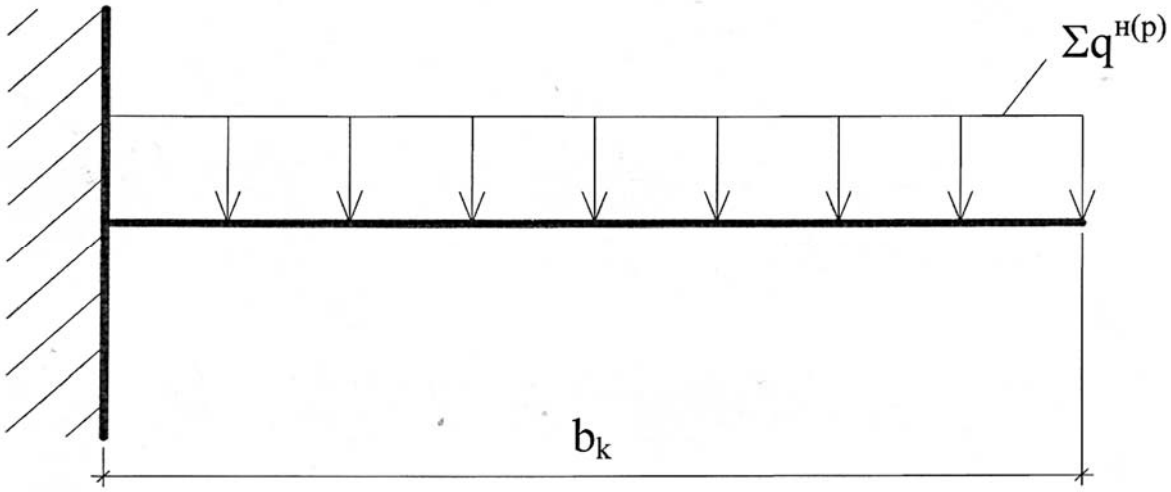


Рисунок 8.1 – Расчетная схема плиты проезжей части

Пример расчета

Исходные данные:
– техническая категория автодороги – IV;
– расчетная схема в виде консольной балки;
– толщина плиты проезжей части – 0,1 м;
– толщина выравнивающего слоя из бетона – 0,03 м;
– толщина слоя гидроизоляции – 0,01 м;
– толщина защитного слоя из бетона – 0,03 м;
– толщина асфальтобетонного покрытия – 0,14 м.
Интенсивность постоянной нагрузки от собственного веса плиты

$$q_n^H = 0,1 \cdot 2,5 \cdot 9,81 = 2,45 \text{ кН/м};$$

$$q_n^P = 2,45 \cdot 1,1 = 2,7 \text{ кН/ м}.$$

Интенсивность постоянной нагрузки от веса бетона выравнивающего слоя

$$q_1^H = 0,03 \cdot 2,4 \cdot 9,81 = 0,71 \text{ кН/ м};$$

$$q_1^P = 0,71 \cdot 1,3 = 0,92 \text{ кН/ м}.$$

Интенсивность постоянной нагрузки от веса гидроизоляции

$$q_2^H = 0,01 \cdot 1,5 \cdot 9,81 = 0,15 \text{ кН/ м};$$

$$q_2^P = 0,15 \cdot 1,3 = 0,2 \text{ кН/ м}.$$

Интенсивность постоянной нагрузки от веса защитного слоя

$$q_3^H = 0,03 \cdot 2,5 \cdot 9,81 = 0,74 \text{ кН/ м};$$

$$q_3^P = 0,74 \cdot 1,3 = 20,96 \text{ кН/ м}.$$

Интенсивность постоянной нагрузки от веса асфальтобетонного покрытия

$$q_4^H = 0,14 \cdot 2,3 \cdot 9,81 = 3,16 \text{ кН/ м};$$

$$q_4^P = 3,16 \cdot 1,5 = 4,74 \text{ кН/ м}.$$

Суммарная нормативная интенсивность постоянной нагрузки

$$\sum q^H = 2,45 + 0,71 + 0,15 + 0,74 + 3,16 = 7,21 \text{ кН/м}.$$

Суммарная расчетная интенсивность постоянной нагрузки

$$\sum q^P = 2,7 + 0,92 + 0,2 + 0,96 + 4,74 = 9,52 \text{ кН/м}.$$

Изгибающий момент у корня консоли:
− нормативный

$$M_{пост}^H = \frac{7,21 \cdot 0,62^2}{2} = 1,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

− расчетный

$$M_{пост}^P = \frac{9,52 \cdot 0,62^2}{2} = 1,83 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

8.2 Определение изгибающих моментов в корне консоли плиты от эталонных нагрузок

Изгибающие моменты определяют от единичной эталонной автомобильной нагрузки с классом *К* = 1, от единичной эталонной одиночной тяжеловесной нагрузки на основании расчетной схемы, приведенной на рисунке 8.2.

Нормативный изгибающий момент в корне консоли от единичной эталонной автомобильной нагрузки с классом *К* = 1 определяется по формуле

$$m_{AK}^H = \left(\frac{P}{2\alpha \cdot b_1} + \frac{\nu}{2b_1} \right) \cdot \frac{b_к^2}{2}, \qquad (8.5)$$

где P – давление на ось тележки, P = 9,81 кН;

ν – давление на 1 п. м распределенной части нагрузки, ν = 0,981 кН/м;

α – длина распределения нагрузки вдоль моста на уровне верха плиты проезжей части, м;

b_1 – длина распределения нагрузки поперек моста на уровне верха плиты проезжей части, м.

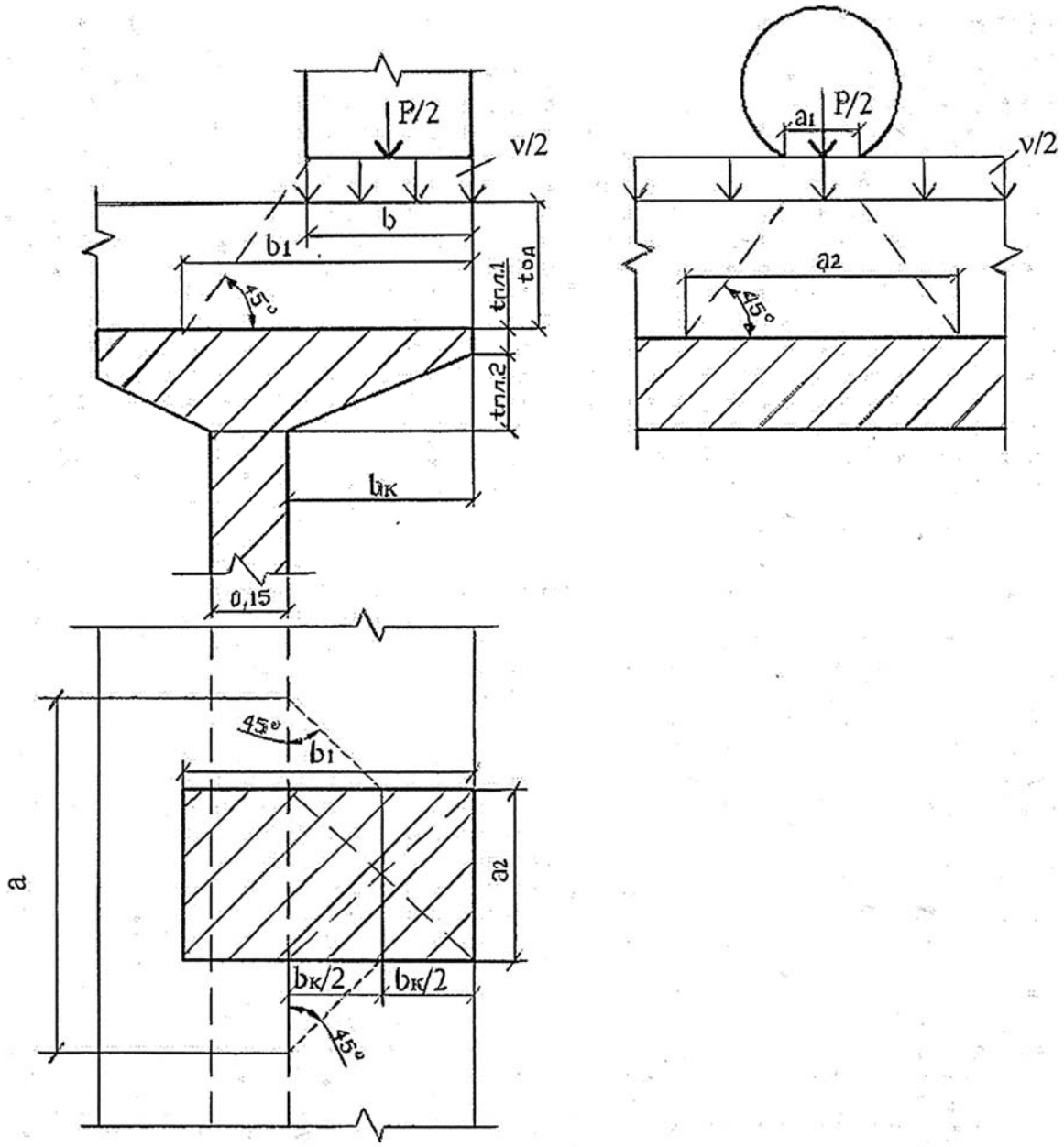


Рисунок 8.2 – Схема для расчета консольной плиты. Загружение нагрузкой АК

Расчетный изгибающий момент находят по формуле

$$m_{AK}^{P} = \left(\frac{P \cdot \gamma_{fp}}{2\alpha \cdot b_1} + \frac{\nu \cdot \gamma_{f\nu}}{2b_1} \right) \cdot \frac{b_к^2}{2}, \qquad (8.6)$$

где γ_{fp}, γ_{fv} – коэффициенты надежности для составляющих нагрузку АК, определяемые по [3].

Если мост расположен на дороге выше четвертой технической категории, то необходимо определить изгибающий момент в корне консоли от единичной эталонной одиночной тяжеловесной нагрузки с давлением на ось $P_{НК}$ = 2,45 кН по следующим формулам:

$$m_{НК}^{Н} = \frac{P_{НК} \cdot b_k^2}{4\alpha \cdot b_1}; \tag{8.7}$$

$$m_{НК}^{Р} = m_{НК}^{Н} \cdot \gamma_f. \tag{8.8}$$

Длина распределения нагрузки вдоль и поперек моста рассчитывается с учетом того, что давление передается на уровень верха плиты проезжей части через слои одежды ездового полотна под углом 45°.

$$\alpha = \alpha_1 + 2h_{од} + b_к; \tag{8.9}$$

$$b_1 = b + h_{од}, \tag{8.10}$$

где α_1, b – размеры площадки опирания колеса нагрузки АК на уровне верха покрытия, м;

$h_{од}$ – толщина слоев одежды ездового полотна, м.

Пример расчета

Исходные данные из подразд. 8.1:

$$\alpha = 0{,}2 + 2 \cdot 0{,}21 + 0{,}62 = 1{,}24 \text{ м};$$

$$b_1 = 0{,}6 + 0{,}21 = 0{,}81 \text{ м};$$

$$m_{АК}^{Н} = \left(\frac{9{,}81}{2 \cdot 1{,}24 \cdot 0{,}81} + \frac{0{,}981}{2 \cdot 0{,}81} \right) \cdot \frac{0{,}62^2}{2} = 1{,}05 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$m_{АК}^{Р} = \left(\frac{9{,}81 \cdot 1{,}5}{2 \cdot 1{,}24 \cdot 0{,}81} + \frac{0{,}981 \cdot 1{,}2}{2 \cdot 0{,}81} \right) \cdot \frac{0{,}62^2}{2} = 1{,}54 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

8.3 Определение предельного изгибающего момента в плите проезжей части

Предельный изгибающий момент по прочности для прямоугольных сечений при известном армировании определяется по [3] по формуле

$$M_u = R_b \cdot b'_f \cdot X \cdot (h_0 - 0{,}5 \cdot X), \qquad (8.11)$$

где R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;

b'_f – длина участка плиты, принимаемая 1,0 м;

X – высота сжатой зоны бетона, м;

h_0 – рабочая высота сечения, м.

Высота сжатой зоны бетона для прямоугольных сечений рассчитывается по формуле

$$X = \frac{R_S \cdot A_S}{R_b \cdot b'_f}, \qquad (8.12)$$

где R_S – расчетное сопротивление арматуры, МПа;

A_S – площадь сечения арматуры на участке длиной b'_f, м^2.

Пример расчета

Предельный изгибающий момент по прочности определяется на основании расчетной схемы, представленной на рисунке 8.3.

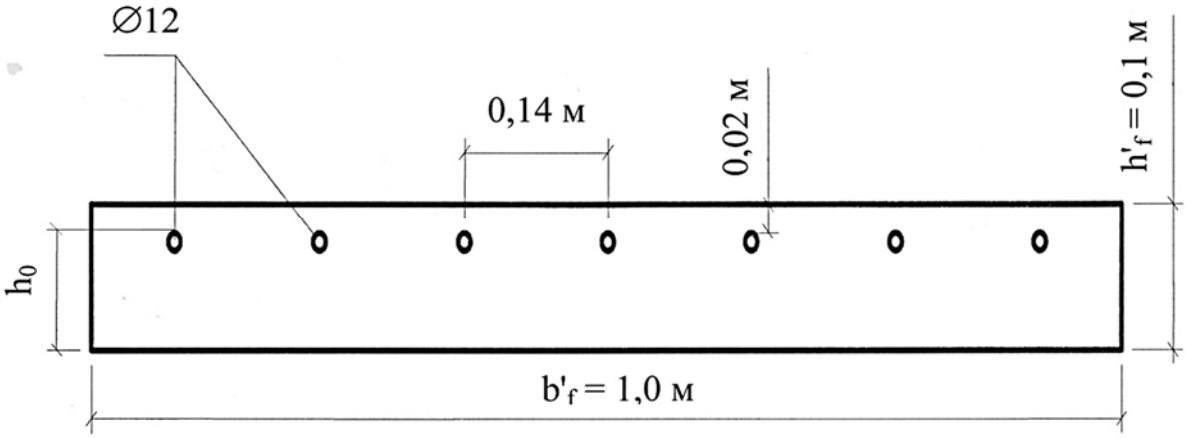


Рисунок 8.3 – Схема к определению предельного изгибающего момента

Определяем рабочую высоту сечения:

$$h_0 = 0{,}1 - (0{,}02 + 0{,}006) = 0{,}074 \text{ м}.$$

По формуле (8.12) рассчитываем высоту сжатой зоны бетона:

$$X = \frac{265 \cdot 7{,}91 \cdot 10^{-4}}{12 \cdot 1{,}0} = 0{,}016 \text{ м}.$$

Вычисляем предельный изгибающий момент по прочности по формуле (8.11):

$$M_u = 12 \cdot 10^6 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}016 \cdot (0{,}074 - 0{,}5 \cdot 0{,}016) = 12{,}67 \text{ кН·м}.$$

Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi_y = \frac{0{,}85 - 0{,}008 \cdot 12}{1 + \frac{253{,}3}{500}\left(1 - \frac{0{,}85 - 0{,}008 \cdot 13}{1{,}1}\right)} = 0{,}637.$$

Проверяем условие $\xi = \frac{X}{h_0} \le \xi_y$:

$$\xi = \frac{0{,}016}{0{,}074} = 0{,}216 < 0{,}637.$$

Условие выполняется.

Определяем класс грузоподъемности плиты проезжей части по указаниям практической работы № 7:

$$[K] = \frac{12{,}67 - 1{,}83}{1{,}54} = 7{,}04.$$

Вопросы для контроля

1 От каких конструкций определяют постоянную нагрузку на плиту проезжей части?

2 Как определить расчетный и нормативный изгибающие моменты от постоянной нагрузки?

3 Какая временная нагрузка применяется при расчете изгибающих моментов в плите проезжей части?

4 Как определить предельный изгибающий момент в плите проезжей части?

5 Как определить класс грузоподъемности плиты проезжей части?

Список литературы

1 **ТКП 45-3.03-60–2009.** Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2009. – 28 с.

2 **ТКП 227–2018.** Мосты автодорожные. Правила выполнения диагностики. – Минск: М-во транспорта и коммуникаций Респ. Беларусь, 2019. – 135 с.

3 **СН 3.03.01–2019.** Мосты и трубы. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2020. – 296 с.

4 **ТКП 479–2019**. Правила определения грузоподъемности железобетонных и сталежелезобетонных балочных пролетных строений автодорожных мостов. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2020. – 250 с.

5 **Багдоев, С. Г.** Проектирование балочных железобетонных автодорожных и городских мостов и путепроводов : учебное пособие / С. Г. Багдоев. – Пенза: Пензен. гос.-строит. акад., 2003. – 204 с.

Приложение А
(справочное)

Пример оформления карточки моста

Карточка № 120 «Мост через р. Лобжанка»

ПРИНАДЛЕЖНОСТЬ СООРУЖЕНИЯ		
Наименование организации	Наименование организации - владельца	Наименование обслуживающей организации
КУП «Могилевоблдорстрой»	ДРСУ-172 г. Климовичи	ДРСУ-172 г. Климовичи

РАСПОЛОЖЕНИЕ СООРУЖЕНИЯ			
Наименование дороги		Категория дороги	Адрес сооружения, км
Приписываемая дорога			
Н-10526 Климовичи-Высокое (ДО А/Д Р-122)		4	3,748
Несущая дорога			
Н-10526 Климовичи-Высокое (ДО А/Д Р-122)		4	3,748
Ближайший населенный пункт			
Наименование	д. Тимоново	Расстояние, км	0,6

ПЕРЕСЕКАЕМЫЕ ПРЕПЯТСТВИЯ			
Реки и каналы (наименование)	Судоходность реки	Ширина зеркала реки по УМВ, м	Высота от уровня меженных вод, м
р. Лобжанка	нет	15	2,4

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СООРУЖЕНИИ				
Тип сооружения	Длина, м		Схема сооружения	
мост	45,4		3×15,0	
Габариты сооружения				
Полный	Вертикальный, м		Подмостовой, м	
Г-10,0+2×1,3	–		2,4	
Грузоподъемность сооружения				
Проектная	Фактическая			
	АК по прочности, т	НК по прочности, т	АК по трещиностойкости, т	НК по трещиностойкости, т
Н-30 НК-80	–	–	–	–
Строительство и ремонт				
Год строительства	Год реконструкции		Год капитального ремонта	
1975	–		–	
Испытания и осмотры				
Дата испытания	01.01.1993	Кем проведено		
Дата специального осмотра	20.032007	Кем проведен	Собственными силами	

СВЕДЕНИЯ О ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ							
№№ пролетов /№№ балок	Тип пролетного строения						
	Типовой проект	Материал	Длина балок, ферм, плит, м	Высота балок, ферм, плит, м	Расстояние по осям балок, м	Тип объединения	Езда
5.1.18. Бездиафрагменные пролетные строения из цельноперевозимых тавровых балок со смешанным армированием, объединенных петлевым железобетонным стыком							
пр. 1-3, б. 1-8		железобетон	15	0,9	1,7	по поперечным связям	поверху

СВЕДЕНИЯ ОБ ОПОРАХ										
№№ опор	Тип опоры									
	Тип фундамента или основания	Материал	Количество			Сечение			Геометрические параметры тела опоры	Тип насадки
			Свай, шт.	Стоек, шт.	Столбов, шт.	Свай, см	Стоек, см	Столбов, шт.		
3.1.4. Свайная двухрядная с вертикальными сваями и шкафными стенками на ригеле										
оп. 1	Свайное основание	железобетон	16	–	–	35×35			14,1×1,2×0,4	монолитная
3.2.1.2. Свайная двухрядная опора (в том числе и с ледорезным кустом), но сваи объединены ж/б рубашкой										
оп. 2-3	Свайное основание	железобетон	19	–	–	35×35			14,4×1,2×0,6	монолитная
3.1.4. Свайная двухрядная с вертикальными сваями и шкафными стенками на ригеле										
оп.4	Свайное основание	железобетон	16	–	–	35×35			14,1×1,2×0,4	монолитная

СВЕДЕНИЯ ОБ ОПОРНЫХ ЧАСТЯХ		
№ пролета, № опоры, № № балок	Тип опорной части	Размеры, см
пр. 1, оп. 1, б. 1-8	4.9. Опирание балок и плит на резинометаллические опорные части	0,2×0,32×0,6

СВЕДЕНИЯ О МОСТОВОМ ПОЛОТНЕ		
Тип покрытия	6.5.2 Асфальтобетонное покрытие	
Тип тротуаров	6.2.6 Сборные блочные тротуарные из Г-образных плитных блоков с опиранием консоли тротуара на отдельный железобетонный прогон	
Тип деформационных швов	6.8.8 Шов закрытого типа с металлическим компенсатором	
Тип водоотвода	6.4.5 Через зазоры в проезжей части моста	Высота, м
Тип перил	6.1.1 Сварные бесстоечные перила	1,12
Тип ограждений	6.3.3 Железобетонный парапет, совмещенный с типовым тротуарным блоком пониженного типа	0,5

СВЕДЕНИЯ О РЕГУЛЯЦИОННЫХ СООРУЖЕНИЯХ					
Вид	Тип	Расположение	Количество траверс	Укрепление откосов	Превышение над РУВВ, м

СВЕДЕНИЯ О ПОДХОДАХ		
	Перед сооружением	После сооружения
Проезжая часть		
Тип покрытия	6.5.2 Асфальтобетонное покрытие	6.5.2 Асфальтобетонное покрытие
Ширина, м	10	10
Земполотно		
Ширина, м	14,3	14
Конусы		
Укрепление	монолитный бетон	монолитный бетон
Крутизна откосов	1,5	1,5
Откосы		
Укрепление	монолитный бетон	монолитный бетон
Крутизна	1,5	1,5
Сопряжение с сооружением		
Тип сопряжения насыпи	переходные плиты	переходные плиты

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СВЕДЕНИЯ	
Коммуникации на сооружении	
Дорожные знаки на сооружении	
Наличие освещения на сооружении	

СОСТАВИТЕЛЬ		
Наименование организации		
Лицо, ответственное за достоверность данных		
Должность	Ф И О	Подпись

Приложение Б
(обязательное)

Таблица Б.1 – Исходные данные

Последняя цифра зачетки	Габарит моста	Полная длина пролета моста, м	Проектная нагрузка	Толщина слоев одежды ездового полотна, м				Класс бетона
				Покрытие	Защитный слой	Гидроизоляция	Сточный треугольник	
0	7 + 2 × 0,75	8,66	Н-13 НГ-60	0,08	0,03	0,005	0,01…0,06	В 22,5
1	7 + 2 × 1,5	11,36	Н-13 НГ-60	0,12	0,04	0,0055	0,02…0,055	В 25
2	8 + 2 × 0,75	14,06	Н-13 НГ-60	0,14	0,05	0,005	0,015…0,07	В 30
3	8 + 2 × 1,5	16,76	Н-13 НГ-60	0,16	0,06	0,0055	0,012…0,073	В 35
4	6 + 2 × 0,75	22,16	Н-13 НГ-60	0,18	0,07	0,005	0,011…0,057	В 40
5	6 + 2 × 1,5	8,66	Н-18 НК-80	0,20	0,03	0,0055	0,013…0,063	В 45
6	7 + 2 × 0,75	11,36	Н-18 НК-80	0,22	0,04	0,005	0,014…0,065	В 50
7	8 + 2 × 1,5	14,06	Н-18 НК-80	0,24	0,05	0,0055	0,016…0,078	В 22,5
8	6 + 2 × 0,75	16,76	Н-18 НК-80	0,26	0,06	0,005	0,017…0,062	В 25
9	7 + 2 × 1,5	22,16	Н-18 НК-80	0,28	0,07	0,0055	0,018…0,059	В 30