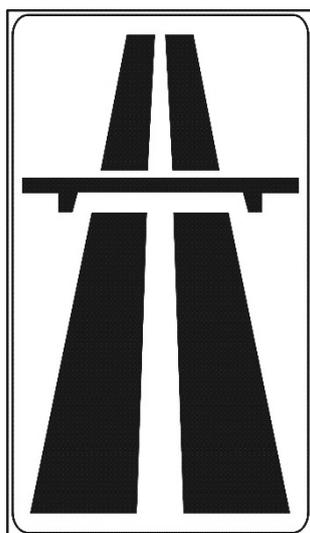


МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Автомобильные дороги»

МОСТЫ И СООРУЖЕНИЯ НА ДОРОГАХ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию
для студентов специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги»
дневной и заочной форм обучения*



Могилев 2022

УДК 625.76
ББК 39.112
М74

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Автомобильные дороги» «23» марта 2022 г.,
протокол № 8

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 курсового проекта по
дисциплине «Мосты и сооружения на дорогах».

Учебно-методическое издание

МОСТЫ И СООРУЖЕНИЯ НА ДОРОГАХ

Ответственный за выпуск	А. М. Брановицкий
Корректор	А. А. Подошевка
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 56 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, 2022

Содержание

1 Исходные данные и состав проекта.....	4
2 Расчет плиты пролетного строения.....	6
2.1 Нагрузки и воздействия.....	6
2.2 Определение усилий от постоянных нагрузок.....	8
2.3 Определение усилий от временных нагрузок.....	14
2.4 Расчет на прочность по изгибающему моменту.....	23
2.5 Расчет на прочность по поперечной силе.....	30
2.6 Расчет плиты пролетного строения по трещиностойкости.....	34
2.7 Определение деформации плиты пролетного строения.....	35
3 Расчет плиты проезжей части.....	36
3.1 Определение постоянной нагрузки.....	36
3.2 Определение изгибающих моментов.....	37
3.3 Определение поперечных сил.....	41
3.4 Расчет плиты на прочность.....	42
3.5 Расчет плиты на трещиностойкость.....	45
Список литературы.....	46

1 Исходные данные и состав проекта

В соответствии с данными задания, представленными в таблице 1.1, обучающийся производит расчет и конструирование пролетного строения железобетонного моста.

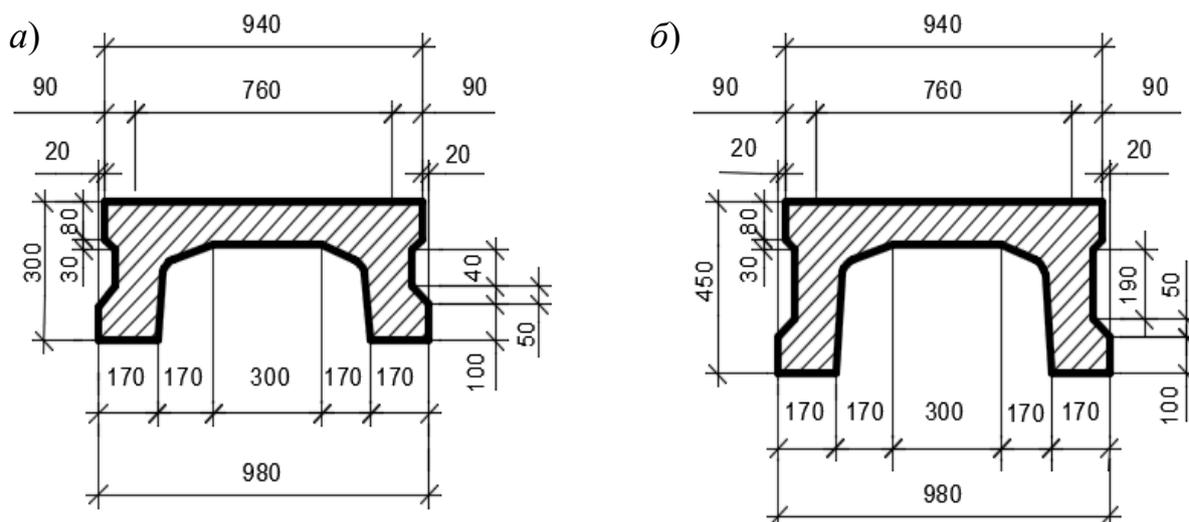
Таблица 1.1 – Исходные данные

Вариант задания	Габарит моста	Полная длина пролетного строения L_n , м	Толщины слоев одежды ездового полотна, мм			Толщина монолитной железобетонной плиты, мм
			покрытие асфальтобетонное	защитный слой из бетона	гидроизоляция	
1	2	3	4	5	6	7
1	Г–11 + 2·1,0	6	71	44	5	93
2	Г–10 + 2·1,0	6	72	46	5,5	94
3	Г–8 + 2·1,0	6	73	48	5	95
4	Г–11 + 2·1,5	9	74	50	5,5	96
5	Г–10 + 2·1,5	9	75	52	5	97
6	Г–8 + 2·1,5	9	76	54	5,5	98
7	Г–11 + 2·1,0	6	77	56	5	99
8	Г–10 + 2·1,0	6	78	58	5,5	100
9	Г–8 + 2·1,0	6	79	60	5	101
10	Г–11 + 2·1,5	9	80	62	5,5	102
11	Г–10 + 2·1,5	9	81	64	5	103
12	Г–8 + 2·1,5	9	82	66	5,5	104
13	Г–11 + 2·1,0	6	83	68	5	105
14	Г–10 + 2·1,0	6	84	70	5,5	106
15	Г–8 + 2·1,0	6	85	72	5	107
16	Г–11 + 2·1,5	9	86	73	5,5	108
17	Г–10 + 2·1,5	9	87	74	5	109
18	Г–8 + 2·1,5	9	88	75	5,5	110
19	Г–11 + 2·1,0	6	89	76	5	111
20	Г–10 + 2·1,0	6	90	77	5,5	112

Тип временной вертикальной нагрузки назначается в соответствии с габаритом моста и категорией дороги по [1].

Временная вертикальная нагрузка от пешеходов на тротуарах моста учитывается совместно с подвижной нагрузкой АК (первый случай установки). При расчете конструкций на нагрузки НК-80, НК-112 тротуары не загружаются.

Геометрические размеры поперечного сечения рассчитываемых плит пролетных строений в миллиметрах приведены на рисунке 1.1.



a – для плиты $L_n = 6,0$ м; *б* – для плиты $L_n = 9,0$ м

Рисунок 1.1 – Геометрические размеры поперечного сечения ребристых плит

Расстояние между продольными осями соседних плит принимается равным 1,0 м. При установке плит в пролетном строении между ними устраивается зазор $\Delta = 2$ см.

Продольная рабочая арматура плиты пролетного строения принимается класса S500, а поперечная (хомуты) – класса S240.

Конструктивные слои одежды ездового полотна и их толщина принимаются в соответствии с данными таблицы 1.1 (графы 4–7).

Курсовой проект состоит из 45–50 страниц расчетно-пояснительной записки и двух листов чертежей.

Расчетно-пояснительная записка включает следующие разделы.

- 1 Конструирование пролетного строения.
- 2 Расчет плиты пролетного строения.
- 3 Расчет плиты проезжей части.

Графическая часть курсового проекта должна содержать следующие чертежи.

Лист 1, формат А2. Мостовое полотно (поперечный разрез пролетного строения, узлы сопряжения элементов мостового полотна, спецификация элементов пролетного строения).

Лист 2, формат А1. Плита пролетного строения (опалубочные чертежи плиты пролетного строения, армирование плиты пролетного строения, спецификация арматуры плиты пролетного строения).

Оформление пояснительной записки и графической части выполняют в соответствии с [2].

2 Расчет плиты пролетного строения

2.1 Нагрузки и воздействия

Расчет плиты пролетного строения состоит из двух частей. *Первая часть расчета* – определение усилий, возникающих в плите от воздействия всех видов нагрузок (статический расчет). *Вторая часть* – расчет сечений на действие постоянных и неблагоприятных сочетаний временных нагрузок с целью обеспечения несущей способности, жесткости и трещиностойкости плиты при воздействии всех возникающих в ней усилий. Расчеты следует выполнять по предельным состояниям в соответствии с требованиями [3].

Нормативную *временную* вертикальную нагрузку от подвижного состава на автомобильных дорогах общего пользования, на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов следует принимать:

– от автотранспортных средств – в виде полос АК (рисунок 2.1), каждая из которых включает одну двухосную тележку с осевой нагрузкой P , равной $10 \cdot K$, кН, и равномерно распределенную нагрузку интенсивностью v (на обе колеи) – K , кН/м. Класс нагрузки K следует принимать равным 14 для мостов на дорогах I-а, I-б, I-в, II и III категорий, для больших мостов и мостов в городах с населением более 100 000 жителей и равным 11 для малых и средних мостов на дорогах общего пользования IV и V категорий и дорогах необщего пользования;

– от тяжелых одиночных колесных нагрузок:

а) в виде колесной нагрузки (одной четырехосной машины) НК-112 (рисунок 2.2) общим весом 1098 кН (112 тс) для мостов, проектируемых под нагрузку, – А14;

б) в виде колесной нагрузки (одной четырехосной машины) НК-80 (рисунок 2.3) общим весом 785 кН (80 тс) для мостов, проектируемых под нагрузку, – А11.

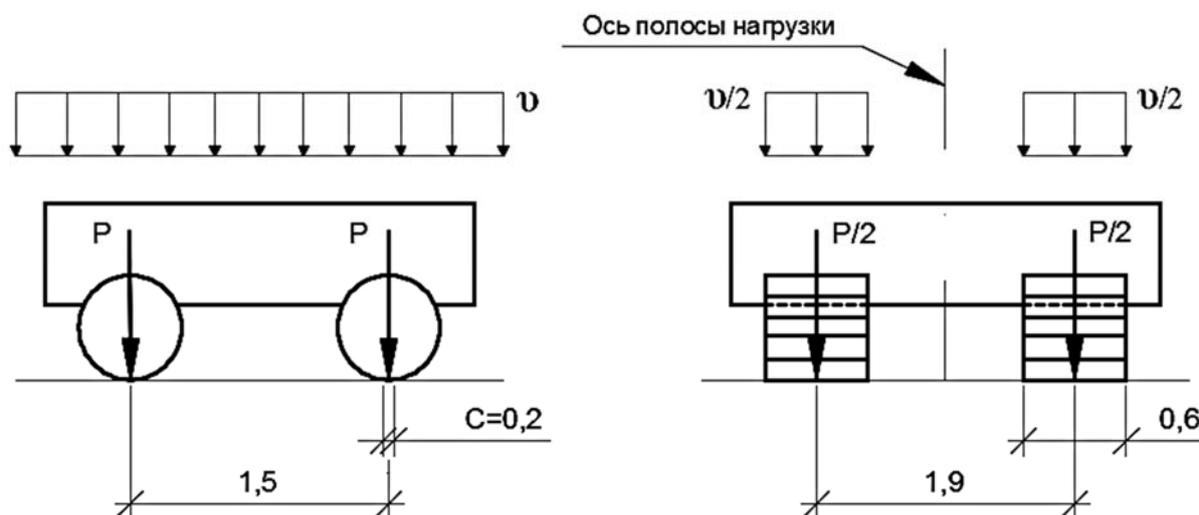


Рисунок 2.1 – Автомобильная нагрузка АК в виде двух полос равномерно распределенной нагрузки интенсивностью v и одной двухосной тележки с давлением на ось P

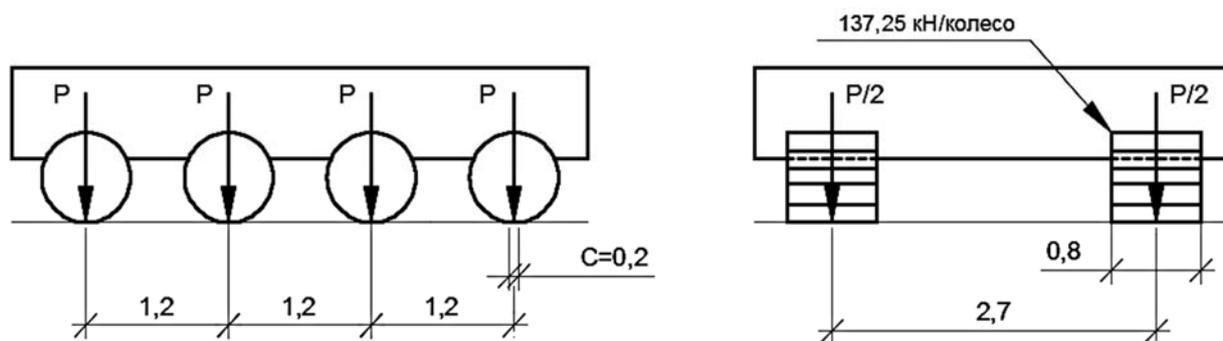


Рисунок 2.2 – Тяжелая одиночная нагрузка НК-112

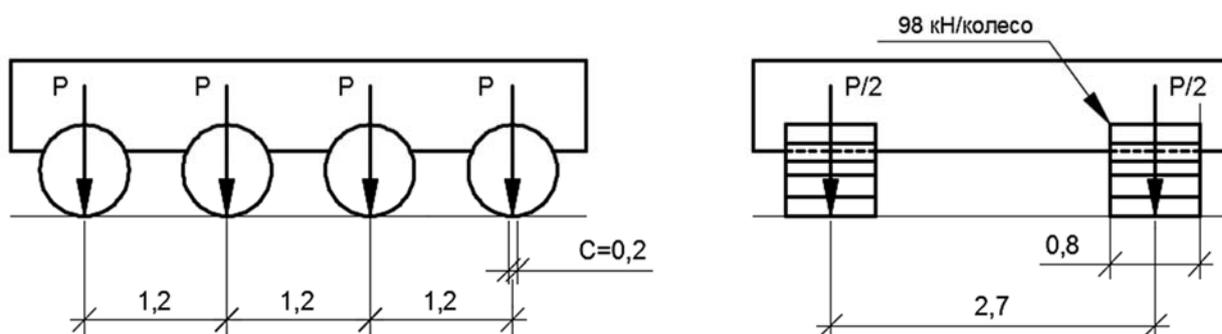


Рисунок 2.3 – Тяжелая одиночная нагрузка НК-80

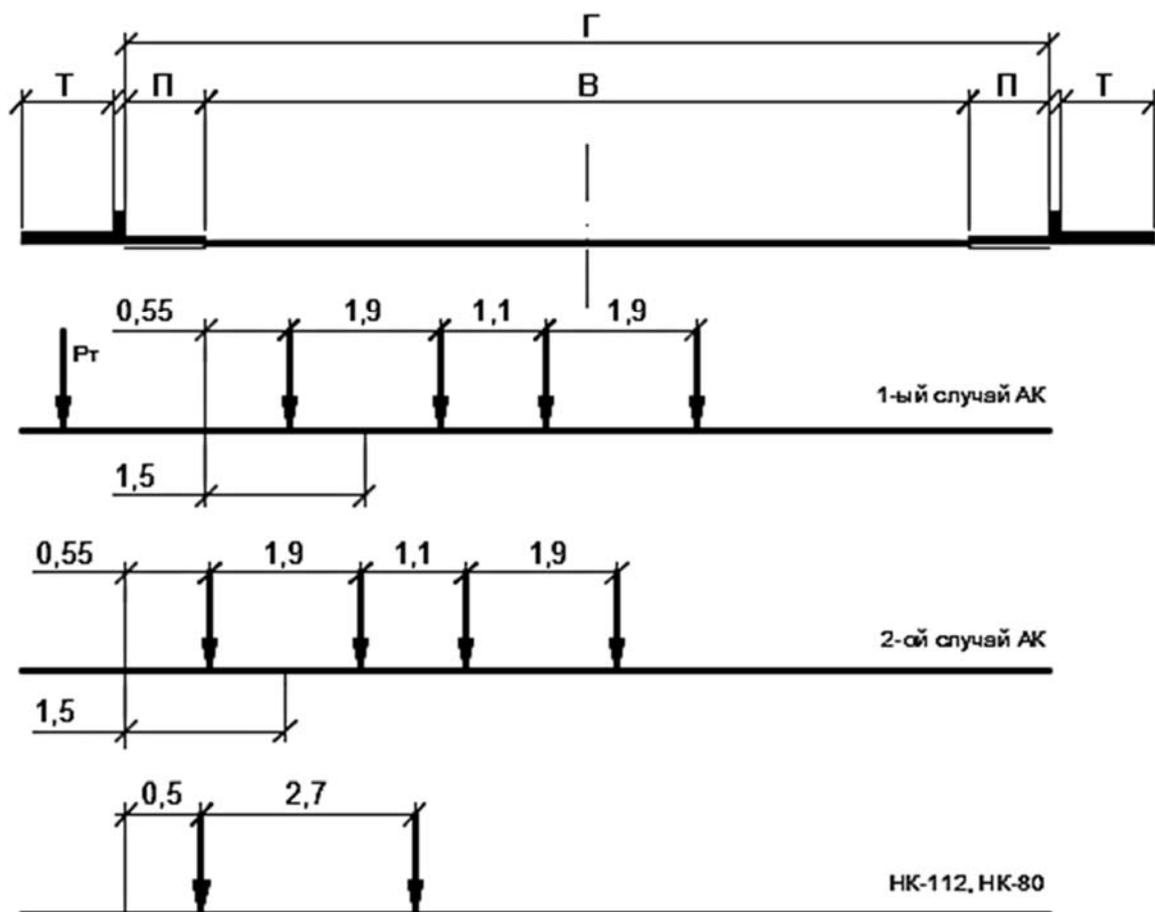
Принимая нормативную временную вертикальную нагрузку от подвижного состава на автомобильных дорогах общего и необщего пользования, на улицах и дорогах городов, поселков и сельских населенных пунктов независимо от формы собственности рассматривают следующие возможные эксплуатационные случаи:

- **первый случай** – нормальное движение по мосту автотранспорта общего пользования и пешеходов без каких-либо ограничений;
- **второй случай** – временное стеснение габарита проезда (вследствие ремонта покрытия, дорожно-транспортного происшествия и т. п.);
- **третий случай** – пропуск по мосту специальных автотранспортных средств, весовые параметры которых выходят за пределы, определенные для весовых параметров автотранспортных средств общего пользования (пропуск тяжеловесных транспортных средств).

Загружение пролетного строения моста в поперечном направлении временными вертикальными нагрузками выполняется в соответствии с рисунком 2.4 и должно создавать в расчетных сечениях плиты пролетного строения максимальные усилия.

При расчетах конструкций мостов по прочности и устойчивости следует рассматривать два случая воздействия нагрузки АК.

При расчетах конструкций на выносливость и по предельным состояниям второй группы следует рассматривать только первый случай воздействия нагрузки АК.



Г – габарит моста; В – проезжая часть; П – полоса безопасности; Т – тротуар

Рисунок 2.4 – Положение временных нагрузок поперек моста

Тяжелые одиночные нагрузки НК следует располагать вдоль направления движения на любом участке ездового полотна.

Нагрузки НК-112 и НК-80 не учитывают совместно с временной нагрузкой на тротуарах, с сейсмическими нагрузками, а также при расчетах конструкций на выносливость. При расчетах по раскрытию трещин нагрузка НК-112 принимается с коэффициентом 0,8.

2.2 Определение усилий от постоянных нагрузок

Пролетные строения мостов представляют собой сложные пространственные конструкции, точный расчет которых производят с помощью ЭВМ. В приближенных расчетах, которые используются при выполнении курсового проекта, пролетные строения расчленяют на отдельные элементы: главные балки, плиту проезжей части. Поэтому каждый из этих элементов рассчитывается отдельно.

Расчет главных балок железобетонных автодорожных мостов проводят по двум группам предельных состояний:

1) по несущей способности (на изгибающий момент M и поперечную

силу V от расчетных нагрузок);

2) по перемещениям (прогибам) и трещиностойкости (раскрытию трещин) от нормативных нагрузок.

Поэтому одним из этапов, необходимым для расчета по указанным группам предельных состояний, является определение максимальных нормативных и расчетных усилий в нескольких сечениях плиты по ее длине.

В курсовом проекте допускается ограничиться двумя сечениями (в середине пролета (1–1) и на опоре (2–2)), для которых определяют следующие усилия: M_{1-1} , V_{1-1} , V_{2-2} . Вначале определяют нормативные усилия, а затем – расчетные.

Исходные данные:

- длина пролета – 6 м;
- габарит моста $\Gamma-10 + 2 \cdot 1,0$;
- проектная нагрузка: А14, НК-112, нагрузка от пешеходов на тротуарах;
- тип покрытия – асфальтобетон.

Определяются нагрузки, действующие на 1 п. м плиты пролетного строения.

Нагрузка от собственного веса плиты:

– нормативная

$$g_1^H = \frac{V \cdot \gamma_B}{L}, \quad (2.1)$$

– расчетная

$$g_1^P = g_1^H \cdot \gamma_f, \quad (2.2)$$

где V – объем бетона плиты, м³;

γ_B – удельный вес бетона, кН/ м³;

L – полная длина плиты, м;

γ_f – частный коэффициент безопасности по [1].

$$g_1^H = \frac{1,1 \cdot 25}{6} = 4,58 \text{ кН/м};$$

$$g_1^P = 4,58 \cdot 1,1 = 5,04 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от массы бетона омоноличивания плит пролетного строения:

– нормативная

$$g_2^H = \frac{V_1 \cdot \gamma_B}{L \cdot m}; \quad (2.3)$$

– расчетная

$$g_2^P = g_2^H \cdot \gamma_f, \quad (2.4)$$

где V_1 – объем бетона омоноличивания на пролет, м³;

m – количество несущих конструкций в одном пролете, кН/ м³.

$$g_2^H = \frac{11 \cdot 0,11 \cdot 25}{6 \cdot 12} = 0,42 \text{ кН/м}^3;$$

$$g_2^P = 0,42 \cdot 1,1 = 0,46 \text{ кН/м}^3.$$

Нагрузка от барьерного ограждения:

– нормативная

$$g_3^H = \frac{2 \cdot P}{m}; \quad (2.5)$$

– расчетная

$$g_3^P = g_3^H \cdot \gamma_f, \quad (2.6)$$

где P – вес 1 п. м барьерного ограждения, кН.

$$g_3^H = \frac{2 \cdot 0,235}{12} = 0,038 \text{ кН/м};$$

$$g_3^P = 0,038 \cdot 1,1 = 0,0542 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от веса перильных ограждений:

– нормативная

$$g_4^H = \frac{2 \cdot P_1}{m \cdot l}; \quad (2.7)$$

– расчетная

$$g_4^P = g_4^H \cdot \gamma_f, \quad (2.8)$$

где P_1 – вес 1 п. м перильного ограждения, кН;

l – длина секции перильного ограждения, м.

$$g_4^H = \frac{2 \cdot 0,497}{12 \cdot 3,0} = 0,028 \text{ кН/м};$$

$$g_4^P = 0,028 \cdot 1,1 = 0,0318 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от конструкции проезжей части (ездового полотна). Конструкция проезжей части показана на рисунке 2.5.

Нагрузка от асфальтобетонного покрытия:

– нормативная

$$g_5^H = \frac{B_1 \cdot h_1 \cdot \gamma_{a/b}}{m} + \frac{2 \cdot B'_1 \cdot h'_1 \cdot \gamma_{a/b}}{m}; \quad (2.9)$$

– расчетная

$$g_5^P = g_5^H \cdot \gamma_f, \quad (2.10)$$

где B_1 – ширина покрытия на ездовом полотне, м;

B'_1 – ширина покрытия на тротуаре, м;

h_1 – толщина покрытия ездового полотна, м;

h'_1 – толщина покрытия на тротуаре;

$\gamma_{a/b}$ – удельный вес асфальтобетона, кН/м³.

$$g_5^H = \frac{10 \cdot 0,078 \cdot 25}{12} + \frac{2 \cdot 1,41 \cdot 0,03 \cdot 24}{12} = 1,794 \text{ кН/м};$$

$$g_5^P = 1,794 \cdot 1,5 = 2,691 \text{ кН/м}.$$

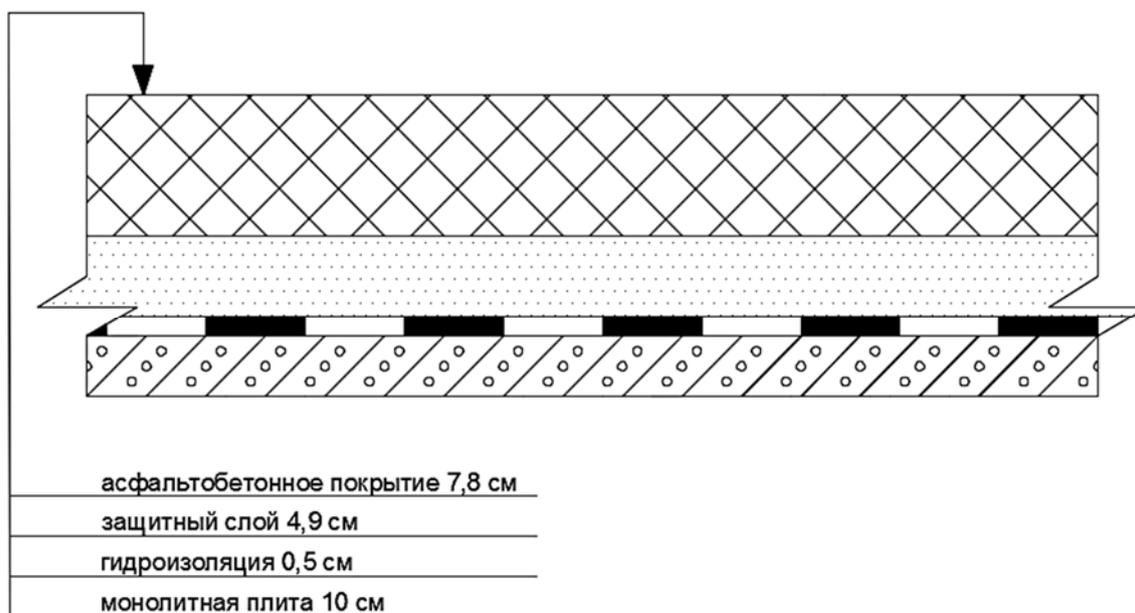


Рисунок 2.5 – Конструкция проезжей части

Нагрузка от защитного слоя:

– нормативная

$$g_6^H = \frac{B_2 \cdot h_2 \cdot \gamma_B}{m}; \quad (2.11)$$

– расчетная

$$g_6^P = g_6^H \cdot \gamma_f, \quad (2.12)$$

где B_2 – ширина защитного слоя из бетона, м;

h_2 – толщина защитного слоя из бетона, м.

$$g_6^H = \frac{10 \cdot 0,049 \cdot 25}{12} = 1,021 \text{ кН/м};$$

$$g_6^P = 1,021 \cdot 1,3 = 1,327 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от гидроизоляции:

– нормативная

$$g_7^H = \frac{B_3 \cdot h_3 \cdot \gamma_2}{m}; \quad (2.13)$$

– расчетная

$$g_7^P = g_7^H \cdot \gamma_f, \quad (2.14)$$

где B_3 – ширина гидроизоляции, м;

h_3 – толщина гидроизоляции, м;

γ_2 – удельный вес гидроизоляции, кН/м³.

$$g_7^H = \frac{15,504 \cdot 0,005 \cdot 15}{12} = 0,107 \text{ кН/м};$$

$$g_7^P = 0,107 \cdot 1,3 = 0,139 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от монолитной плиты:

– нормативная

$$g_8^H = \frac{B_4 \cdot h_4 \cdot \gamma_B}{m}; \quad (2.15)$$

– расчетная

$$g_8^P = g_8^H \cdot \gamma_f, \quad (2.16)$$

где B_4 – ширина монолитной плиты, м;

h_4 – толщина монолитной плиты, м.

$$g_8^H = \frac{10 \cdot 0,1 \cdot 25}{12} = 2,083 \text{ кН/м};$$

$$g_8^P = 2,083 \cdot 1,1 = 2,708 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от подтротуарной плиты:

– нормативная

$$g_9^H = \frac{2 \cdot V_2 \cdot \gamma_B}{m \cdot L}; \quad (2.17)$$

– расчетная

$$g_9^P = g_9^H \cdot \gamma_f, \quad (2.18)$$

где V_2 – объем бетона подтротуарной плиты, м³.

$$g_9^H = \frac{2 \cdot 3,1 \cdot 25}{12 \cdot 6} = 2,153 \text{ кН/м};$$

$$g_9^p = 2,153 \cdot 1,1 = 2,368 \text{ кН/м.}$$

Суммарная постоянная нагрузка:

– нормативная

$$G_{gk} = \sum_{i=1}^n g_i^H = 4,58 + 0,42 + 0,038 + 0,028 + 1,794 + 1,021 + \\ + 0,107 + 2,083 + 2,153 = 12,587 \text{ кН/м;}$$

– расчетная

$$G_{gd} = \sum_{i=1}^n g_i^p = 5,04 + 0,46 + 0,0542 + 0,031 + 2,691 + 1,327 + \\ + 0,139 + 2,708 + 2,368 = 15,216 \text{ кН/м.}$$

Определяются значения изгибающих моментов и поперечных сил от постоянной нагрузки в расчетных сечениях плиты пролетного строения: в середине пролета (сечение 1–1); на опоре (сечение 2–2). Расчетная схема показана на рисунке 2.6.

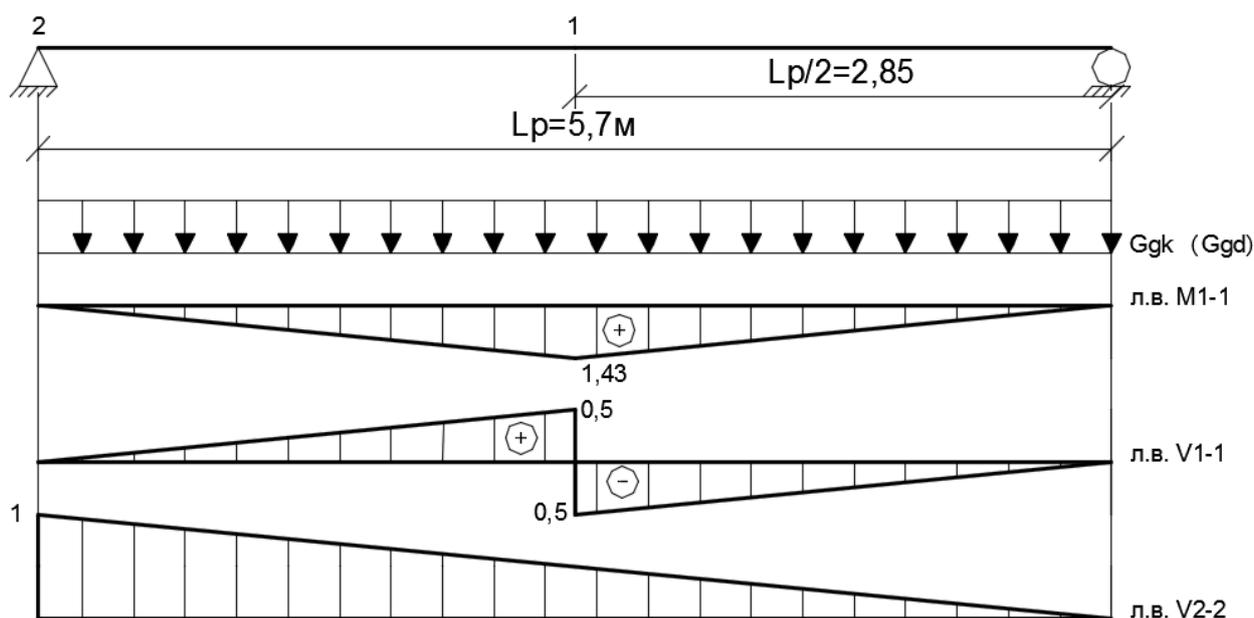


Рисунок 2.6 – Расчетная схема к определению изгибающих моментов и поперечных сил

Сечение 1–1.

Изгибающий момент:

– от нормативной нагрузки

$$M_{sk} = G_{gk} \cdot \omega_{л.в.М1}, \quad (2.19)$$

$$M_{sk} = 12,587 \cdot 1,43 \cdot 5,7 / 2 = 51,30 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

где $\omega_{л.в.M1}$ – площадь линии влияния изгибающего момента;

– от расчетной нагрузки

$$M_{sd} = G_{gd} \cdot \omega_{л.в.M1}; \quad (2.20)$$

$$M_{sd} = 15,216 \cdot 1,43 \cdot 5,7 / 2 = 62,10 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила $V = 0$.

Сечение 2–2.

Поперечная сила:

– от нормативной нагрузки

$$V_{sk} = G_{gk} \cdot \omega_{л.в.V2}, \quad (2.21)$$

$$V_{sk} = 12,587 \cdot 0,5 \cdot 5,7 = 35,87 \text{ кН};$$

где $\omega_{л.в.V2}$ – площадь линии влияния поперечной силы;

– от расчетной нагрузки

$$V_{sd} = G_{gd} \cdot \omega_{л.в.V2}; \quad (2.22)$$

$$V_{sd} = 15,216 \cdot 0,5 \cdot 5,7 = 43,37 \text{ кН}.$$

2.3 Определение усилий от временных нагрузок

2.3.1 Определение коэффициентов поперечной установки.

Для определения усилий в плите пролетного строения от временных нагрузок воспользуемся методом внецентренного сжатия (рисунок 2.7). При этом наиболее загруженной будет крайняя плита.

Ординаты линии влияния давления на крайнюю левую плиту при расположении груза $P = 1$ над ней и крайней правой плитой определяем по формулам

$$\eta_1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}; \quad (2.23)$$

$$\eta_n = \frac{1}{n} - \frac{a_1^2}{2 \cdot \sum a_i^2}, \quad (2.24)$$

где n – число балок в поперечном сечении моста;

a_1 – расстояние между центром тяжести крайней плиты и продольной осью моста;

a_i – расстояние между центрами тяжести симметричных относительно оси моста плит.

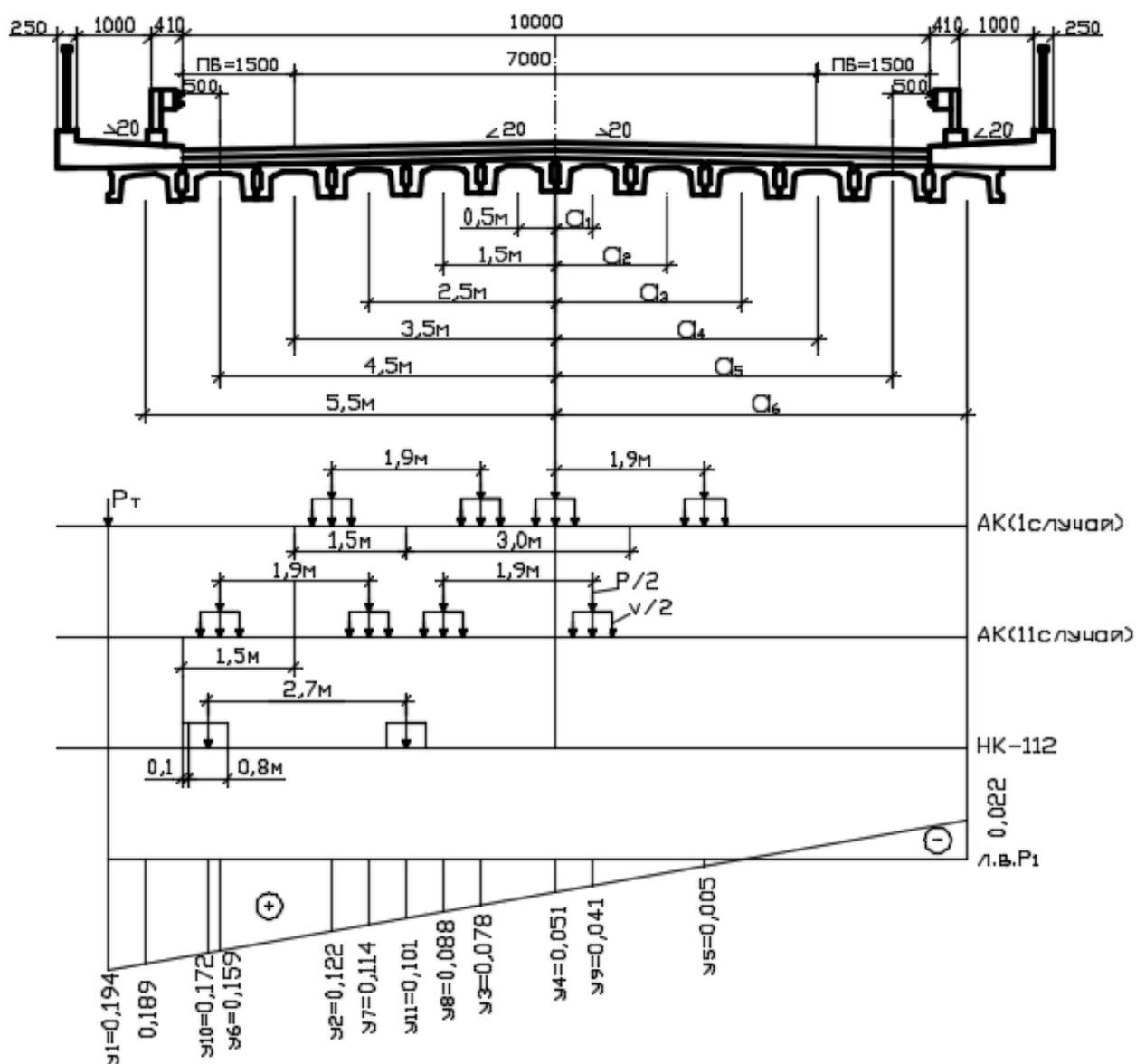


Рисунок 2.7 – Схема для вычисления КПУ методом внецентренного сжатия

Коэффициенты поперечной установки (КПУ) рассчитывают отдельно для каждого вида нагрузки как сумму ординат линии влияния давления под точками приложения сосредоточенных сил по формуле

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{2}, \quad (2.25)$$

где y_i – ординаты на линии влияния давления под нагрузкой.

Определяем ординаты линии влияния давления на крайние балки:

$$\eta_1 = \frac{1}{12} + \frac{5,5^2}{2 \cdot 2 \cdot (0,5^2 + 1,5^2 + 2,5^2 + 3,5^2 + 4,5^2 + 5,5^2)} = 0,189;$$

$$\eta_{12} = \frac{1}{12} - \frac{5,5^2}{2 \cdot 2 \cdot (0,5^2 + 1,5^2 + 2,5^2 + 3,5^2 + 4,5^2 + 5,5^2)} = -0,022.$$

Для нагрузки А14 рассматриваем два случая загрузки. Расчетное число полос нагрузки А14 – две.

Первый случай. Расчетные полосы нагрузки смещены на край проезжей части с минимальным расстоянием 1,5 м от оси крайней полосы до полосы безопасности. В этом случае усилия от нагрузки А14 сочетаются с усилиями от толпы на тротуаре. При определении КПУ для полосовой нагрузки А14 для всех полос, кроме первой, в качестве множителя к ординатам вводится коэффициент полноты, равный 0,6, учитывающий возможное неполное загрузку полос автомобилями:

– для полосовой нагрузки

$$\eta_{AK,p}^I = \frac{y_2 + y_3 + y_4 + y_5}{2} = \frac{0,122 + 0,078 + 0,051 + 0,005}{2} = 0,128;$$

– для тележек

$$\eta_{AK,v}^I = \frac{y_2 + y_3 + 0,6 \cdot (y_4 + y_5)}{2} = \frac{0,122 + 0,078 + 0,6 \cdot (0,051 + 0,005)}{2} = 0,117;$$

– от толпы на левом тротуаре

$$\eta_{тол} = y_1 = 0,194.$$

Второй случай. Две полосы (независимо от габарита моста, предусматривающего более одной полосы движения) устанавливаются на край ездового полотна с минимальным расстоянием 1,5 м от оси крайней полосы до бордюра (усилия, соответствующие этому положению нагрузки, учитываются лишь в расчетах на прочность):

– для полосовой нагрузки

$$\eta_{AK,p}^{II} = \frac{y_6 + y_7 + y_8 + y_9}{2} = \frac{0,159 + 0,114 + 0,088 + 0,041}{2} = 0,201;$$

– для тележек

$$\eta_{AK,v}^{II} = \frac{y_6 + y_7 + 0,6 \cdot (y_8 + y_9)}{2} = \frac{0,159 + 0,114 + 0,6 \cdot (0,088 + 0,041)}{2} = 0,175.$$

Коэффициент поперечной установки от нагрузки НК-112 (расстояние от равнодействующей до края ограждения 0,5 м)

$$\eta_{НК} = \frac{y_{10} + y_{11}}{2} = \frac{0,172 + 0,101}{2} = 0,137.$$

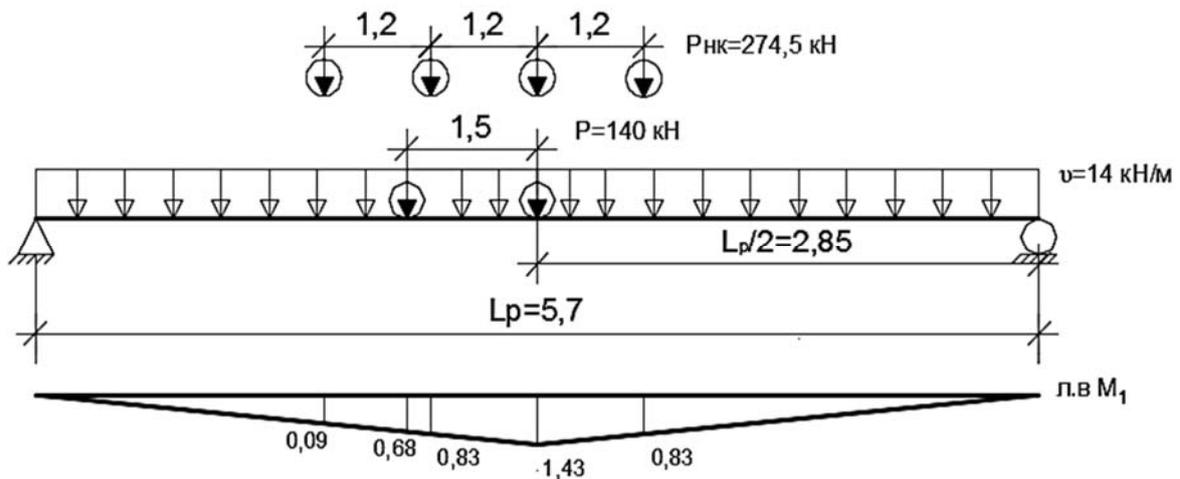


Рисунок 2.9 – Загружение линии влияния изгибающего момента нагрузками А14 и НК-112

Первый случай загрузки.

Изгибающие моменты от нагрузки А14 и толпы на тротуарах:
– от расчетной нагрузки

$$M_{sd} = P \cdot \sum y_i \cdot \eta_{AK,p}^I \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f + v \cdot \omega_{л.в.М1} \cdot \eta_{AK,v}^I \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f + P_T \cdot \eta_{тол} \cdot \omega_{л.в.М1} \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f; \quad (2.26)$$

где P – характеристика нагрузки АК, кН;

v – характеристика нагрузки АК, кН/м;

y_i – ординаты на линии влияния изгибающего момента под сосредоточенной нагрузкой;

$\eta_{AK,p}^I, \eta_{AK,v}^I, \eta_{тол}$ – коэффициенты поперечной установки;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

$(1 + \mu)$ – динамический коэффициент;

P_T – нормативная временная нагрузка на тротуары мостов, определяемая по [1], кПа.

Динамический коэффициент определяем по формулам:

– к нагрузке АК

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{45 - \lambda}{135}; \quad (2.27)$$

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{45 - 5,7}{135} = 1,29,$$

где λ – длина загрузки линии влияния, м;

– к вертикальной подвижной нагрузке на тротуарах

$$(1 + \mu) = 1,0. \quad (2.28)$$

Коэффициенты надежности к временным нагрузкам:

а) для нагрузки АК:

1) при действии равномерно распределённой нагрузки $\gamma_f = 1,2$;

2) при действии тележки $\gamma_f = 1,5$ при $\lambda = 0$ и $\gamma_f = 1,2$ при $\lambda = 30$;

б) для вертикальной подвижной нагрузки на тротуарах $\gamma_f = 1,2$.

$$M_{sd} = 140 \cdot (1,43 + 0,68) \cdot 0,128 \cdot 1,29 \cdot 1,44 + 14 \cdot 4,08 \cdot 0,117 \cdot 1,29 \cdot 1,2 + \\ + 2 \cdot 0,189 \cdot 4,08 \cdot 1,2 = 82,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– от нормативной нагрузки

$$M_{sk} = P \cdot \sum y_i \cdot \eta_{AK,p}^I \cdot \gamma_f + v \cdot \omega_{л.в.М1} \cdot \eta_{AK,p}^I \cdot \gamma_f + \\ + P_T \cdot \eta_{тол} \cdot \omega_{л.в.М1} \cdot \gamma_f; \quad (2.29)$$

$$M_{sk} = 140 \cdot (1,43 + 0,68) \cdot 0,128 \cdot 1 + 14 \cdot 4,08 \cdot 0,117 \cdot 1 + \\ + 2 \cdot 0,189 \cdot 4,08 \cdot 1 = 72,99 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Второй случай загрузки.

Изгибающие моменты от двух полос нагрузки А14, максимально приближенных к барьерному ограждению:

– от расчетной нагрузки

$$M_{sd} = P \cdot \sum y_i \cdot \eta_{AK,p}^II \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f + v \cdot \omega_{л.в.М1} \cdot \eta_{AK,v}^II \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f; \quad (2.30)$$

$$M_{sd} = 140 \cdot (1,43 + 0,68) \cdot 0,201 \cdot 1,29 \cdot 1,44 + 14 \cdot 4,08 \cdot 0,175 \cdot 1,29 \cdot 1,2 = 125,77 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $\eta_{AK,p}^II, \eta_{AK,v}^II$ – коэффициенты поперечной установки;

– от нормативной нагрузки

$$M_{sk} = P \cdot \sum y_i \cdot \eta_{AK,p}^II \cdot \gamma_f + v \cdot \omega_{л.в.М1} \cdot \eta_{AK,v}^II \cdot \gamma_f; \quad (2.31)$$

$$M_{sk} = 140 \cdot (1,43 + 0,68) \cdot 0,201 \cdot 1 + 14 \cdot 4,08 \cdot 0,175 \cdot 1 = 69,37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Третий случай загрузки.

Изгибающие моменты от нагрузки НК-112:

– от расчетной нагрузки

$$M_{sd} = P_{HK} \cdot \sum y_i \cdot \eta_{HK} \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f, \quad (2.32)$$

где P_{HK} – нагрузка на ось тележки НК-112, кН;

$\sum y_i$ – ординаты на линии влияния изгибающего момента под сосредоточенными силами нагрузки НК-112;

$\eta_{НК}$ – коэффициент поперечной установки нагрузки НК-112.

Динамический коэффициент к нагрузке НК-112 для промежуточных значений λ определяем по интерполяции:

$$1 + \mu = 1,30 \text{ при } \lambda \leq 1,0 ;$$

$$1 + \mu = 1,10 \text{ при } \lambda \geq 5,0 .$$

Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$ для колесной нагрузки НК-112.

$$M_{sd} = 274,5 \cdot (0,09 + 0,83 + 1,43 + 0,83) \cdot 0,137 \cdot 1,1 \cdot 1 = 131,55 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– от нормативной нагрузки

$$M_{sk} = P_{НК} \cdot \sum y_i \cdot \eta_{НК} \cdot \gamma_f; \quad (2.33)$$

$$M_{sk} = 274,5 \cdot (0,09 + 0,83 + 1,43 + 0,83) \cdot 0,137 \cdot 1 = 119,59 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальный момент от постоянных и временных нагрузок возникает при установке на пролетное строение нагрузки НК-112 на краю ездового полотна и составляет

$$M_{sd, \max} = 62,01 + 131,55 = 193,56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Этот момент используется в расчетах на прочность.

Поскольку А14 и НК-112, установленные у бордюра, не учитываются в расчетах трещиностойкости, то эти расчеты выполняются по значению нормативного момента, полученного при загрузении пролетного строения нагрузкой А14 и толпой на тротуаре

$$M_{sk} = 51,30 + 72,99 = 124,29 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В расчетах перемещений используется максимальный нормативный момент. В данном случае он складывается из момента от постоянных нагрузок и момента, полученного при загрузении пролетного строения нагрузкой НК-112.

2.3.3 Определение поперечных сил.

При определении поперечной силы от временных нагрузок график изменения коэффициентов поперечной установки по длине пролета принимаем состоящим из трех участков: в средней части пролета длиной $\frac{2}{3} \cdot L_p$ значение КПУ постоянно и равно $\eta_{AK,p}$, $\eta_{AK,v}$, $\eta_{AK,НК}$ (в зависимости от расчетного случая); на опорных участках длиной $\frac{L_p}{6} = l_1$ значение КПУ изменяется от середины пролета до 0,5 на опоре.

При вычислении поперечной силы от распределенной части нагрузки АК изменение коэффициента поперечной установки по длине расчетного пролета учитываем, перемножая линии влияния V_A и КПУ по методу Симпсона.

Поперечную силу определяем у опоры, используя расчетную схему, представленную на рисунке 2.10 (размеры в метрах).

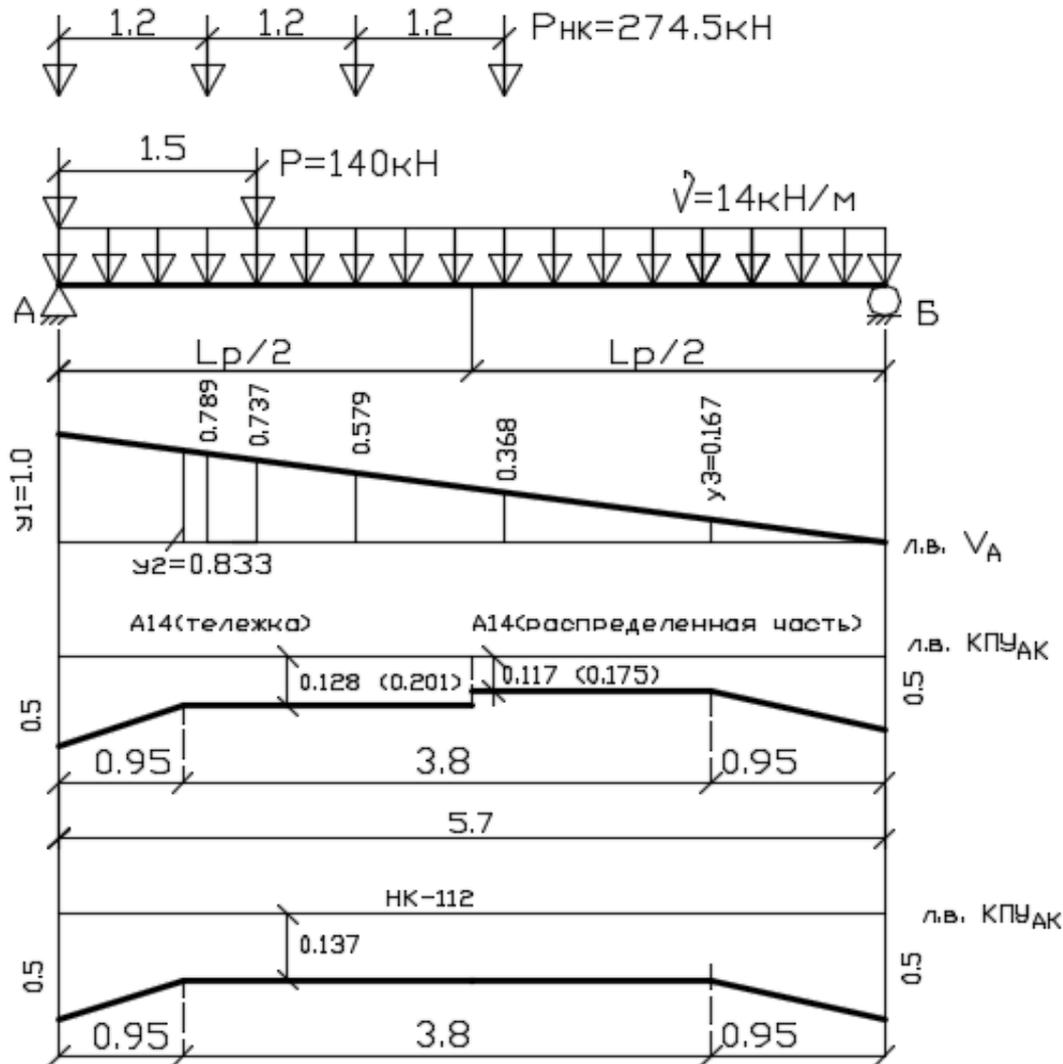


Рисунок 2.10 – Схема к определению поперечной силы у опоры А

Первый случай загрузки (две полосы нагрузки АК смещены к краю проезжей части и сочетаются с толпой на тротуаре).

Значения поперечной силы:

– от расчетной нагрузки

$$V_{sd} = P \cdot \sum_{i=1}^2 y_i \cdot \eta_{AK,p}^I \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f + v \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f \cdot \left\{ \omega_{л.в.V_A} \cdot \eta_{AK,v}^I + \frac{l_1}{6} \times \right. \\ \left. \times \left[y_1 \cdot (\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^I) + 4 \cdot \frac{y_1 + y_2}{2} \cdot \frac{\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^I}{2} \right] + \frac{l_1}{6} \cdot 4 \cdot \frac{y_3}{2} \cdot \frac{\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^I}{2} \right\}, \quad (2.34)$$

где $\omega_{л.в.V_A}$ – площадь линии влияния V_A ;

η_{on}^{AK} – коэффициент поперечной установки в сечении балки на опоре от нагрузки АК;

y_i – ординаты на линии влияния V_A под сосредоточенной нагрузкой АК;

y_1, y_2, y_3 – ординаты на линии влияния V_A в местах перелома линии влияния $KПУ_{AK}$.

$$V_{sd} = 140 \cdot (1 \cdot 0,5 + 0,737 \cdot 0,128) \cdot 1,29 \cdot 1,44 + 14 \cdot 1,29 \cdot 1,2 \times \\ \times \left\{ 2,85 \cdot 0,117 + \frac{0,95}{6} \left[1 \cdot (0,5 - 0,117) + 4 \cdot \frac{(1 + 0,833)}{2} \cdot \frac{(0,5 - 0,117)}{2} \right] + \right. \\ \left. + \frac{0,95}{6} \cdot 4 \cdot \frac{0,167}{2} \cdot \frac{(0,5 - 0,117)}{2} \right\} = 176,24 + 0,52 = 176,76 \text{ кН};$$

– от нормативной нагрузки

$$V_{sk} = P \cdot \sum_{i=1}^2 y_i \cdot \eta_{AK,p}^I \cdot \gamma_f + v \cdot \gamma_f \cdot \left\{ \omega_{л.в.V_A} \cdot \eta_{AK,v}^I + \frac{l_1}{6} \times \right. \\ \left. \times \left[y_1 \cdot (\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^I) + 4 \cdot \frac{y_1 + y_2}{2} \cdot \frac{\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^I}{2} \right] + \frac{l_1}{6} \cdot 4 \cdot \frac{y_3}{2} \cdot \frac{\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^I}{2} \right\}; \quad (2.35)$$

$$V_{sk} = 140 \cdot (1 \cdot 0,5 + 0,737 \cdot 0,128) \cdot 1 + 14 \cdot 1 \cdot \left\{ 2,85 \cdot 0,117 + \frac{0,95}{6} \times \right. \\ \left. \times \left[1 \cdot (0,5 - 0,117) + 4 \cdot \frac{1 + 0,833}{2} \cdot \frac{0,5 - 0,117}{2} \right] + \frac{0,95}{6} \cdot 4 \cdot \frac{0,167}{2} \cdot \frac{0,5 - 0,117}{2} \right\} = \\ = 83,21 + 7,22 = 90,42 \text{ кН.}$$

Второй случай загрузки (две полосы нагрузки АК максимально приближены к барьерному ограждению).

Значения поперечной силы:

– от расчетной нагрузки

$$V_{sd} = P \cdot \sum_{i=1}^2 y_i \cdot \eta_{AK,p}^{II} \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f + v \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f \cdot \left\{ \omega_{л.в.V_A} \cdot \eta_{AK,v}^{II} + \frac{l_1}{6} \times \right. \\ \left. \times \left[y_1 \cdot (\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^{II}) + 4 \cdot \frac{y_1 + y_2}{2} \cdot \frac{\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^{II}}{2} \right] + \frac{l_1}{6} \cdot 4 \cdot \frac{y_3}{2} \cdot \frac{\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^{II}}{2} \right\}; \quad (2.36)$$

$$V_{sd} = 140 \cdot (1 \cdot 0,5 + 0,737 \cdot 0,201) \cdot 1,29 \cdot 1,44 + 14 \cdot 1,29 \cdot 1,2 \times \\ \times \left\{ 2,85 \cdot 0,175 + \frac{0,95}{6} \left[1 \cdot (0,5 - 0,175) + 4 \cdot \frac{1 + 0,833}{2} \cdot \frac{0,5 - 0,175}{2} \right] + \right. \\ \left. + \frac{0,95}{6} \cdot 4 \cdot \frac{0,167}{2} \cdot \frac{0,5 - 0,175}{2} \right\} = 168,56 + 14,15 = 182,71 \text{ кН};$$

– от нормативной нагрузки

$$V_{sk} = P \cdot \sum_{i=1}^2 y_i \cdot \eta_{AK,p}^{II} \cdot \gamma_f + v \cdot \gamma_f \cdot \left\{ \omega_{л.в.V_A} \cdot \eta_{AK,v}^{II} + \frac{l_1}{6} \times \right. \\ \left. \times \left[y_1 \cdot (\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^{II}) + 4 \cdot \frac{y_1 + y_2}{2} \cdot \frac{\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^{II}}{2} \right] + \frac{l_1}{6} \cdot 4 \cdot \frac{y_3}{2} \cdot \frac{\eta_{on}^{AK} - \eta_{AK,v}^{II}}{2} \right\}; \quad (2.37)$$

$$V_{sk} = 140 \cdot (1 \cdot 0,5 + 0,737 \cdot 0,201) \cdot 1 + 14 \cdot 1 \cdot 2,85 \cdot \left\{ 2,85 \cdot 0,175 + \frac{0,95}{6} \times \right. \\ \left. \times \left[1 \cdot (0,5 - 0,175) + 4 \cdot \frac{1 + 0,833}{2} \cdot \frac{0,5 - 0,175}{2} \right] + \frac{0,95}{6} \cdot 4 \cdot \frac{0,167}{2} \cdot \frac{0,5 - 0,175}{2} \right\} = \\ = 90,74 + 9,14 = 99,88 \text{ кН.}$$

Третий случай загрузки (нагрузка НК-112).

Значения поперечной силы от расчетной нагрузки

$$V_{sd} = P_{HK} \cdot \sum_{i=1}^4 y_i \cdot \eta_{HK} \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma_f; \quad (2.38)$$

$$V_{sd} = 274,5 \cdot (1 \cdot 0,5 + 0,789 \cdot 0,137 + 0,579 \cdot 0,137 + 0,368 \cdot 0,137) \cdot 1,1 \cdot 1 = 222,54 \text{ кН,}$$

где y_i – ординаты на линии влияния V_A под нагрузкой НК.

Максимальная расчетная поперечная сила возникает при действии на пролетное строение нагрузки НК-112 и составляет

$$V_{sd} = 222,54 + 43,37 = 265,91 \text{ кН.}$$

Эта поперечная сила должна учитываться в расчетах на прочность.

2.4 Расчет на прочность по изгибающему моменту

При расчете железобетонных конструкций, имеющих тавровое сечение с полкой в сжатой зоне, принято рассматривать два случая расчета в зависимости от положения нейтральной оси.

Первый случай – сжатая зона полностью расположена в пределах полки, т. е. $x_{eff} \leq h_f'$ (рисунок 2.11), где h_f' – высота полки; x_{eff} – условная эффективная

высота сжатой зоны бетона.

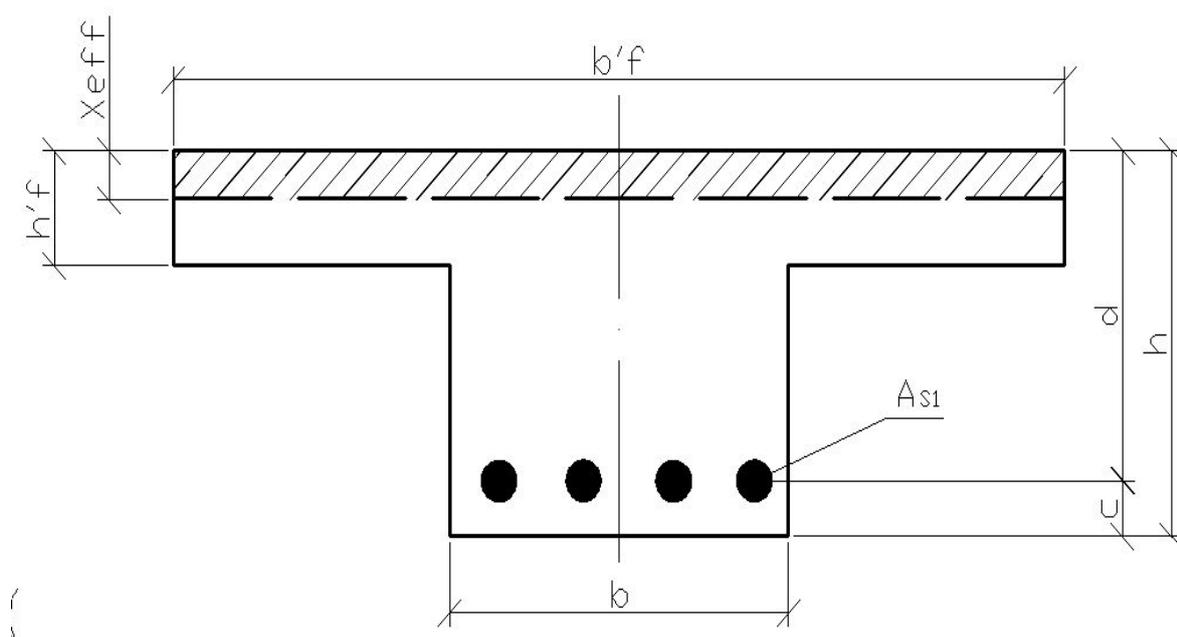


Рисунок 2.11 – Расчетное тавровое сечение с нейтральной линией в полке

Тавровое сечение такого типа обычно встречается в сечениях с развитой полкой.

Второй случай – нижняя граница сжатой зоны расположена за пределами полки, т. е. $x_{eff} > h_f$ (рисунок 2.12).

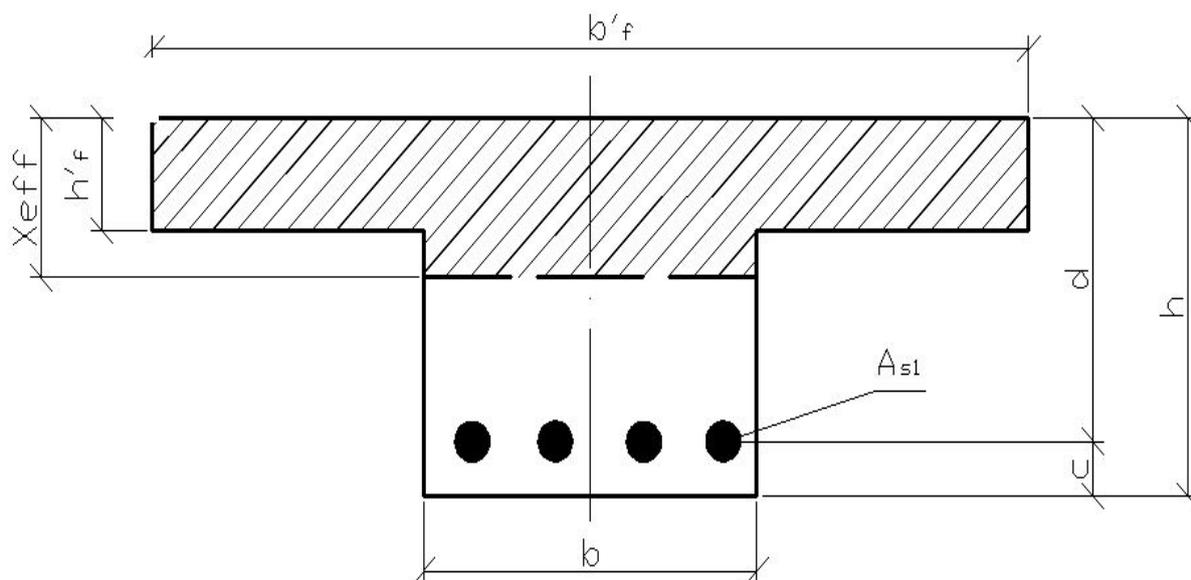


Рисунок 2.12 – Расчетное тавровое сечение с нейтральной линией, расположенной в ребре

Такие сечения железобетонных элементов встречаются при расчете балочных конструкций с малой шириной свесов полки. Чтобы установить положение нижней границы сжатой зоны (положение нейтральной оси) используется

неравенство

$$M_{sd} \leq M'_f = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right), \quad (2.39)$$

где M_{sd} – расчетный изгибающий момент, возникающий в сечении балки от временных и постоянных нагрузок, Н·м;

M'_f – момент, воспринимаемый полкой таврового сечения при условии, что вся она сжата, Н·м;

α – коэффициент условий работы бетона, принимаемый 0,85;

d – рабочая высота сечения, м;

h – высота сечения балки, м;

f_{sd} – расчетная прочность бетона осевому сжатию [1], МПа;

c – расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести арматуры A_{s1} , м.

При наличии расчетной или конструктивной арматуры в сжатой зоне сечения неравенство (2.39) имеет вид:

$$M_{sd} \leq M'_f = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (2.40)$$

где f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры, МПа;

A_{s2} – площадь поперечного сечения сжатой арматуры, м²;

c_1 – расстояние от сжатой грани сечения до центра тяжести сжатой арматуры, м.

Если расчетный момент M_{sd} от временных и постоянных нагрузок меньше момента M'_f , воспринимаемого полкой, то нейтральная линия проходит в полке (первый случай расчета). В этом случае тавровое сечение рассчитывают как прямоугольное с размерами b'_f и h'_f . Прочность сечения элемента будет обеспечена, если расчетный момент от временных и постоянных нагрузок M_{sd} не превысит расчетного момента внутренних усилий M_{Rd} относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры A_{s1} или центра тяжести бетона сжатой зоны, т. е. $M_{sd} \leq M_{Rd}$.

$$M_{sd} \leq M'_f = F_{cc} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right); \quad (2.41)$$

$$M_{sd} \leq M'_f = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right), \quad (2.42)$$

где F_{cc} – равнодействующая усилий в бетоне сжатой зоны, кН.

Высота условной сжатой зоны бетона x_{eff} определяется из условия равенства нулю суммы проекций всех сил на продольную ось элемента.

$$F_{cc} = F_{st}, \quad (2.43)$$

где F_{st} – равнодействующая усилия в растянутой арматуре, кН.

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot x_{eff} = f_{yd} \cdot A_{s1}; \quad (2.44)$$

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f}. \quad (2.45)$$

Особенности напряженно-деформированного состояния сечения в расчетах характеризует относительная высота сжатой зоны сечения ξ , которая определяется как отношение высоты условной сжатой зоны сечения к рабочей высоте:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d} = \rho \cdot \frac{f_{yd}}{\alpha \cdot f_{cd}}, \quad (2.46)$$

где ρ – коэффициент армирования,

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b'_f \cdot d}.$$

Значение относительной высоты сжатой зоны сечения, вводимое в расчеты, не должно превышать граничной относительной высоты ξ_{lim} , т. к. при $\xi > \xi_{lim}$ разрушение элемента начинается со сжатой зоны бетона, что опасно.

Значение граничной высоты сжатой зоны ξ_{lim} , при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре f_{yd} , определяется по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sku}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (2.47)$$

где ω – характеристика сжатой зоны бетона,

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd}; \quad (2.48)$$

k_c – коэффициент, для тяжелого бетона $k_c = 0,85$;

$\sigma_{s,lim}$ – напряжение в арматуре, МПа;

σ_{sku} – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны сечения, $\sigma_{sku} = 500$ МПа.

При выполнении условия $\xi < \xi_{lim}$ разрушение сечения происходит пластически (по первому случаю третьей стадии напряженно-деформированного состояния (н. д. с.)). Арматура, расположенная в растянутой зоне, первой достигает предела текучести f_{yd} .

Если выполняется условие $\xi = \xi_{lim}$, то предела прочности достигают одновременно бетон и арматура.

Разрушение сечения будет происходить по бетону сжатой зоны при условии, что $\xi > \xi_{lim}$, и называться хрупким (третья стадия н. д. с., случай 2), а элементы – переармированными, т. к. содержат избыточное количество арматуры. Прочность конструкции определяется предельными усилиями в сжатом бетоне и

растянутой арматуре при $\xi < \xi_{lim}$ или $x_{eff} \leq x_{eff, lim}$.

Для упрощения практических расчетов формулу (2.41) преобразуют, подставляя в уравнение M_{Rd} (относительно центра тяжести арматуры) $x_{eff} = \xi \cdot d$:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot \xi \cdot d \cdot (d - 0,5 \cdot \xi \cdot d) = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot \xi \cdot d^2 \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi). \quad (2.49)$$

Вводя в расчеты новые обозначения (α_m – характеристику сжатой зоны сечения и η – относительное плечо пары сил)

$$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi); \quad (2.50)$$

$$\eta = \frac{Z}{d} = (1 - 0,5 \cdot \xi), \quad (2.51)$$

где Z – плечо пары сил F_{cc} и F_{st} , м,
получаем формулу расчета

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d^2 \quad (2.52)$$

и формулы для расчета сечений:

– относительной высоты сжатой зоны сечений

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}; \quad (2.53)$$

– рабочей высоты сечения

$$d = \sqrt{\frac{M_{Rd}}{\alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f}}. \quad (2.54)$$

Аналогично проводим преобразования уравнения (2.42). Подставляя

$$x_{eff} = \xi \cdot d,$$

получим

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - 0,5 \cdot \xi \cdot d) = \\ &= f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot d \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot d \cdot \eta. \end{aligned} \quad (2.55)$$

Отсюда, принимая $M_{sd} = M_{Rd}$, рассчитываем площадь растянутой арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_{Rd}}{\eta \cdot d \cdot f_{yd}}. \quad (2.56)$$

Переармирование элементов не должно превышать допустимой величины, равной 5 %.

Основываясь на исходных данных подразд. 2.2 и поперечном сечении ребристой плиты длиной 6,0 м, представленном на рисунке 1.1, для дальнейших расчетов принимаем приведенное тавровое сечение, представленное на рисунке 2.13 (размеры в метрах).

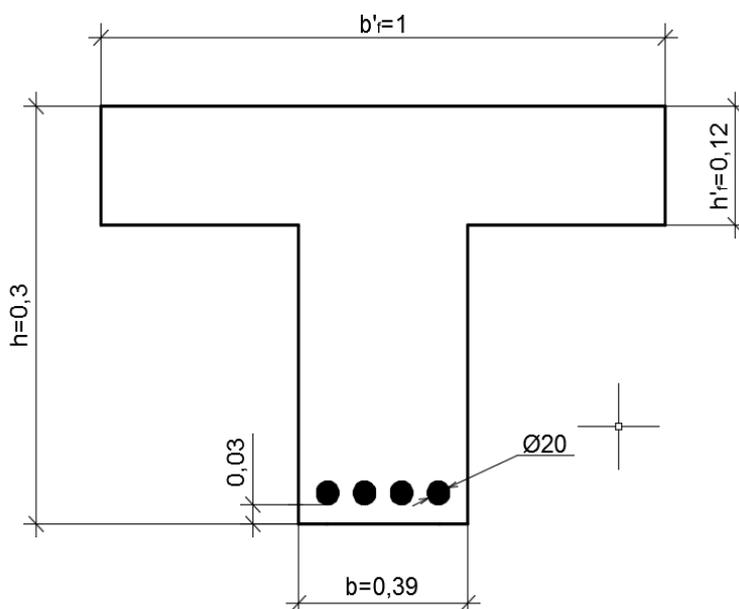


Рисунок 2.13 – Приведенное тавровое сечение

Расчет выполняем для нормального сечения в середине пролета, в котором действует максимальный расчетный изгибающий момент $M_{sd} = 193,56$ кН·м.

При расчете плиты пролетного строения на прочность в стадии эксплуатации по изгибающему моменту и поперечной силе принимаем по [1] следующие характеристики бетона и арматуры:

- бетон тяжелый класса С 25/30;
- расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $f_{cd} = 15,5$ МПа;
- расчетное сопротивление бетона осевому растяжению $f_{ctd} = 1,1$ МПа;
- арматура класса S 500;
- расчетное сопротивление арматуры растяжению $f_{yd} = 400$ МПа.

При толщине плиты пролетного строения $h = 0,3$ м задаемся размерами защитного слоя 0,03 м и диаметром продольной рабочей арматуры 20 мм.

Определяем расстояние от нижней грани сечения до равнодействующей усилий в растянутой арматуре при условии ее расположения в один ряд:

$$c = 0,03 + \frac{0,02}{2} = 0,04 \text{ м.}$$

Находим рабочую высоту сечения

$$d = h - c = 0,3 - 0,04 = 0,26 \text{ м.}$$

Проверяем условие (2.39):

$$M'_f = 0,85 \cdot 15,5 \cdot 1 \cdot 0,12 \cdot \left(0,26 - \frac{0,12}{2}\right) = 316,2 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M'_f = 316,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd} = 193,56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, сечение рассчитывается как прямоугольное.

Из формулы (2.52) при $M_{Rd} = M_{sd}$ определяем характеристику сжатой зоны сечения

$$\alpha_m = \frac{193,56 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 15,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,26^2} = 0,22.$$

Вычисляем относительную высоту сжатой зоны сечения по формуле (2.53):

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,22} = 0,24.$$

Граничную высоту сжатой зоны ξ_{lim} рассчитываем по формуле (2.47):

$$\xi_{lim} = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 15,5}{1 + \frac{400}{500} \cdot \left(1 - \frac{(0,85 - 0,008 \cdot 15,5)}{1,1}\right)} = 0,571.$$

Выполняется условие $\xi = 0,24 < \xi_{lim} = 0,571$, следовательно, разрушение сечения будет происходить пластически (по первому случаю третьей стадии напряженно-деформированного состояния).

По формуле (2.51) определяем относительное плечо пары сил

$$\eta = (1 - 0,5 \cdot 0,24) = 0,88.$$

Требуемое количество арматуры рассчитываем по формуле (2.56):

$$A_{s1} = \frac{193,56 \cdot 10^3}{0,88 \cdot 0,26 \cdot 400 \cdot 10^6} = 0,002115 \text{ м}^2 = 2115 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту арматуры принимаем армирование растянутой зоны таврового сечения двумя стержнями $\varnothing 25$ мм, $A_s = 982 \text{ мм}^2$ и четырьмя стержнями $\varnothing 20$ мм, $A_s = 1256 \text{ мм}^2$

$$\frac{982 + 1256 - 2115}{2115} \cdot 100 \% = 5 \%$$

Переармирование элемента не превышает допустимой величины в 5 %.

2.5 Расчет на прочность по поперечной силе

Расчет выполняется для наклонного сечения у опоры, в котором действует максимальная расчетная поперечная сила $V_{sd} = 265,91$ кН.

Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры по расчету.

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую наклонным сечением без поперечной арматуры, по формуле

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_e \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d}, \quad (2.57)$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = 0,4 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d,$$

где k – поправочный коэффициент;

ρ_e – коэффициент продольного армирования;

b_w – минимальная ширина ребра балки, мм;

d – рабочая высота сечения, мм;

f_{ctd} – расчетная прочность бетона растяжению, МПа.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ но не более } 2,0; \quad (2.58)$$

$$\rho_e = \frac{A_{se}}{b_w \cdot d}, \text{ но не более } 0,02, \quad (2.59)$$

где A_{se} – площадь сечения продольной рабочей арматуры, заведенной на опору, см.

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot 1,89 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,02 \cdot 15,5 \cdot 390 \cdot 250} = 69,43 \text{ кН};$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1,89;$$

$$\rho_e = \frac{0,00221}{0,39 \cdot 0,25} = 0,023;$$

$$V_{Rd,ct,min} = 0,4 \cdot 1,1 \cdot 390 \cdot 250 = 42,9 \text{ кН.}$$

Так как $V_{Rd,ct} = 69,43$ кН $<$ $V_{sd} = 265,91$ кН, требуется расчет поперечной арматуры.

Предварительно назначаем $4\emptyset 10$ S240 с шагом $s = 150$ мм. Площадь поперечного сечения стержней, находящихся в одной плоскости, $A_{sw} = 3,14$ см².

Проверяем несущую способность бетона по наклонной полосе между наклонными трещинами на действие сжимающих напряжений:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} = 0,3 \cdot \eta_{c1} \cdot \eta_{w1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d, \quad (2.60)$$

где η_{c1} – коэффициент условий работы,

$$\eta_{c1} = 1 - 0,01 \cdot f_{cd}; \quad (2.61)$$

η_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры,

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha_{sw} \cdot \rho_{sw} \leq 1,3; \quad (2.62)$$

α_{sw} – отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона;

ρ_{sw} – коэффициент поперечного армирования,

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot S} \geq \rho_{sw,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}; \quad (2.63)$$

f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;

f_{yk} – нормативное сопротивление арматуры растяжению, МПа.

Проверяем условие

$$\rho_{sw} = \frac{314}{390 \cdot 150} = 0,0053 > \rho_{sw,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{22}}{240} = 0,0017. \quad (2.64)$$

Определяем значение коэффициентов:

$$\eta_{c1} = 1 - 0,01 \cdot 15,5 = 0,845;$$

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,34 \cdot 0,0053 = 1,17 \leq 1,3.$$

Проверяем несущую способность балки

$$V_{Rd,max} = 0,3 \cdot 0,845 \cdot 1,17 \cdot 15,5 \cdot 390 \cdot 250 = 448,23 \text{ кН} > 265,91 \text{ кН}.$$

Прочность бетона по наклонной полосе обеспечена.

Проверяем прочность приопорного сечения по наклонной трещине на действие поперечной силы $V_{sd} = 265,91$ кН по условию

$$V_{sd} \leq V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw}, \quad (2.65)$$

где V_{cd} – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над вершиной наклонной трещины, кН;

V_{sw} – сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекающих опасную трещину.

Поперечное усилие V_{cd} , воспринимаемое бетоном, определяем по формуле

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{l_{inc}}, \quad (2.66)$$

где η_{c2} – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона 2,0 ;

η_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полос;

η_N – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил;

l_{inc} – проекция наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось балки, мм.

Поперечное усилие, воспринимаемое хомутами, пересекающими наклонную трещину,

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc, cr}, \quad (2.67)$$

где v_{sw} – погонное усилие, воспринимаемое хомутами на единицу длины, Н/мм;

$l_{inc, cr}$ – проекция опасной наклонной трещины на продольную ось балки, мм.

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(b'_f - b_w) \cdot h'_f}{b_w \cdot d} \leq 0,5; \quad (2.68)$$

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(1000 - 390) \cdot 115}{390 \cdot 250} \leq 0,54.$$

Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил, $\eta_N = 0$.

Погонное усилие, воспринимаемое хомутами на единицу длины,

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S} > \frac{\eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f) \cdot f_{ctd} \cdot b_w}{2}, \quad (2.69)$$

где f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры, МПа;

η_{c3} – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона 0,6.

$$v_{sw} = \frac{314 \cdot 175}{150} = 366,33 \text{ Н/мм} > \frac{0,6 \cdot (1 + 0,5) \cdot 1,1 \cdot 390}{2} = 193,05 \text{ Н/мм}.$$

Определяем длину проекции $l_{inc, cr}$ опасной наклонной трещины на продольную ось балки по формуле

$$l_{inc, cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{v_{sw}}}; \quad (2.70)$$

$$l_{inc, cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,50 + 0) \cdot 1,1 \cdot 390 \cdot 250^2}{366,33}} = 468,59 \text{ мм.}$$

Полученное значение $l_{inc, cr}$ принимается не более $2 \cdot d = 2 \cdot 250 = 500$ мм и не более значения l_{inc} , а также не менее $d = 250$ мм, если $l_{inc} > d$.

Принимаем длину проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось балки: $l_{inc} = l_{inc, cr} = 468,59$ мм.

Проверяем

$$l_{inc} = 468,59 \text{ мм} > d = 250 \text{ мм};$$

$$l_{inc} = 468,59 \text{ мм} < \frac{\eta_{c2}}{\eta_{c3}} \cdot d = \frac{2}{0,6} \cdot 250 = 833,3 \text{ мм.}$$

Определяем поперечное усилие, воспринимаемое бетоном,

$$V_{cd} = \frac{2 \cdot (1 + 0,5 + 0) \cdot 1,1 \cdot 390 \cdot 250^2}{468,59} = 171,66 \text{ кН,}$$

но не менее

$$V_{cd} = \eta_{c3} \cdot (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot (1 + 0,5 + 0) \cdot 1,1 \cdot 390 \cdot 250 = 96,51 \text{ кН.}$$

Поперечное усилие, воспринимаемое хомутами, пересекающими наклонную трещину,

$$V_{sw} = 366,33 \cdot 468,59 = 171,66 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая наклонным сечением,

$$V_{Rd} = 171,66 + 171,66 = 343,32 \text{ кН.}$$

Условие выполняется. Прочность наклонного сечения обеспечена.

Окончательно принимаем для армирования балки в приопорном сечении поперечную арматуру 4Ø10 S240 с шагом $s = 150$ мм.

Хомуты на концевых участках балок должны приниматься диаметром не менее 10 мм, на остальных участках – не менее 8 мм. Концевые участки балок простираются от оси опорной части в сторону пролета на длину, равную высоте балки. Хомуты следует устанавливать с шагом, не превышающим:

- 10 см – на концевых участках балки;
- 15 см – на приопорных участках балки, простирающихся от концевых участков до четвертой пролета;
- 20 см – на среднем участке балки длиной, равной 0,5 пролета.

2.6 Расчет плиты пролетного строения по трещиностойкости

Трещиностойкость характеризуется расчетной шириной раскрытия трещин.

К трещиностойкости главных балок с ненапрягаемой арматурой предъявляются требования категории Зв, согласно которым при действии постоянных и временных нагрузок предельное значение расчетной ширины раскрытия трещины $\Delta_{cr} = 0,03$ см.

Ширину раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси трещин α_{cr} , см, в железобетонных элементах, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости Зв, определяем по формуле

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma}{E} \cdot \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (2.71)$$

где σ – растягивающее напряжение, равное для ненапрягаемой арматуры напряжению σ_s в наиболее растянутых (крайних) стержнях, МПа;

E – модуль упругости для ненапрягаемой E_s и напрягаемой E_p арматуры соответственно, МПа;

ψ – коэффициент раскрытия трещин, определяемый в зависимости от радиуса армирования R_r ;

Δ_{cr} – предельное значение расчетной ширины раскрытия трещин, см, принимаемое по [1].

Радиус армирования рассчитываем по формуле

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta \cdot n \cdot d}, \quad (2.72)$$

где A_r – площадь зоны взаимодействия поперечного сечения, ограниченная наружным контуром сечения и радиусом взаимодействия $r = 6 \cdot d$, см²;

β – коэффициент, учитывающий степень сцепления арматурных элементов с бетоном [1];

n – число арматурных элементов с одинаковым номинальным диаметром d ;

d – диаметр одного стержня, включая случаи расположения стержня в группах, см.

Радиус взаимодействия r следует откладывать от крайнего, ближайшего к нейтральной оси, ряда стержней. Если в крайнем ряду установлено менее половины площади поперечного сечения стержней по отношению к площади арматуры в каждом из остальных рядов, то r откладывают от предпоследнего ряда с полным числом стержней. Зона взаимодействия не должна заходить за нейтральную ось.

В изгибаемых элементах с ненапрягаемой арматурой напряжения σ_s в наиболее растянутых (крайних) стержнях продольной арматуры определяем по формуле

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z} \cdot \frac{h - x_{eff} - a_u}{h - x_{eff} - a}, \quad (2.73)$$

где M – нормативный изгибающий момент, кН·м;

x_{eff} – условная высота сжатой зоны бетона, м;

z – расстояние от центра тяжести площади поперечного сечения растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения, м;

a_u, a – расстояние от центра тяжести площади сечения всей растянутой арматуры и от оси наиболее растянутого (ближайшего к наружной грани) ряда стержней до наиболее растянутой грани бетона соответственно, м.

2.7 Определение деформации плиты пролетного строения

Для обеспечения плавности движения транспортных средств по мосту к очертанию продольного профиля пролетных строений предъявляются соответствующие требования, кроме того, к жесткости пролетных строений предъявляются требования по ограничению прогибов.

Вертикальные упругие прогибы пролетных строений, вычисленные при действии временной нагрузки, не должны превышать $L_p/400$. Прогиб балочного пролетного строения от нагрузки приблизительно можно определить по формуле

$$f = \frac{5}{48} \cdot l \cdot \frac{1}{\rho}, \quad (2.74)$$

где $\frac{1}{\rho}$ – кривизна оси пролетного строения в середине пролета, мм^{-1} .

Кривизну элементов с ненапрягаемой арматурой, в которых пояса отнесены к категории требований по трещиностойкости 3в, следует рассчитывать по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_q}{B_q^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (2.75)$$

где M_q, M_v – моменты в рассматриваемом сечении, создаваемые постоянной и временной нагрузками соответственно, кН·м;

B_q^* – жесткость сечения при действии постоянной нагрузки с учетом образования трещин и ползучести бетона, кН·м²;

B – жесткость сплошного сечения при кратковременном действии временной нагрузки с учетом образования трещин, кН·м².

Указанные жесткости определяются по [1].

3 Расчет плиты проезжей части

3.1 Определение постоянной нагрузки

Определяем постоянную нагрузку на 1 п. м длины плиты для конструкции проезжей части, представленной на рисунке 2.5.

Постоянная нагрузка от слоев одежды ездового полотна:

– нормативная

$$g_{ki} = h_i \cdot \gamma_i, \quad (3.1)$$

где h_i – толщина i -го слоя одежды, м;

γ_i – средняя плотность материала i -го слоя, кН/м³;

– расчетная

$$g_{di} = g_{ki} \cdot \gamma_f, \quad (3.2)$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

$$g_{k1} = 0,078 \cdot 24 = 1,87 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{k3} = 0,005 \cdot 15 = 0,075 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{d1} = 1,87 \cdot 1,5 = 2,81 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{d3} = 0,075 \cdot 1,3 = 0,098 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{k2} = 0,049 \cdot 25 = 1,23 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{k4} = 0,1 \cdot 25 = 2,5 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{d2} = 1,23 \cdot 1,3 = 1,59 \text{ кН/м}^2;$$

$$g_{d4} = 2,5 \cdot 1,3 = 3,25 \text{ кН/м}^2.$$

Постоянная нагрузка от собственного веса плиты проезжей части:

– нормативная

$$g_{kn} = h_n \cdot \gamma_s; \quad (3.3)$$

$$g_{kn} = 0,12 \cdot 25 = 3 \text{ кН/м}^2,$$

где h_n – толщина плиты проезжей части, м;

– расчетная

$$g_{dn} = g_{kn} \cdot \gamma_f; \quad (3.4)$$

$$g_{dn} = 3 \cdot 1,1 = 3,3 \text{ кН/м}^2.$$

Суммарная постоянная нагрузка:

– нормативная

$$g_k = g_{ki} + g_{kn}; \quad (3.5)$$

$$g_k = 1,87 + 1,23 + 0,075 + 2,5 + 3 = 8,68 \text{ кН/м}^2;$$

– расчетная

$$g_d = g_{di} + g_{dn}; \quad (3.6)$$

$$g_d = 2,81 + 1,59 + 0,098 + 3,25 + 3,3 = 11,05 \text{ кН/м}^2.$$

3.2 Определение изгибающих моментов

Плиту проезжей части рассматриваем поперек моста как неразрезную многопролетную балку, опирающуюся на упругие опоры (ребра). Изгибающие моменты в пролетах и на опорах этой балки определяем по моменту M_0 однопролетной балки с помощью поправочных коэффициентов, учитывающих уменьшение моментов за счет влияния защемления плиты в ребрах и податливости последних.

Плита рассчитывается на временные нагрузки А14 и НК-112 (по исходным данным).

Расчетный пролет плиты l равен пролету в свету между продольными ребрами и составляет 1,3 м.

В пролете плиты размещается одна колея нагрузки А14 рисунок 3.1 (размеры в метрах).

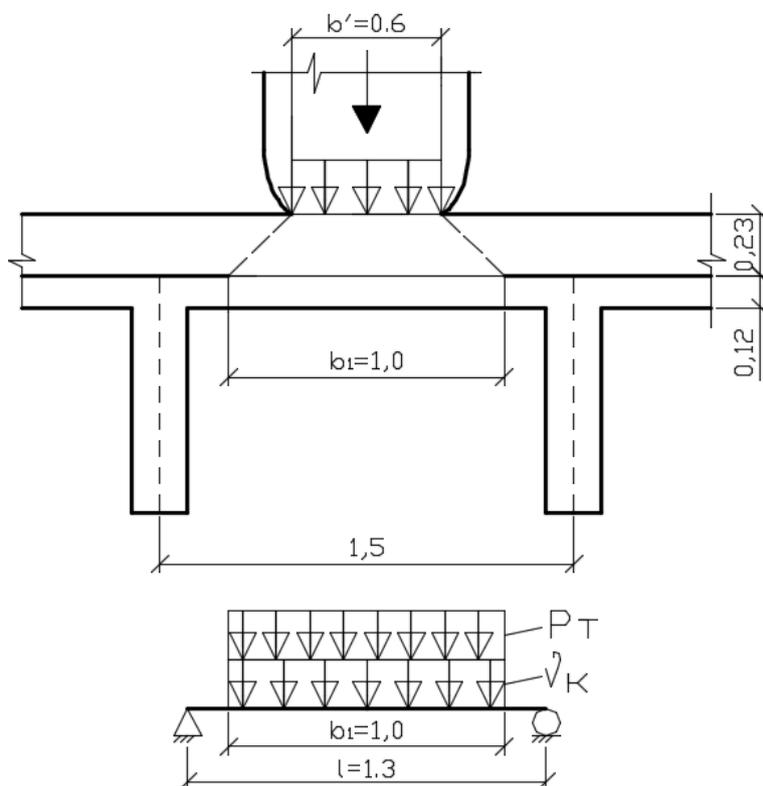


Рисунок 3.1 – Загружение плиты одной колеей нагрузки А14 для определения максимального изгибающего момента

При интенсивности полосовой нагрузки $v = 14 \text{ кН/м}$ равномерно распределенная нагрузка вдоль колеи

$$v_{кол} = \frac{14}{2} = 7 \text{ кН/м.}$$

При ширине колеи $b' = 0,6$ м и распределении нагрузки в толще дорожной одежды под углом 45° ширина площадки распределения нагрузки вдоль пролета плиты

$$b_1 = 0,6 + 2 \cdot 0,23 = 1,0 \text{ м.}$$

Интенсивность этой нагрузки на 1 м^2

$$v_k = \frac{v_{кол}}{b_1}; \quad (3.7)$$

$$v_k = \frac{7}{1} = 7 \text{ кН/м}^2.$$

Нагрузка от одного колеса тележки действует по ширине колеи на длине $a = 0,2$ м. Поперек пролета плиты ширина площадки распределения принимается

$$a_1 = a + 2 \cdot H + \frac{l}{3}, \quad (3.8)$$

но не более $\frac{2}{3} \cdot l = \frac{2}{3} \cdot 1,3 = 0,87$ м.

В формуле (3.8) H – толщина слоев одежды, м.

$$a_1 = 0,2 + 2 \cdot 0,23 + \frac{1,3}{3} = 1,06 \text{ м.}$$

Принимаем $a_1 = 0,87$ м.

Интенсивность нагрузки от одного колеса тележки при давлении на ось $P = 114$ кН

$$P_T = \frac{P}{2 \cdot a_1 \cdot b_1}; \quad (3.9)$$

$$P_T = \frac{114}{2 \cdot 0,87 \cdot 1} = 65,51 \text{ кН/м}^2.$$

Динамический коэффициент при длине загрузения $\lambda = l = 1,3$ м

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{45 - \lambda}{135} = 1 + \frac{45 - 1,3}{135} = 1,32. \quad (3.10)$$

Для полосы плиты шириной $b = 1$ м изгибающие моменты в середине пролета от нагрузки А14 и постоянной:

– от расчетной нагрузки

$$M_{d0} = \frac{g_d \cdot l^2}{8} + (1 + \mu) \cdot (v_k \cdot \gamma_{fv} + P_T \cdot \gamma_{fp}) \cdot b_1 \frac{l - 0,5 \cdot b_1}{4}; \quad (3.11)$$

$$M_{d0} = \frac{11,05 \cdot 1,3^2}{8} + 1,32 \cdot (7 \cdot 1,2 + 65,51 \cdot 1,5) \cdot 1 \cdot \frac{1,3 - 0,5 \cdot 1}{4} =$$

$$= 2,33 + 24,64 = 26,97 \text{ кН/м};$$

– от нормативной нагрузки

$$M_{k0} = \frac{g_k \cdot l^2}{8} + (v_k \cdot \gamma_{fv} + P_T \cdot \gamma_{fp}) \cdot b_1 \frac{l - 0,5 \cdot b_1}{4}; \quad (3.12)$$

$$M_{d0} = \frac{8,68 \cdot 1,3^2}{8} + (7 \cdot 1 + 65,51 \cdot 1) \cdot 1 \cdot \frac{1,3 - 0,5 \cdot 1}{4} = 1,83 + 12,69 = 14,52 \text{ кН/м},$$

где γ_{fv}, γ_{fp} – коэффициенты надежности по нагрузке АК для распределенной части и для тележки соответственно.

В пролете плиты размещается одно колесо нагрузки НК-112 (рисунок 3.2) (размеры в метрах).

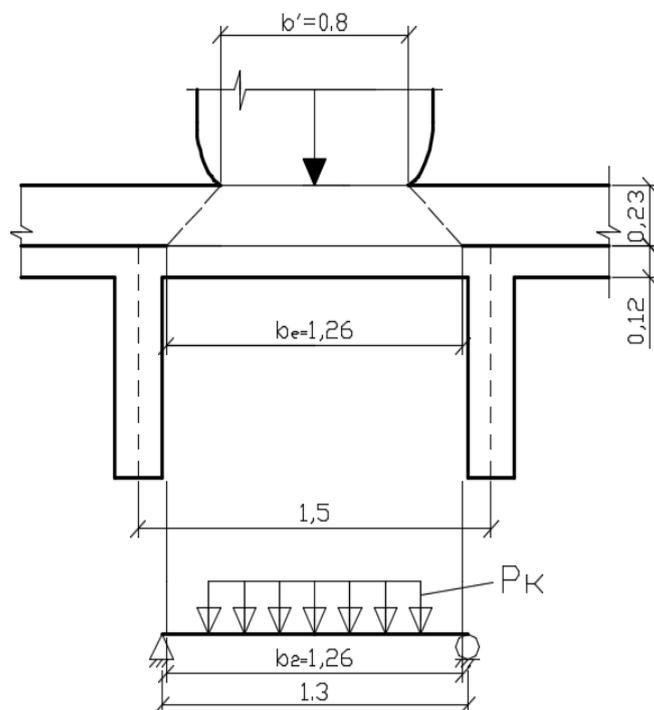


Рисунок 3.2 – Загружение плиты нагрузкой НК-112 для определения изгибающего момента

При ширине колеса $b' = 0,8$ м и распределении нагрузки от него в толще одежды ездового полотна $H = 0,23$ м под углом 45°

$$b_2 = 0,8 + 2 \cdot 0,23 = 1,26 \text{ м.}$$

Вдоль движения ширина площади распределения совпадает с шириной площадки для колеса тележки А14 и может быть принята 0,87 м.

Интенсивность этой нагрузки на 1 м^2 будет определяться по формуле

$$P_k = \frac{P_{HK}}{a_1 \cdot b_2}; \quad (3.13)$$

$$P_k = \frac{137,25}{0,87 \cdot 1,26} = 125,21 \text{ кН/м}^2,$$

где P_{HK} – нагрузка на колесо, кН.

Динамический коэффициент для НК-112 при длине загрузки $\lambda = 1,3 \text{ м}$

$$(1 + \mu) = 1,3 - \frac{(1,3 - 1,1)}{4} \cdot (1,3 - 1) = 1,29. \quad (3.14)$$

Изгибающий момент в середине пролета плиты от расчетных постоянной и временной НК-112 нагрузок

$$\begin{aligned} M_{sd0} &= \frac{11,05 \cdot 1,3^2}{8} + 1,29 \cdot 125,21 \cdot 1,26 \cdot \frac{(1,3 - 0,5 \cdot 1,26)}{4} = \\ &= 2,33 + 34,09 = 36,42 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

Для расчетов на прочность принимаем наибольшие значения изгибающего момента $M_{sd0} = 36,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

В расчетах на трещиностойкость используем нормативное усилие от нагрузки А14 $M_{k0} = 14,52 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Моменты для неразрезной плиты с учетом поправочных коэффициентов определяем по формулам:

– в середине пролета

$$M_{np} = +0,5 \cdot M_0; \quad M_{np} = -0,25 \cdot M_0; \quad (3.15)$$

– на опоре

$$M_{on} = -0,8 \cdot M_0; \quad M_{on} = +0,25 \cdot M_0. \quad (3.16)$$

Окончательно изгибающие моменты в неразрезной плите:

– в середине пролета

$$\begin{aligned} M_{sd\ np.} &= +0,5 \cdot 36,42 = 18,21 \text{ кН} \cdot \text{м}; & M_{k\ np.} &= +0,5 \cdot 14,52 = 7,26 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M_{sd\ np.} &= -0,25 \cdot 36,42 = -9,11 \text{ кН} \cdot \text{м}; & M_{k\ np.} &= -0,25 \cdot 14,52 = -3,63 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{aligned}$$

– на опорах

$$M_{sd\ on.} = -0,8 \cdot 36,42 = -29,14 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{k\ on.} = -0,8 \cdot 14,52 = -11,62 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{sd\ on.} = +0,25 \cdot 36,42 = 9,11 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{k\ on.} = +0,25 \cdot 14,52 = 3,63 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3.3 Определение поперечных сил

Поперечную силу в плите проезжей части определяем как и в разрезной балке, используя расчетную схему, представленную на рисунке 3.3 (размеры в метрах), с учетом площадки распределения нагрузки.

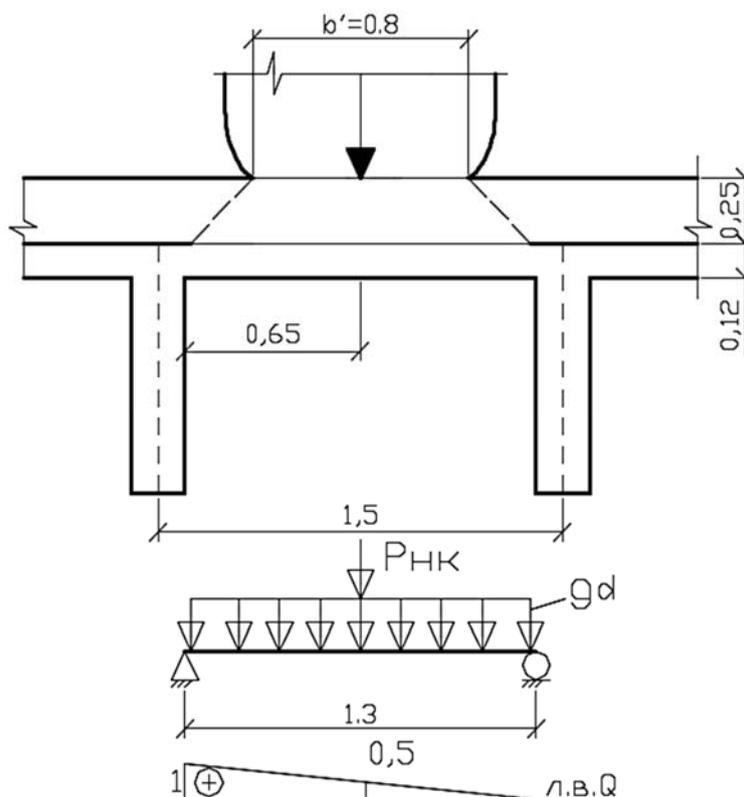


Рисунок 3.3 – Схема к определению поперечной силы в плите от нагрузки НК-112

Поперечная сила у опоры от расчетной постоянной и временной нагрузки НК-112

$$V_{sd0} = \frac{g_d \cdot l}{2} + (1 + \mu) \cdot \frac{P_{HK}}{a_1 \cdot b_2} \cdot y_1; \quad (3.17)$$

$$V_{sd0} = \frac{11,05 \cdot 1,3}{2} + 1,29 \cdot \frac{137,25}{0,87 \cdot 1,26} \cdot 0,5 = 7,18 + 80,76 = 87,94 \text{ кН},$$

где y_1 – ордината на линии влияния поперечной силы под нагрузкой.

Для расчетов на прочность принимаем поперечную силу $V_{sd0} = 87,94$ кН.

3.4 Расчет плиты на прочность

При расчете плиты проезжей части в стадии эксплуатации на прочность по изгибающему моменту и поперечной силе характеристики бетона класса С 25/30 и арматуры класса S500 принимают по [1].

При толщине плиты $h_f = 0,12$ м в защитном слое 0,02 м и арматуре диаметром 10 мм рабочая высота плиты $d = 0,12 - 0,02 - 0,01/2 = 0,095$ м. Плечо внутренней пары сил в сечении принимаем приближенно:

$$z = 0,875 \cdot d = 0,875 \cdot 0,095 = 0,083 \text{ м.}$$

Расчет производим для сечения шириной 1,0 м.

Требуемое количество арматуры:

– в пролете плиты в нижней зоне

$$A_s = \frac{M_{sd \text{ np.}}}{0,875 \cdot d \cdot f_{yd}}; \quad (3.18)$$

$$A_s = \frac{18,21 \cdot 10^3}{0,875 \cdot 0,095 \cdot 400 \cdot 10^6} = 0,000548 \text{ м}^2 = 548 \text{ мм}^2;$$

– в пролете плиты в верхней зоне

$$A_s = \frac{9,11 \cdot 10^3}{0,875 \cdot 0,095 \cdot 400 \cdot 10^6} = 0,000274 \text{ м}^2 = 274 \text{ мм}^2;$$

– на опоре плиты в верхней зоне

$$A_s = \frac{M_{sd \text{ on.}}}{0,875 \cdot d \cdot f_{yd}}; \quad (3.19)$$

$$A_s = \frac{29,14 \cdot 10^3}{0,875 \cdot 0,095 \cdot 400 \cdot 10^6} = 0,000876 \text{ м}^2 = 876 \text{ мм}^2;$$

– на опоре плиты в нижней зоне

$$A_s = \frac{9,11 \cdot 10^3}{0,875 \cdot 0,095 \cdot 400 \cdot 10^6} = 0,000274 \text{ м}^2 = 274 \text{ мм}^2.$$

Принимаем двойное армирование: в нижней зоне плиты $7\emptyset 10$ мм с шагом 140 мм и $A_s = 550 \text{ мм}^2$ на 1 м; в верхней зоне плиты $12\emptyset 10$ мм с шагом 83 мм и $A_s = 942 \text{ мм}^2$ на 1 м.

Проверяем плиту на прочность в стадии эксплуатации по восприятию положительного изгибающего момента.

Высота условной сжатой зоны бетона

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b}; \quad (3.20)$$

$$x_{eff} = \frac{400 \cdot 10^6 \cdot 0,000550}{0,85 \cdot 15,5 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,017 \text{ м},$$

где α – коэффициент условий работы (для тяжелого бетона $\alpha = 0,85$);
 b – ширина плиты проезжей части.

Проверяем выполнение условия

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} \leq \xi_{lim}. \quad (3.21)$$

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_{lim} определяем по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.22)$$

где ω – характеристика сжатой зоны бетона;

$\sigma_{s,lim}$ – напряжение в арматуре, МПа; $\sigma_{s,lim} = f_{yd}$;

$\sigma_{sc,u}$ – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны сечения,
 $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd}; \quad (3.23)$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15,5 = 0,726;$$

$$\xi_{lim} = \frac{0,726}{1 + \frac{400}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,726}{1,1}\right)} = 0,571.$$

Условие $\xi = \frac{0,017}{0,095} = 0,179 < \xi_{lim} = 0,571$.

Несущая способность сечения плиты

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right); \quad (3.24)$$

$$M_{Rd} = 0,85 \cdot 15,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,017 \left(0,095 - \frac{0,017}{2}\right) = 19,37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Прочность обеспечена, т. к.

$$M_{sd} = 18,21 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 19,37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем плиту на прочность в стадии эксплуатации по восприятию отрицательного изгибающего момента.

Высота условной сжатой зоны бетона

$$x_{eff} = \frac{400 \cdot 10^6 \cdot 0,000942}{0,85 \cdot 15,5 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,029 \text{ м}.$$

Проверяем выполнение условия

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} \leq \xi_{lim}. \quad (3.25)$$

Условие $\xi = \frac{0,029}{0,095} = 0,305 < 0,571$ выполняется.

Несущая способность сечения плиты

$$M_{Rd} = 0,85 \cdot 15,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,029 \left(0,095 - \frac{0,029}{2} \right) = 30,75 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Прочность обеспечена, т. к.

$$M_{sd} = 29,14 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rd} = 30,75 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем плиту на прочность в стадии эксплуатации по восприятию поперечной силы без поперечного армирования.

Расчет выполняем для наклонного сечения, в котором действует максимальная поперечная сила $V_{sd0} = 87,94 \text{ кН}$.

Поперечная арматура не требуется при выполнении условия

$$V_{sd,0} \leq V_{Rd,ct}, \quad (3.26)$$

где $V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечной арматуры, кН.

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot b \cdot d. \quad (3.27)$$

Поправочный коэффициент

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{95}} = 2,45, \text{ но не более } 2,0.$$

Коэффициент продольного армирования

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} = \frac{942 + 550}{1000 \cdot 95} = 0,02.$$

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot 2 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,02 \cdot 22 \cdot 1000 \cdot 95} = 80,48 \text{ кН.}$$

Имеем $V_{sd,0} = 87,94 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 80,48 \text{ кН}$. Прочность наклонного сечения не обеспечена. Необходимо увеличить толщину плиты и повторить расчет.

3.5 Расчет плиты на трещиностойкость

Расчет выполняется для стадии эксплуатации. На стадии эксплуатации к трещиностойкости плиты предъявляются требования 3в категории. При диаметре арматуры 10 мм радиус взаимодействия определяем следующим образом:

$$r = 6 \cdot d = 6 \cdot 10 = 60 \text{ мм.}$$

Площадь зоны взаимодействия A_r ограничена наружным контуром сечения и радиусом взаимодействия r :

$$A_r = 100 \cdot (2 + 0,5 + 6) = 85 \text{ см}^2.$$

В пролете плиты при принятом шаге стержневой арматуры 140 мм число стержней на ширине 1 м

$$n = \frac{1000}{140} = 7,14 \text{ шт.}$$

Радиус армирования

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \cdot n \cdot d} = \frac{85}{1,0 \cdot 7,14 \cdot 1,0} = 11,9 \text{ см.}$$

Для стержневой арматуры периодического профиля коэффициент раскрытия трещин

$$\psi = 1,5 \cdot \sqrt{R_r} = 1,5 \cdot \sqrt{11,9} = 5,17.$$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_s = \frac{M_{к\text{ пр}}}{A_s \cdot z} = \frac{7,26 \cdot 10^3}{0,000550 \cdot 0,087} = 159,04 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил z определяем по данным из расчета на прочность

$$z = d - \frac{x_{eff}}{2} = 0,095 - \frac{0,017}{2} = 0,087 \text{ м.}$$

Ширина раскрытия трещин

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \psi = \frac{159,04}{1,96 \cdot 10^5} \cdot 5,17 = 0,004 \text{ см} < 0,03 \text{ см.}$$

На опоре плиты при шаге стержней 83 мм число стержней на ширине 1 м

$$n = \frac{1000}{83} = 12 \text{ шт.}$$

Радиус армирования

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \cdot n \cdot d} = \frac{85}{1,0 \cdot 12 \cdot 1,0} = 7,08 \text{ см.}$$

Для стержневой арматуры периодического профиля коэффициент раскрытия трещин

$$\psi = 1,5 \cdot \sqrt{R_r} = 1,5 \cdot \sqrt{7,08} = 3,99.$$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_s = \frac{11,62 \cdot 10^3}{0,000942 \cdot 0,081} = 152,29 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил

$$z = 0,095 - \frac{0,029}{2} = 0,081 \text{ м.}$$

Ширина раскрытия трещин

$$a_{cr} = \frac{152,29}{1,96 \cdot 10^5} \cdot 3,99 = 0,003 \text{ см} < 0,03 \text{ см.}$$

Трещиностойкость плиты обеспечена.

Список литературы

- 1 СН 3.03.01–2019. Мосты и трубы. – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2020. – 296 с.
- 2 Дипломное проектирование: методические рекомендации к дипломному проектированию для студентов специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги» / Сост. В. В. Кутузов. [и др.] – Могилев : Белорус.-Рос. ун-т, 2022. – 47 с.
- 3 Основы проектирования сооружений из железобетона: руководство для проектировщиков к Еврокоду 2 EN 1992-2. Ч. 2: Железобетонные мосты / Под науч. ред. Н. В. Илюшина. – Москва: МГСУ, 2014. – 608 с.