МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра мостов, транспортных тоннелей и геодезии

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ АВТОДОРОЖНОГО МОСТА

Методические указания к выполнению курсовой работы
по проектированию автодорожных мостовых сооружений
для студентов по направлению подготовки
270800.62 «Строительство», профиль 270817.62
«Автодорожные мосты и тоннели»

Часть 2

Казань
2014

УДК 624.21
ББК 39.112
К89

К89 Проектирование и расчет железобетонного пролетного строения автодорожного моста: Методические указания к выполнению курсовой работы по проектированию автодорожных мостовых сооружений для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство», профиль 270817.62 «Автодорожные мосты и тоннели» Ч.2 / Сост.: А.Н. Куклин, А.А. Абдюшев, Г.П. Иванов, А.А. Пискунов. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитект.-строит. ун-та 2014. – 27 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета

В методических указаниях рассматриваются вопросы расчета и конструирования железобетонных ребристых балок пролетных строений мостов, а также конструирования схемы и оптимального показателя армирования при различных компоновках поперечного сечения моста в соответствии с требованиями СП.35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*».

Методические указания предназначены для использования в курсовом проектировании.

Рецензент
Генеральный директор ООО «СтройСпецСооружения»
А.В. Бердников

УДК 624.21
ББК 39.112

© Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2014

© Куклин А.Н., Абдюшев А.А., Иванов Г.П., Пискунов А.А., 2014

СОДЕРЖАНИЕ

Введение…….. 4
1. Автодорожные мостовые сооружения……. 5
1.1.Общие положения для проектирования мостовых переходов …… 5
1.2. Выбор рациональной схемы железобетонного автодорожного моста 6
1.3. Выбор оптимальных конструкций пролетного строения железобетонного автодорожного моста…… 7
1.4. Нагрузки и воздействия при проектировании пролетного строения.. 8
2. Алгоритм проектирования пролетного строения моста…….. 9
3. Определение усилий…… 10
3.1. Исходные данные……. 10
3.2. Расчет временных нагрузок…… 10
3.3. Расчет постоянных нагрузок……... 13
3.4. Определение максимальных расчетных усилий…….. 15
4. Расчет элементов пролетного строения…… 15
4.1. Расчет по I группе предельных состояний…… 15
4.1.1. Расчет балки на прочность по нормальному сечению…… 15
4.1.2. Проверка прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента……. 17
4.1.3. Определение величины и точки приложения усилия предварительного обжатия……. 19
4.2. Расчет балки пролетного строения по II группе предельных состояний 21
4.2.1. Расчет на образование трещин в середине пролета балки в стадии эксплуатации…… 21
4.2.2. Расчет балки по раскрытию трещин в нижней части сечения балки в середине пролета…… 22
4.2.3. Расчет прогиба балки в стадии эксплуатации…… 23
Литература…… 25
Приложение А…….. 26
Приложение Б……... 27

ВВЕДЕНИЕ

Методические указания предназначены для студентов по направлению подготовки 270800.62 «Строительство», профиль 270817.62 «Автодорожные мосты и тоннели» при выполнении курсовой работы по железобетонным мостам.

Сухопутный транспорт пролегает по разнообразной местности, пересекая различные препятствия: городские магистрали, овраги, ущелья, ручьи, реки, озера, морские проливы и заливы, горные хребты. Для обеспечения беспрепятственного движения транспорта на их путях строят различные искусственные сооружения: трубы; мостовые сооружения – мост, путепровод, акведук, виадук, эстакада; водная или ледовая переправа; тоннель. Искусственные сооружения, как и все инженерные сооружения, проектируют, основываясь на технико-экономическом сравнении различных вариантов. Необходимо стремиться к тому, чтобы сооружение наилучшим образом удовлетворяло потребности транспорта, выполнялись бы условия по обеспечению надежности, долговечности, безопасной эксплуатации, бесперебойного пропуска паводков и ледохода, экономного расходования материалов.

Для облегчения решения этих задач в данной работе даются основные характеристики конструкций пролетных строений и опор, основные рекомендации по целесообразности их применения в тех или иных условиях.

В методических указаниях приведены материалы, необходимые для проектирования и расчета железобетонных ребристых балок пролетных строений мостов, а также рассматриваются вопросы выбора рациональной схемы автодорожного и оптимальных показателей армирования при данной компоновке поперечного сечения моста.

Методические указания предназначены для студентов специальности 270201.65 «Мосты и транспортные тоннели» и бакалавриата 270817.62 «Автодорожные мосты и тоннели» при выполнении курсовой работы по железобетонным мостам с предварительно напряженными пролетными строениями.

Данные указания не исключают и не заменяют учебник или строительные нормы, а предполагают непрерывное использование для успешного освоения разделов курсового проектирования по курсу «Проектирование автодорожных мостовых сооружений» по профилю подготовки: «Мосты и транспортные тоннели» по специальности 270201.65 и «Автодорожные мосты и тоннели» для студентов бакалавриата 270817.62.

Методические указания направлены на практическое применение классических методов проектирования пролетного строения, конструирования арматуры в сечениях балки и расчетов по двум группам предельных состояний в соответствии с требованиями СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» [1].

1. Автодорожные мостовые сооружения

1.1. Общие положения для проектирования мостовых переходов

Порядок проектирования, согласования и утверждения проектно-сметной документации в России установлен в соответствии со СНиП 11-01-2003 [2]. Для качественного проектирования мостового перехода немаловажную роль играют исходные данные. Исходные данные – это сложившаяся ситуация и прогноз на будущее развитие на данном участке с соответствующими подробностями района проектирования, строительства. Эти данные могут быть получены от заказчика путем проведения инженерных изысканий соответствующими организациями. Инженерные изыскания проводятся в соответствии с СП 47.13330.2012 [3]. Состав и объем инженерных изысканий должен обеспечивать комплексное изучение природных условий района, площадки, участка, трассы проектируемого строительства, местных строительных материалов и источников водоснабжения и получение необходимых, достаточных материалов для разработки экономически целесообразных и технически обоснованных решений при проектировании и строительстве объекта с учетом рационального использования и охраны природной среды, а также получение данных для составления прогноза изменений природной среды под воздействием строительства и эксплуатации сооружения.

К мостовым переходам предъявляются эксплуатационные, экономические, производственные требования.

Эксплуатационные требования являются основными и заключаются в нормальной работе сооружения в течение заданного срока эксплуатации. Для этого сооружения должны выполняться следующие условия:

– расчетно-конструктивные требования в обеспечении долговечности, грузоподъемности;

– пропускная способность транспорта, пешеходов и безопасности движения с учетом перспективного роста;

– обеспечение пропуска паводков, ледоходов и требований судоходства;

– возможность его осмотров при эксплуатации, обеспечение его дальнейшего ремонта, реконструкции;

– движение по мосту должно быть безопасным и комфортным.

Производственные требования. Конструкции моста должны быть индустриальными в изготовлении, удобны для транспортировки и монтажа серийными подъемно-транспортными машинами и механизмами. Количество типов и размеров блоков пролетных строений и опор должны быть минимальными.

Экономические требования. При проектировании моста необходимо выбрать такое конструктивное решение моста, чтобы расходы на его эксплуатацию, ремонт и возможности реконструкции были бы

минимальными. Для достижения экономического эффекта важен учет местных материалов, ресурсов, а также технических и природных возможностей и условий транспорта.

Архитектурные требования. Они сводятся к архитектурной выразительности. Мост должен иметь красивый внешний вид, гармонировать с окружающей средой и окружающей городской застройкой, не противореча с эксплуатационным и производственным требованиям.

Экологические требования. В процессе строительства и эксплуатации мост должен, по возможности, не разрушать окружающую среду: не допускать размыва берегов, заболачивания поймы, загрязнения воды в реке. При проектировании городских мостов необходимо предусматривать мероприятия по снижению шума, загазованности, запыленности, сохранению памятников архитектуры и природы.

1.2. Выбор рациональной схемы железобетонного автодорожного моста

Проектирование малых и средних мостов ведется, как правило, по балочно-разрезной схеме, так как она дает возможность широко использовать типовые конструкции пролетных строений и опор, что позволяет повысить уровень сборности, обеспечить индустриальность строительства и снизить стоимость сооружения. Поэтому при разработке вариантов моста необходимо ориентироваться в основном на балочно-разрезную схему и применение типовых конструкций. При этом более экономичная конструкция моста определяется на основе варьирования длиной пролетного строения, конструкциями опор и фундаментов.

Конструктивное решение моста во многом зависит от ширины, глубины, скорости течения реки, вида грунтов на дне ее русла и поймы, условий ледохода, требований судоходства по реке. При этом на мостах рекомендуется применять не более трех типов размеров пролетных строений.

Пролетные строения располагают так, чтобы под мостом был обеспечен наиболее благоприятный пропуск меженных и высоких вод. При этом необходимо стремиться к тому, чтобы одним пролетным строением можно было перекрыть глубокую часть русла водотока. Между пролетными строениями должен быть предусмотрен температурный зазор, величина которого составляет не менее 5 см.

Для качественного выявления наиболее рационального варианта составляют несколько различных вариантов мостового перехода. Варианты моста могут отличаться между собой материалами, пролетными строениями, конструкциями опор и фундаментов. При составлении вариантов моста рекомендуется отдавать предпочтение современным конструкциям, а также использовать прогрессивные технологии и индустриальные методы строительства. Варианты схемы путепровода должны быть сопоставимы.

1.3. Выбор оптимальных конструкций пролетного строения железобетонного автодорожного моста

Балочно-разрезная схема дает возможность широко использовать типовые конструкции пролетных строений. Индустриализация и унификация в мостостроении способствовала разработке типовых проектов балок пролетных строений длиной до 42 м. Пролетные строения железобетонных балочных мостов можно разделить на следующие типы по поперечному сечению:

– плитное при пролетах 6–18 м из разрезных сборных овальнопустотных плит, армированных стержневой или канатной, проволочной предварительно напряженной арматурой (рис. 1а);

– ребристое из разрезных сборных П-образного (рис. 1б) или таврового сечения с диафрагмами и без (рис. 1в, г), армированное обычной арматурой при пролетах до 18 м, и балки двутаврового сечения, армированные предварительно напряженными пучками с внутренними анкерами, с натяжением на упоры или на бетон (рис. 1д);

– плитно-ребристое при пролетах 27–63 м из неразрезных монолитных железобетонных балок постоянной и переменной высоты (рис. 2а);

– коробчатое для неразрезных пролетных строений длиной более 63 м с проезжей частью шириной до 15 м, применяется однокоробчатое поперечное сечение с развитыми консолями (рис. 2,б), при большей ширине моста поперечное сечение компонуют из двух (или нескольких) коробок или уширенные коробки с промежуточными стенками.

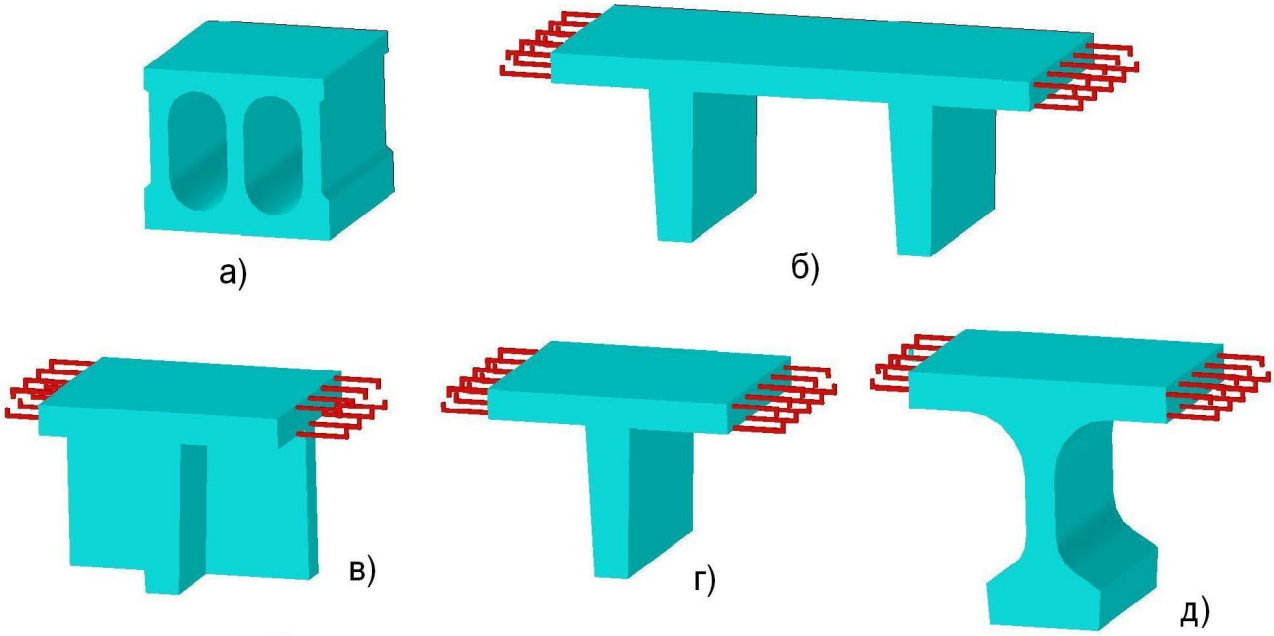


Рис. 1. Формы очертаний железобетонных пролетных строений мостов

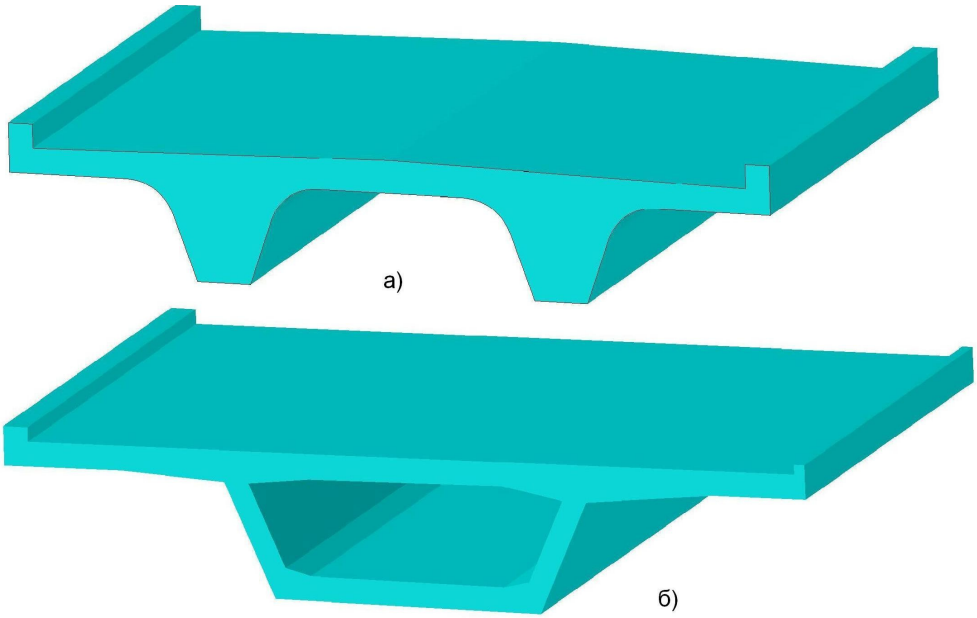


Рис. 2. Формы очертаний железобетонных пролетных строений мостов

1.4. Нагрузки и воздействия при проектировании пролетного строения

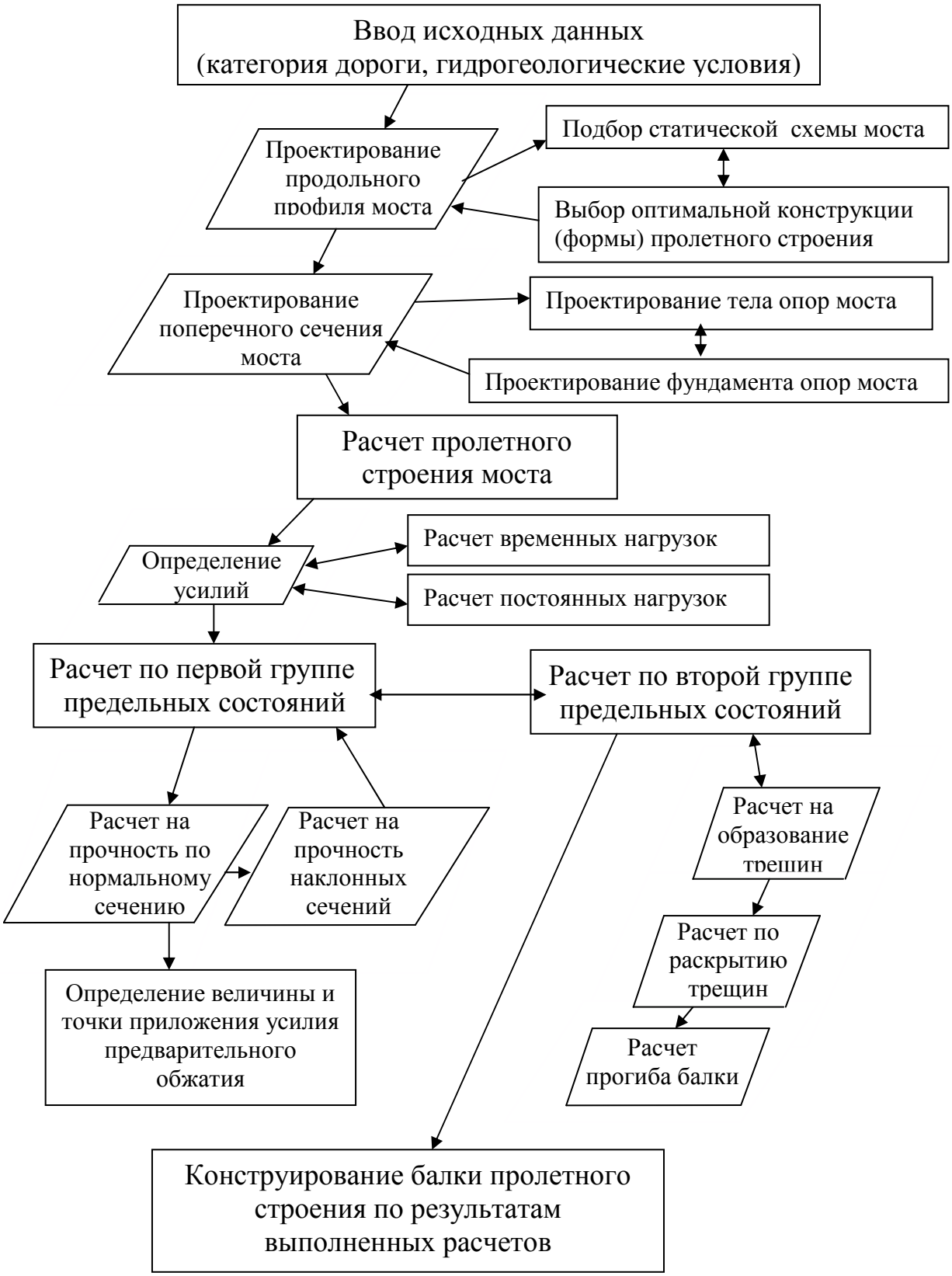
В 2007 году приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии введен в действие ГОСТ Р 52748-2007 [4], который установил требования нормативных значений нагрузок от автотранспортных средств для автомобильных дорог общего пользования.

Нагрузки и воздействия, принимаемые при расчете мостов, делят на основные постоянные (собственный вес конструкций), временные (подвижного состава и пешеходов) и прочие нагрузки: ветровые, ледовые, строительные, сейсмические, температурные.

Конструкции пролетных строений следует рассчитывать на нагрузки и воздействия по определенным сочетаниям, табл. 6.1 [1]. Значение нагрузок для расчета конструкций по всем группам предельных состояний принимают с коэффициентами надежности по нагрузке γ_f и динамическими коэффициентами $1+\mu$, п. 6.22 [1].

В зависимости от конструкции и схемы пролетного строения моста распределение нагрузок между балками происходит неравномерно. Для определения доли нагрузки, воспринимаемой отдельной балкой от существующих нагрузок, был введен коэффициент поперечной установки. Существуют несколько способов определения коэффициента поперечной установки (КПУ), такие как метод внецентренного сжатия, метод внецентренного сжатия с учетом кручения, метод Б.Е. Улицкого, метод М.Е. Гибшмана, балка на упругих оседающих опорах, методом рычага, метод конечных элементов, реализованный в различных программных комплексах. В рамках курсовой работы студентам рекомендуется использовать метод внецентренного сжатия, являющийся самым простым методом определения КПУ.

2. Алгоритм проектирования пролетного строения моста



3. Определение усилий

3.1. Исходные данные

Конструкцию мостового полотна примем из части 1 «Конструирование и расчет железобетонной плиты пролетного строения автодорожного моста».

Пролетное строение в поперечном сечении состоит из 5 бездиафрагменных предварительно напряженных балок заводского стендового изготовления. Габарит моста Г 11,5+2х1,5 м, длина балок 34,0 м, расчетный пролет $l_р$=32,4 м; высота балок 1,60 м; расстояние между осями балок 1,815 м. Объединение балок ПС производится омоноличиванием швов (шов Передерия) петлевого стыка, который соединяет полки примыкающих балок вдоль всего пролета. Материалы: бетон класса В35, ненапрягаемая арматура сталь классов А-300 (А-II), напрягаемая – пучки из проволок Ø5Вр1500 (Вр-II).

3.2. Расчет временных нагрузок

Временная нагрузка может занимать различное положение по ширине моста. Для расчета временной нагрузки на определенную балку пролетного строения необходимо временную нагрузку установить в положение, обеспечивающее наибольшее значение перераспределения расчетных нагрузок.

Поперечное распределение временной нагрузки характеризуется коэффициентом поперечной установки – k, который определяет долю временной нагрузки, приходящейся на рассматриваемую балку. Для одинаковых поперек моста балок строим линии влияния давления на крайнюю балку (рис. 13):

$$\eta_{1,n} = \frac{1}{n} \pm \frac{a_{i,\max}{}^2}{2\sum a_1{}^2 + a_2{}^2 + \ldots a_i{}^2} \qquad (1)$$

где n – число главных балок поперек моста; a_i – расстояние между симметрично расположенными балками, $a_{i,max}$ – расстояние между крайними балками (рис. 3).

При расчетах на прочность и устойчивость следует рассматривать две схемы установки нагрузки автомобильной колесной (АК) [4] с нагрузкой на ось 10К (кН) поперек моста: первая – нагрузка АК устанавливается в невыгодное положение в пределах проезжей части (без учета полос безопасности); вторая – нагрузка АК устанавливается в невыгодное положение на всей ширине моста с учетом полос безопасности и нагрузки от «толпы» на тротуарах и нагрузка от нестандартных транспортных средств, пропускаемой в специальном режиме – НК с нагрузкой на ось 18К (кН). Класс нагрузки для мостов всех категорий К=14.

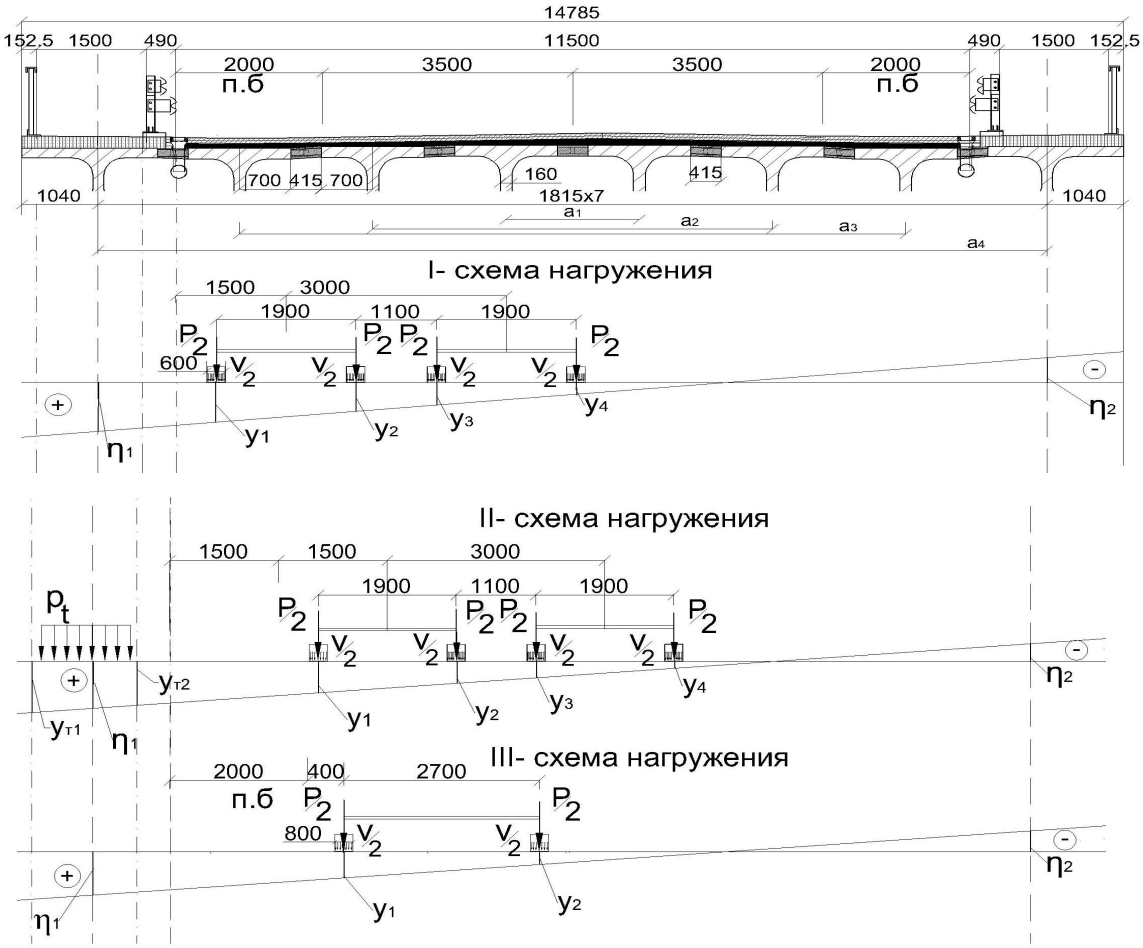


Рис. 3. Схема к определению линий влияния нагрузок

По методу внецентренного сжатия, самыми нагруженными балками являются крайние. Если принять за единицу давления оси (одной полосы), то коэффициент поперечной установки (КПУ) выражается формулой 2:

$$k = \frac{1}{2}\sum y_i, \qquad (2)$$

где y_i – ордината линии влияния под грузами транспортных средств.

Для каждого загружения КПУ определяется выражениями 3–7:

<u>I схема нагружения:</u>

$$k_v = \frac{1}{2}S_1(y_1 + y_2) + \frac{1}{2}S_2(y_3 + y_4); \qquad (3)$$

$$k_p = \frac{1}{2}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4; \qquad (4)$$

<u>II схема нагружения</u>:

$$k_v = \frac{1}{2}S_1(y_1 + y_2) + \frac{1}{2}S_2(y_3 + y_4); \qquad (5)$$

$$k_p = \frac{1}{2}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4); \qquad (6)$$

$$k_t = \frac{1}{2}(y_{1T} + y_{2T}); \qquad (6^*)$$

III схема нагружения: $k_k = \frac{1}{2}(y_{1k} + y_{2k})$ (7)

При определении усилий от двух и более полос нагрузки АК нагрузки от первой наиболее неблагоприятной полосы загружения вводится в расчет с коэффициентом S_1=1,0; остальные – с коэффициентом S_2=0,6. Для нагрузки от тележки на всех полосах нагрузок S_1=1,0.

Усилия в характерных сечениях балки определяются для каждого сечения временных нагрузок для I и II групп предельных состояний:

I схема нагружения: $M_p(Q_p) = (1+\mu)\gamma_{fv}k_v\nu\omega + (1+\mu)k_{fp}k_pP(y_{1AK} + y_{2AK})$; (8)

II схема нагружения: $M_p(Q_p) = (1+\mu)\gamma_{fv}k_v\nu\omega + (1+\mu)\gamma_{fp}k_pP(y_{1AK} + y_{2AK}) + \gamma_{ft}k_tp_t\omega$; (9)

III схема нагружения: $M_p(Q_p) = (1+\mu)\gamma_{fk}k_kP_k(y_{1нк} + y_{2нк} + y_{3нк} + y_{4нк})$, (10)

где γ_{fv}, γ_{fp}, γ_{ft} – коэффициенты надежности по нагрузкам [1]; $(1+\mu)$ – динамический коэффициент для нагрузок, $\nu = 14кН/м$ – полосовая нагрузка АК; $P = 140кН$ – сосредоточенная нагрузка АК; $P_k = 252кН$ – сосредоточенная нагрузка НК, $p_t = 2кПа$ – нагрузка от толпы на тротуарах; ω – площадь линии влияния, $y_{1..K}$, $y_{2..K}$, $y_{3..K}$, $y_{4..K}$ – ординаты линии влияния под нагрузками в зависимости от рассматриваемого сечения (рис. 4–5).

Значение ординат y линий влияния выражаются формулами 11–30, а также возможно определить, используя теорему подобия треугольников.

Сечение 3:

M: $y_1 = \frac{l_р}{4}$ (11), $y_2 = \frac{l_р/2 - 1.5}{2}$ (12); $\omega = \frac{l_р^2}{8}$ (13)

Q: $y_1 = 0.5, y_2 = \frac{l_р/2 - 1.5}{l_p}$ (14); $\omega_1 = \omega_2 = \frac{l_p}{8}$ (15)

Сечение 2:

M: $y_1 = \frac{3}{16}l_р$ (16), $y_2 = \frac{(3\cdot l_р/4 - 1.5)}{4}$ (17); $\omega = \frac{l_р}{2}\cdot\frac{3}{16}l_р = \frac{3l_p^2}{32}$ (18)

Q: $y_1 = 0.75, y_2 = \frac{(3\cdot l_р/4 - 1.5)}{l_p}$ (19); $\omega_1 = \frac{9}{32}l_р$ (20); $\omega_2 = -\frac{l_р}{32}$ (21)

Сечение 1:

M: $y_1 = \frac{(l_р - 1.5)\cdot 1.5}{l_р}$ (22), $y_2 = \frac{(l_р - 3.0)\cdot 1.5}{l_р}$ (23); $\omega = \frac{(l_р - 1.5)\cdot 1.5}{2}$ (24)

Q: $y_1 = \frac{(l_р - 1.5)}{l_р}$ (25), $y_2 = \frac{(l_р - 3.0)}{l_р}$ (26); $\omega_1 = \frac{(l_р - 1.5)^2}{2\cdot l_p}$ (27); $\omega_2 = \frac{1.5}{l_p}$ (28)

Сечение 0:

Q: $y_1 = 1.0, y_2 = \frac{(l_р - 1.5)}{l_р}$ (29); $\omega = \frac{l_p}{2}$. (30)

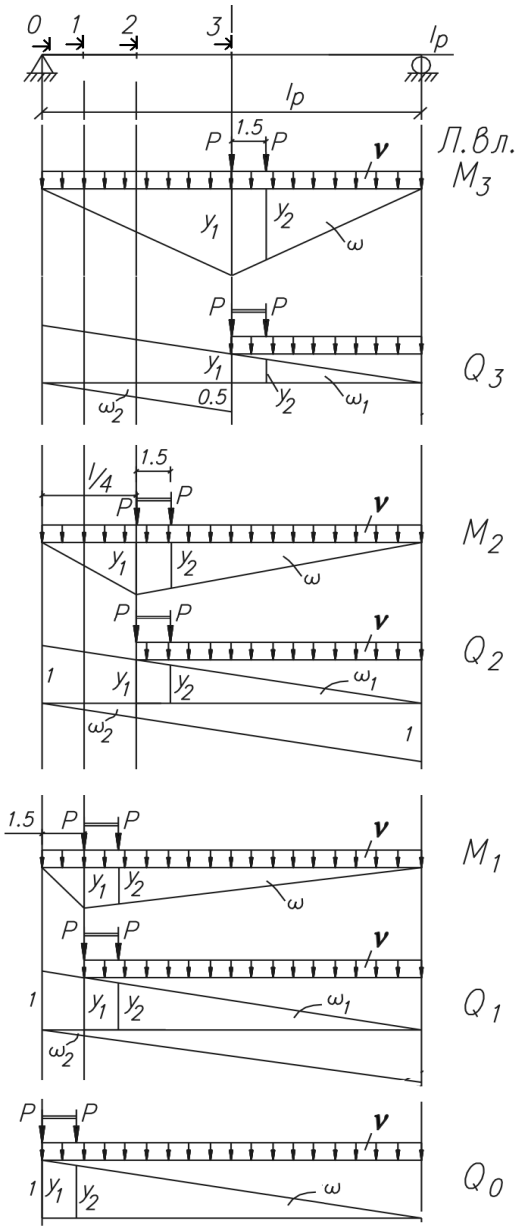


Рис. 4. Линии влияния M и Q
в расчетных сечениях (АК)

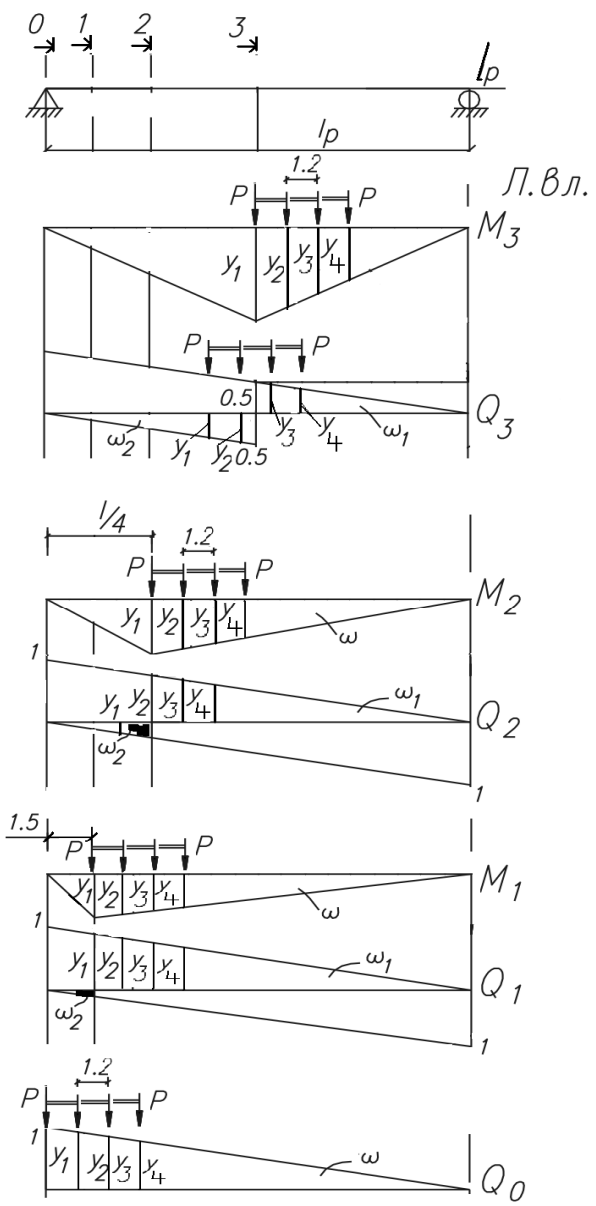


Рис. 5. Линии влияния M и Q
в расчетных сечениях (НК)

Здесь сечение *0* – опорное сечение; сечение *1* –1,5 м от опоры; сечение *2* – четверть пролета, сечение *3* – середина пролета; M и Q – моменты и силы в рассматриваемых сечения расчетного пролета моста.

3.3. Расчет постоянных нагрузок

Определение постоянных нагрузок будем вести для крайних балок, являющиеся самыми нагруженными. На крайнюю балку действуют нагрузки от собственного веса балки ПС, дорожного и пешеходного ограждения, слоев дорожной одежды и возможного столба освещения.

Для упрощения расчетов действительное сечение крайней балки (рис. 6) заменяем на приведенное (рис. 7).

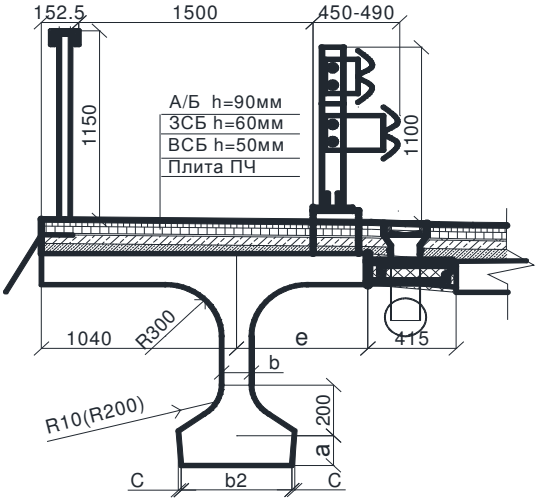


Рис. 6. Поперечное сечение крайней балки

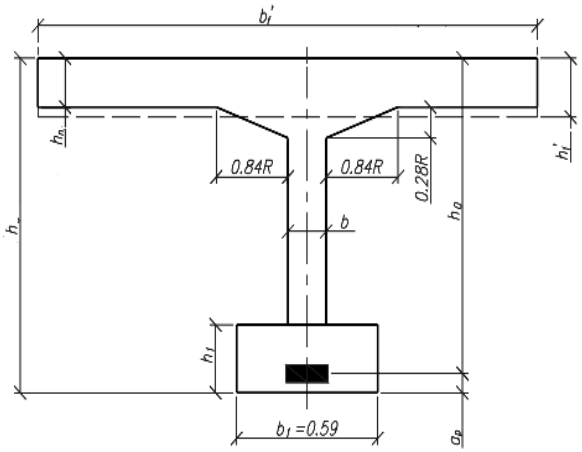


Рис. 7. Приведенное поперечное сечение крайней балки

Определяем приведенную ширину сжатого пояса (плиты):

$$b_f^I = l_{конс} + \frac{l_p}{2} \le b + 2 \cdot 0.84R + 12h_n, \qquad (31)$$

где l_p – расстояние между балками; $l_{конс}$ – вылет консоли тротуара; b – ширина ребра балки; R – радиус вута балки; h_n – толщина плиты ПЧ.

Определяем приведенную высоту сжатого пояса (плиты):

$$h_f{}^I = \frac{(0.28R + h_n) \times b + \frac{0.28R \times 0.84R}{2} \times 2 + (b_f{}^I - b)h_n}{b_f{}^I - b}. \qquad (32)$$

Приведенное нижнее уширение балки:

$$h_1 = \frac{a \cdot (b_2 - b - 2c) + ((b_2 - b + 2c)0.2)/2}{b_2 - b}, \qquad (33)$$

где b_2, c – на рис. 6.

Площадь поперечного сечения балки:

$$A_b = b_f{}^I \times h_f{}^I + b_1 \times h_1 + (h - h_f{}^I - h_1) \times b_{(оп,пр)}, \qquad (34)$$

где $b_{(пр,оп)}$ – ширина ребра в пролете и на опорном участке.

Собственный вес балки на погонный метр: $g_b{}^H = A_b \times \gamma_b$. (35)

Расчетное значение веса балки: $g_b = A_b \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f$, (36)

где $\gamma_b = 24.5$ кН/м^3 – норм. значение удельного веса железобетона.

Нормативный вес ограждения безопасности: $g_{б.огр}^H = 1.33$ кН/м.

Расчетный вес ограждения безопасности: $g_{б.огр} = g_n^H \times \gamma_{б.огр}$. (37)

Нормативный вес перильного ограждения: $g_{п.огр}^H = 1.65$ кН/м.

Расчетный вес ограждения: $g_{п.огр} = g_n^H \times \gamma_{п.огр}$. (38)

Нормативный вес слоев дорожной одежды: $g^{H}_{д.о} = b_f^{\,I} \sum \cdot h_i \cdot \gamma_i.$ (39)

где $g^{H}_{б.огр} = 1.33$ кН/м и $g^{H}_{п.огр} = 1.65$ кН/м – данные поставщиков типовых облегченных оцинкованных ограждений, используемых на автодорожных мостах.

Расчетный вес слоев дорожной одежды: $g_{д.о} = b_f^{\,I} \cdot \sum h_i \cdot \gamma_i.$ (40)

Постоянная нагрузка на 1 пог. метр балки равна:

– нормативное значение $g^{H}_{g} = g^{H}_{b} + g^{H}_{б.огр} + g^{H}_{п.огр} + g^{H}_{д.о} + g^{H}_{прочие}.$ (41)

– расчетное значение $g_g = g_b + g_{б.огр} + g_{п.огр} + g_{д.о} + g_{прочие}.$ (42)

Усилия от постоянных нагрузок:

M: – нормативное значение:

$$M_g^{\,H} = g_g^{\,H} \cdot \omega, \tag{43}$$

– расчетное значение: $M_g = g_g \cdot \omega,$ (44)

Q: – нормативное значение: $Q_g^{\,H} = g_g^{\,H} \cdot (\omega_1 - \omega_2);$ (45)

– расчетное значение: $Q_g = g_g \cdot (\omega_1 - \omega_2).$ (46)

где $\omega,\ \omega_1,\ \omega_2$ - площади линия влияния M и Q.

3.4. Определение максимальных расчетных усилий

Максимальное расчетное усилие определяется как сумма постоянных и временных усилий, возникающих в рассматриваемых сечениях балки ПС. Для удобства вычисления значения сводятся в общую табл. 1.

Таблица 1

№ сечения	Постоянные нагрузки				Временные нагрузки								РСУ			
	I груп.		II груп.		I сочет.				II сочет.		III сочет.		I груп.		II груп.	
	M_g	Q_g	M_g^{H}	Q_g^{H}	I группа		II группа		M_p	Q_p	M_p	Q_p	M^{I}	Q^{II}	M^{II}	Q^{II}
					M_p	Q_p	M_p^{H}	Q_p^{H}								
0																
1																
2																
3																

4. Расчет элементов пролетного строения

4.1. Расчет по I группе предельных состояний

4.1.1. Расчет балки на прочность по нормальному сечению

Расчет основан на подборе и проверке достаточности продольной предварительно напряженной арматуры в нижнем уширении балки ПС по длине балки действию момента в рассматриваемых сечениях. Назначается максимальное количество пучков преднапряженной арматуры в пролете, затем определяется положение цента тяжести арматуры $-a_p$ и рабочая высота сечения балки $-h_o$ (рис. 8) :

$$a_p = \frac{n_{1ряд} \cdot x_1 + n_{2ряд} \cdot x_2 + n_{3ряд} \cdot x_3 + \ldots n_{iряд} \cdot x_i}{n}. \tag{47}$$

$$h_o = h - a_p. \tag{48}$$

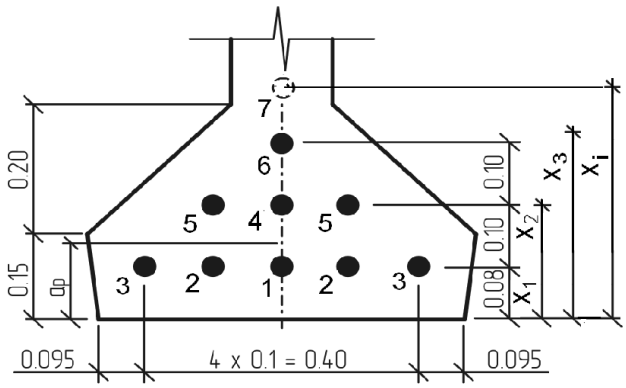


Рис. 8. Схема расположения пучков арматуры

Определяют высоту границы сжатой зоны бетона. Определяют условие $M^I \le M_{h_f}$ при выполнении которого «нейтральная ось» будет проходит п плите ПС, где: $M_{h_f} = \mathrm{R_b b_f^I h_f^I}(h_0 - 0.5h_f^I)$ (49).

Для определения высоты сжатой зоны x воспользуемся вспомогательной таблицей III.1 [5] и значением A_0.

$$A_0 = \frac{M^I}{\mathrm{R_b b_f h_0^2}} \qquad (50) \qquad \rightarrow \xi = \ , \ \eta =,$$

$$x = \xi \mathrm{h_0} \qquad (51) \qquad x \le \mathrm{h}_f^I.$$

Площадь сечения арматуры в рассматриваемом сечении:

$$A_{sp}^{треб} = \frac{M^I}{\mathrm{R_p h_0}\eta}. \qquad (52)$$

Количество проволок в каждом пучке:

$$n_{s1} = \frac{A_{sp}^{треб}}{n \cdot A_{s1}}. \qquad (53)$$

где A_{s1} – площадь одной проволоки, n_{s1} – кратно 4 (по технологическим свойствам оборудования для создания предварительного натяжения пучков).

Действительная площадь напрягаемой арматуры:

$$A_{sp} = n_{s1} \cdot \mathrm{n} \cdot A_{s1}. \qquad (54)$$

После подбора действительной площади напрягаемой арматуры проводят проверку прочности по принятому армированию. Для этого определяют границу сжатой зоны бетона 55 и определяют условие прочности сечения $M_{ult} \ge M^I$ (56):

$$x = \frac{A_p \cdot R_p}{b_f^I \cdot R_b}. \qquad (55)$$

$$M^I \le R_b b_f^I \cdot x(h_0 - \frac{x}{2}). \qquad (56)$$

Причем разница в процентах $\Delta = \frac{M_{ult} - M^I}{M^I} \cdot 100\%$ не должна быть более 10%.

Отрицательное значение Δ означает перегруз, который допускается в пределах: $|\Delta| \le 5\%$.

С целью уменьшения изгибающего момента от усилия обжатия, растягивающего верхнюю зону балки (при натяжении на упоры), пучки в пролете «обрывают» (рис. 9). «Обрыв» пучков выполняется обмоткой концевых участков пучков промасленной плотной бумагой на битумной мастике, которая исключает сцепление пучков с бетоном.

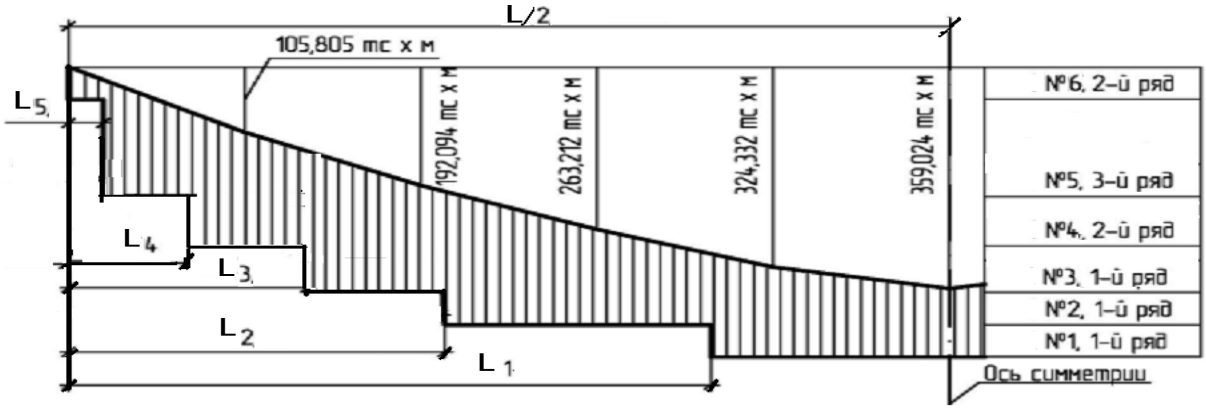


Рис. 9. Эпюра изгибающего момента

4.1.2. Проверка прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

Расчет по прочности наклонных сечений должен производиться с учетом переменности сечения: на действие поперечной силы между наклонными трещинами (57) согласно 7.77 [1] и по наклонной трещине на действие поперечной силы по 7.78 [1].

Задаются диаметром (площадью сечения хомутов – A_{sw}), шагом хомутов (S_w) в стенке балки опорного (*b=26 см*) и приопорного (*b=26–16 см*) участка и производят проверку прочности по сжатому бетону между наклонными трещинами:

$$Q_i \le 0,3\varphi_{w1}\phi_{b1}R_b b h_0, \qquad (57)$$

где Q_i – поперечная сила на расстоянии не ближе h_0 от оси опоры; φ_{b1} – определяется по формуле: $\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b$, где расчетное сопротивление R_b [Мпа]; φ_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов $\phi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w \le 1,3$, где η=5 – при хомутах, нормальных к продольной оси элемента, $\mu_w = A_{sw} / bS_w$; $n_1 = E_s / E_b$ – отношение модулей упругости арматуры и бетона, A_{sw} – площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости; S_w – расстояние между хомутами по нормали к ним; b – толщина стенки (ребра); h_0 – рабочая высота сечения по выражению 55.

После подбора ветвей хомутов в сечениях балки проводят проверку прочности наклонного сечения по поперечной силе (рис. 10) :

$$Q \le Q_b + Q_w^r + \sum R_{sw} A_{sw}. \qquad (58)$$

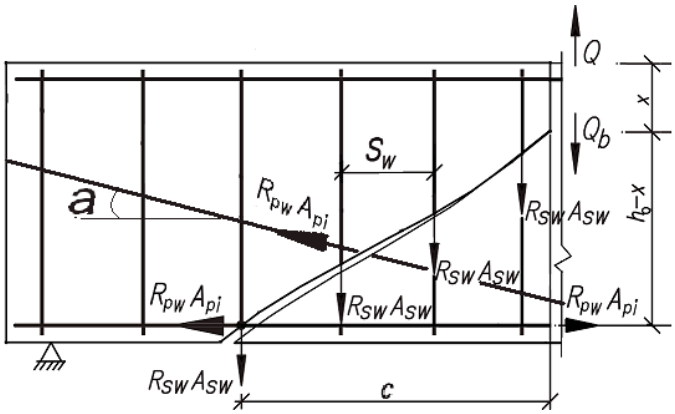


Рис. 10. Схема расчета хомутов нормальных к оси балки

Сначала определяем Q_b – поперечное усилие, передаваемое в расчете на бетон сжатой зоны над концом наклонного сечения:

$$Q_b = \frac{2 \times R_{bt} \times h_0{}^2 \times b}{c}. \qquad (59)$$

где c – проекция наклонного сечения на горизонтальную ось, R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению. При расчетах $h_0 \le c \le 2h_0$, так, что тангенс угла наклонного сечения равен $tg\alpha = \frac{h_0}{c}$ и $c = 2h_0$.

При этом необходимо выполнять условие:

$$Q_b \le m \times R_{bt} \times b \times h_0. \qquad (60)$$

где m – коэффициент условия работы, примем $m = 1.3$.

Q_w^r – усилия, воспринимаемые горизонтальной арматурой. Для нормального сечения эта величина определяется выражением (61-[кгс]):

$$Q_w^r = 1000 A_w^r K. \qquad (61)$$

где A_w^r – площадь преднапряженной продольной арматуры в $см^2$; K – коэффициент ,определяемый 7.66 [1].

$\sum R_{sw} A_{sw}$ – усилие, воспринимаемое хомутами (сетки ребра балки):

$$\sum R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c = \frac{m_{a4} R_s A_{sw}}{s_w} 2h_0, \qquad (62)$$

где $R_{sw} = m_{a4} R_s$ – расчетное сопротивление выбранного класса поперечной арматуры (хомутов); A_{sw} – площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости (ряду); $\sum$ – по всем рядам поперечной арматуры, приходящихся на наклонное сечение с проекцией c. Конструктивно количество ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости должно быть n_s. Целое количество рядов для наклонного сечения с проекцией c (S_w):

$$m = \left| \frac{Q - Q_b - Q_w^r}{R_{sw} A_{sw}} \right|. \qquad (63)$$

Для создания каркаса армирование выполняют с минимальным диаметром хомутов 12 мм, шагом: в пределах приопорных участков длиной, равной 1/4 пролета, считая от оси опоры – 10 см; на среднем участке плиты длиной, равной 1/2 пролета – не более 20 см по п. 7.143 [1]

4.1.3. Определение величины и точки приложения усилия предварительного обжатия

Для определения величины и точки приложения усилия предварительного обжатия, необходимо вычислить геометрические характеристики приведенного сечения (без учета стыка омоноличиванием) для середины пролета и на расстоянии 1,5 м от торца балки, а также полученные потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре балки пролетного строения по табл. Р.1 приложения Р [1].

Балка с натяжением на упоры (рис. 11)

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = (b'_f - b)h'_f + bh + (b_1 - b)h_1 + \frac{E_p}{E_b} A_p. \qquad (64)$$

Статический момент сечения относительно нижней грани сечения балки:

$$S_x = \frac{bh^2}{2} + (b'_f - b)h'_f(h - \frac{h'_f}{2}) + \frac{(b_1 - b)h_1^{\,2}}{2} + \frac{E_p}{E_b} A_p a_p. \qquad (65)$$

Расстояние от низа балки до центра тяжести сечения:

$$y_н = \frac{S_x}{A_{red}}, \qquad (66)$$

$$y_b = h - y_н. \qquad (67)$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения:

$$J_{red} = \frac{b \cdot y_н^3}{3} + \frac{b \cdot y_b^3}{3} + \frac{(b'_f - b)h'^3_f}{12} +$$

$$+ (b'_f - b)h'_f(y_b - \frac{h'_f}{2})^2 + \frac{(b_1 - b)h_1^3}{12} +$$

$$+ (b_1 - b)h_1(y_H - \frac{h_1}{2})^2 + \frac{E_p}{E_b} A_p (y_H - a_p)^2. \qquad (68)$$

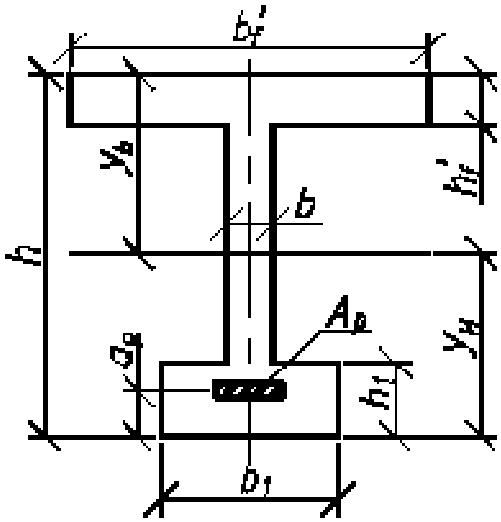


Рис. 11. Приведенное сечение балки с натяжением на упоры

Балка с натяжением на бетон (рис. 12)

Первая стадия работы

Площадь сечения ослабленного каналами:

$$A_o = (b'_f - b)h'_f + bh + (b_1 - b)h_1 - A_K, \qquad (69)$$

где $A_к$ – площадь сечения каналов.

Статический момент относительно низа балки:

$$S_o = (b'_f - b)h'_f(h - \frac{h'_f}{2}) + \frac{bh^2}{2} + \frac{(b_1 - b)h_1^2}{2} - A_k a_p. \qquad (70)$$

Расстояние от низа балки до центра тяжести ослабленного сечения:

$$y_{но} = \frac{S_o}{A_o} \qquad (71), \quad y_{bo} = h - y_{но}. \qquad (72)$$

Момент инерции приведенного сечения ослабленного каналами:

$$J_o = \frac{by_{но}^3}{3} + \frac{by_{bo}^3}{3} + \frac{(b'_f - b)h_f^3}{12} +$$
$$+(b'_f - b)h'_f(y_{bo} - \frac{h'_f}{2})^2 +$$
$$+\frac{(b_1 - b)h_1^3}{12} + (b_1 - b)h_1(y_{но} - \frac{h_1}{2}) -$$
$$-A_k(y_{но} - a_p)^2. \qquad (73)$$

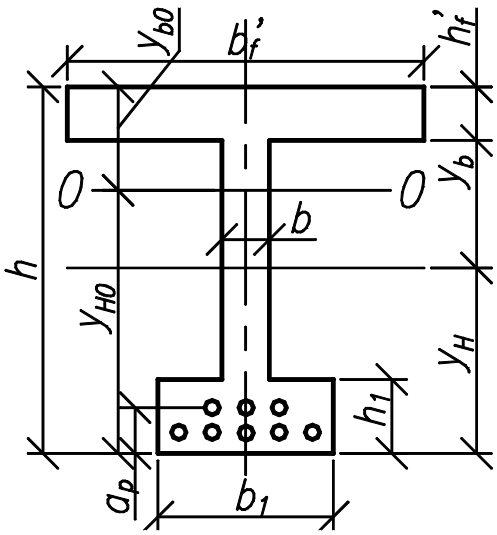


Рис. 12. Приведенное сечение балки с натяжением на бетон

Вторая стадия работы

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = A_o + \frac{E_p}{E_b} A_p. \qquad (74)$$

Статический момент сечения относительно оси 0-0:

$$S_o = \frac{E_p}{E_b} A_p (y_{но} - a_p). \qquad (75)$$

Расстояние от оси 0-0 до оси 1-1, приведенного сечения:

$$C = \frac{S_o}{A_{red}}. \qquad (76)$$

Расстояние от низа и верха балки от оси 1-1:

$$y_н = y_{но} - c \qquad (77), \quad y_b = y_{bo} + c. \qquad (78)$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$J_{red} = \frac{by_н^3}{3} + \frac{by_b^3}{3} + \frac{(b'_f - b)h_f'^3}{12} + (b'_f - b)h'_f(y_b - \frac{h'_f}{2})^2 +$$

$$+\frac{(b_1 - b)h_1^3}{12} + (b_1 - b)h_1(y_H - \frac{h_1}{2})^2 + \frac{E_p}{E_b} A_p (y_H - a_p)^2. \qquad (79)$$

Вычисление потерь предварительного напряжения арматуры.

Начальная величина предварительного напряжения в арматуре без учета потерь – σ_{p1} не должна превышать $-R_p$.

$$\sigma_p = 0.9R_p.$$

Напряжение в элементах предварительно напряженных конструкций следует принимать по контролируемому усилию за вычетом:

первых потерь – на стадии обжатия бетона;

первых и вторых – на стадии эксплуатации (табл. 2).

Таблица 2

Первые потери $-[\sigma_{поТ,1}]$:	Вторые потери $-[\sigma_{поТ,2}]$:
– релаксации напряжений в арматуре $-\sigma_1$ – температурного перепада $-\sigma_2$ – деформации анкеров $-\sigma_3$ – трения арматуры $-\sigma_4$ – деформации стальных форм $-\sigma_5$ – быстронатекающая ползучесть $-\sigma_6$	– релаксации напряжений в арматуре $-\sigma_1$ – усадка бетона при натяжении $-\sigma_7$ – ползучесть бетона $-\sigma_8$ – деформация обжатия стыков между блоками $-\sigma_{10}$

Полные потери: $$\sigma_{поТ} = \sigma_{поТ,1} + \sigma_{поТ,2} \quad (80)$$

Величина предварительного напряжения с учетом полных потерь:

$$\sigma_p = \sigma_{p1} - \sigma_{поТ,1} - \sigma_{поТ,2} \quad (81)$$

Величина усилия обжатия:

$$P_p = \sigma_p A_p. \quad (82)$$

4.2. Расчет балки пролетного строения по II группе предельных состояний

4.2.1. Расчет на образование трещин в середине пролета балки в стадии эксплуатации

Расчет выполняют на нормативные нагрузки по второй схеме нагружения АК с нагрузкой на тротуары, на выполнение условия предельных значений растягивающих напряжений в бетоне от действия нагрузок в стадии эксплуатации (M_n).

Величина усилия обжатия, с учетом первых и вторых потерь и коэффициента точности натяжения 0,9, составляет: $P_{p2} = 0.9P_p$ Геометрические характеристики сечения определяем по выражениям 64–79, принимаем с учетом сечения продольных швов замоноличивания: A_{red}, J_{red}, e_{0p}.

Величина растягивающего напряжения в бетоне у нижнего края сечения:

$$\sigma_{bp} = \frac{(M_n - P_{p2}e_{0p})y_н}{J_{red}} - \frac{P_{p2}}{A_{red}}, \quad (83)$$

где e_{0p} – расстояние от центра тяжести до равнодействующей усилия обжатия:

$$e_{0p} = y_н - a_p, \quad (84)$$

где a_p – расстояние от нижней поверхности балки до точки приложения равнодействующей P_{p2}.

Предельное значение растягивающих напряжений в бетоне для преднапряженных конструкций по 2б категории трещиностойкости составляет: $\sigma_{bp} \le 1.4R_{bt,ser}$ то есть при выполнении данного условия трещины не образуются и расчет по раскрытию трещин не требуется.

4.2.2. Расчет балки по раскрытию трещин в нижней части сечения балки в середине пролета

Расчет сводиться к удовлетворению предельного допуска расчетных значений ширины раскрытия трещины для данной конструкции:

$$a_{cr} = \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \times \psi \le \Delta l_{cr}, \qquad (85)$$

где $\Delta\sigma_p$ – приращение растягивающего напряжения в напрягаемой арматуре, возникающего после снижения под временной нагрузкой предварительного сжимающего напряжения в бетоне до нуля; E_p – модуль упругости арматуры; $\psi = 0.35R_r$ – радиус армирования конструкции арматурой; Δl_{cr} – предельная ширина раскрытия трещины для конструкции;

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{pt} / \mu_p, \qquad (86)$$

где σ_{pt} – растягивающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести от действия постоянных и временных нагрузок (M_n); μ_p – коэффициент приведения площади арматуры к площади растянутого бетона $\mu_p = A_p / A_{bt}$;

$$\sigma_{pt} = \frac{(M_n - P_{p2}e_{op})y}{J_{red}} - \frac{P_{p2}}{A_{red}}, \qquad (87)$$

где y – расстояние от центра тяжести балки до центра тяжести растянутого бетона:

$$y = y_н - y_{н,bt}, \qquad (88)$$

где $y_{н,bt}$ – расстояние от нижней грани до центра тяжести растянутого бетона.

Для определения положения $y_{н,bt}$ построим эпюру напряжений в сечении по граничным значениям растягивающих напряжений в бетоне на уровне нижнего края сечения – σ_{bp} (определялась выше п. 4.2.1) и величину сжимающих напряжений у верхнего края сечения балки – σ_b:

$$\sigma_b = \frac{P_{p2}e_{0p} - M_n}{J_{red}} - \frac{P_{p2}}{A_{red}}. \qquad (89)$$

Распределение нормальных напряжений по сечению балки примем линейными (рис. 13), высоту растянутого бетона X определяем по теореме подобия треугольников. Положения $y_{н,bt}$ определяются выражением (90).

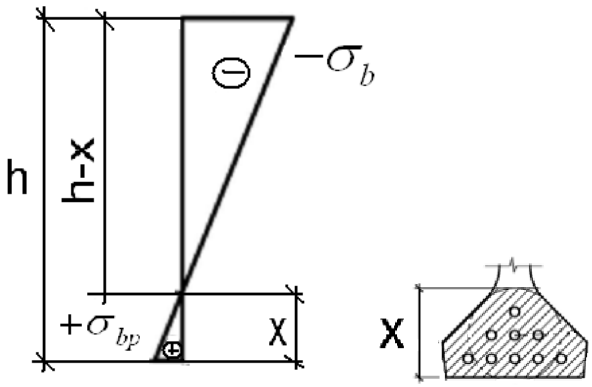


Рис. 13. Эпюра нормальных напряжений

$$y_{н,bt} = S_{bt} / A_{bt}, \qquad (90)$$

где S_{bt} – статический момент относительной нижней растянутой грани бетона; A_{bt} – площадь растянутой зоны бетона (x).

Радиус армирования преднапряженной арматурой уширения балки пролетного строения в середине пролета:

$$R_r = \frac{A_{bt}}{\sum \beta n d}, \qquad (91)$$

где β = 0,65 – коэффициент по табл. 41; n – число пучков; d – диаметр пучка.

4.2.3. Расчет прогиба балки в стадии эксплуатации

Прогибы, углы поворота и продольные перемещения вычисляются численными приемами по формулам строительной механики в зависимости от кривизны элементов $1/\rho$, а также относительных продольных перемещений.

Прогиб f следует определять по формуле 7.104 [1].

$$f(\alpha) = \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x \qquad (92),$$

здесь $1/\rho(x)$ – кривизна элемента в заданном участке (x) от действующих нагрузок $\bar{M}(x)$, в котором определяется прогиб. Полная кривизна изгибаемого элемента определяется по формуле 7.106 [1]:

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_3 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_4, \qquad (93)$$

где $\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \left(\frac{Mg}{\overline{Bg}}\right)_1$ – кривизна от действия постоянной нагрузки с учетом образования трещин и ползучести бетона; $\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \left(\frac{Mv}{\overline{B}}\right)_2$ – кривизна от действия кратковременной нагрузки с учетом образования трещин;

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \left(\frac{Mp}{\overline{Bp}}\right)_3$ – кривизна от действия предварительного обжатия (выгиб); $\left(\frac{1}{\rho}\right)_4$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия; $\overline{B}*_g, \overline{B}, \overline{Bp}$ – жесткость сечения. При ширине раскрытия трещин в бетоне не более 0,015 см жесткость $\overline{B}*_g, \overline{B}$ можно определять по формуле 7.107 [1]: $B = 0.8E_b I_b$, где E_b – модуль упругости бетона; I_b – момент инерции бетонного сечения плиты.

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \left(\frac{Mg}{\overline{Bg}}\right)_1 = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{0.8E_b \cdot I_{red}}; \quad (94)$$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \left(\frac{Mv}{\overline{B}}\right)_2 = \frac{M^{II}_{\max}}{0.8E_b \cdot I_{red}}; \quad (95)$$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \left(\frac{Mp}{\overline{Bp}}\right)_3 = \frac{P_{p2} \cdot e_{op}}{0.8E_b \cdot I_{red}}; \quad (96)$$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_b'}{h_0}. \quad (97)$$

где $\phi_{b2} = 2$ – коэффициент условия работы для тяжелого бетона, ε_b и ε_b' – относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия, и определяемые на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры $\varepsilon_b = \sigma_b / E_p$ и крайнего сжатого волокна бетона $\varepsilon_b' = \sigma_b' / E_p$. Значения $\sigma_b = \sum \sigma_6 + \sigma_7 + \sigma_8$, а σ_b' – то же для напрягаемой арматуры A_p', если она имеется на уровне крайнего сжатого волокна.

Прогиб балки пролетного строения в середине пролета от действия постоянных и временных нагрузок с учетом всех преобразований получим для схемы загружение № 1:

$$f = \frac{1}{\rho}(S) \cdot L_p^{\,2} = \left(\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_3 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_4\right)\left(\frac{5}{48}\right) \cdot L_p^{\,2} + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 \left(\frac{1}{12}\right) L_p^{\,2} \le [f], \quad (98)$$

где S – коэффициент характера загружения; $[f]$ – предельно допустимый прогиб конструкции [1].

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84.

2. СНиП 11-01-2003. Инструкция о порядке разработки, согласования, утверждения и составе проектной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений.

3. СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96.

4. ГОСТ Р 52748-2007. Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения.

5. Байков В.Н., Сигалов Э.С. Железобетонные конструкции. Общий курс.– М.: Стройиздат,1991. – 766 с.

6. СП 47.13330.2012. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 11-02-96.

7. 26633-2012. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические требования.

8. ГОСТ 380-2005. Сталь углеродистая обыкновенного качества.

9. ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций.

10. ГОСТ 7348-81. Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. Технические условия.

11. Соломахин П.М. и др. Инженерные сооружения в транспортном строительстве. – М.: ИЦ «Академия», 2007. – 332 с.

12. Петропавловских А.А. и др. Проектирование деревянных и железобетонных мостов. – М.: Транспорт, 1978. – 360 с.

13. Власов Г.М., Устинов В.П. Расчет железобетонных мостов. – М.: Транспорт, 1992. – 256 с.

14. Гибшман Е.Е. Мосты. – М.: НТИ Автотранспортной литературы, 1957. – 491 с.

15. ГОСТ Р 52748-2007. Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения.

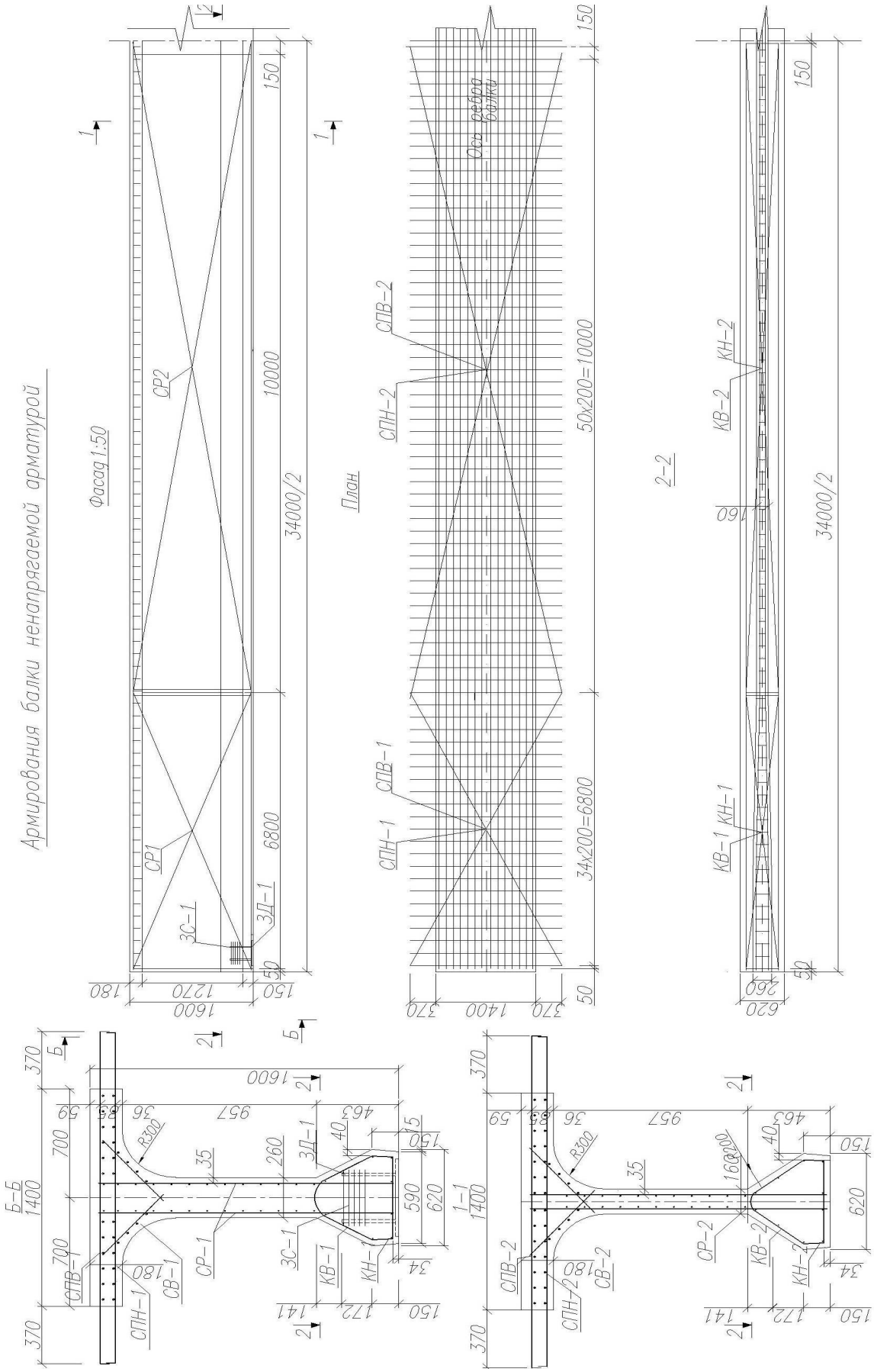
16. СП 42.13330.2011. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01-89*.

17. СНиП 2.05.02-85*. Автомобильные дороги.

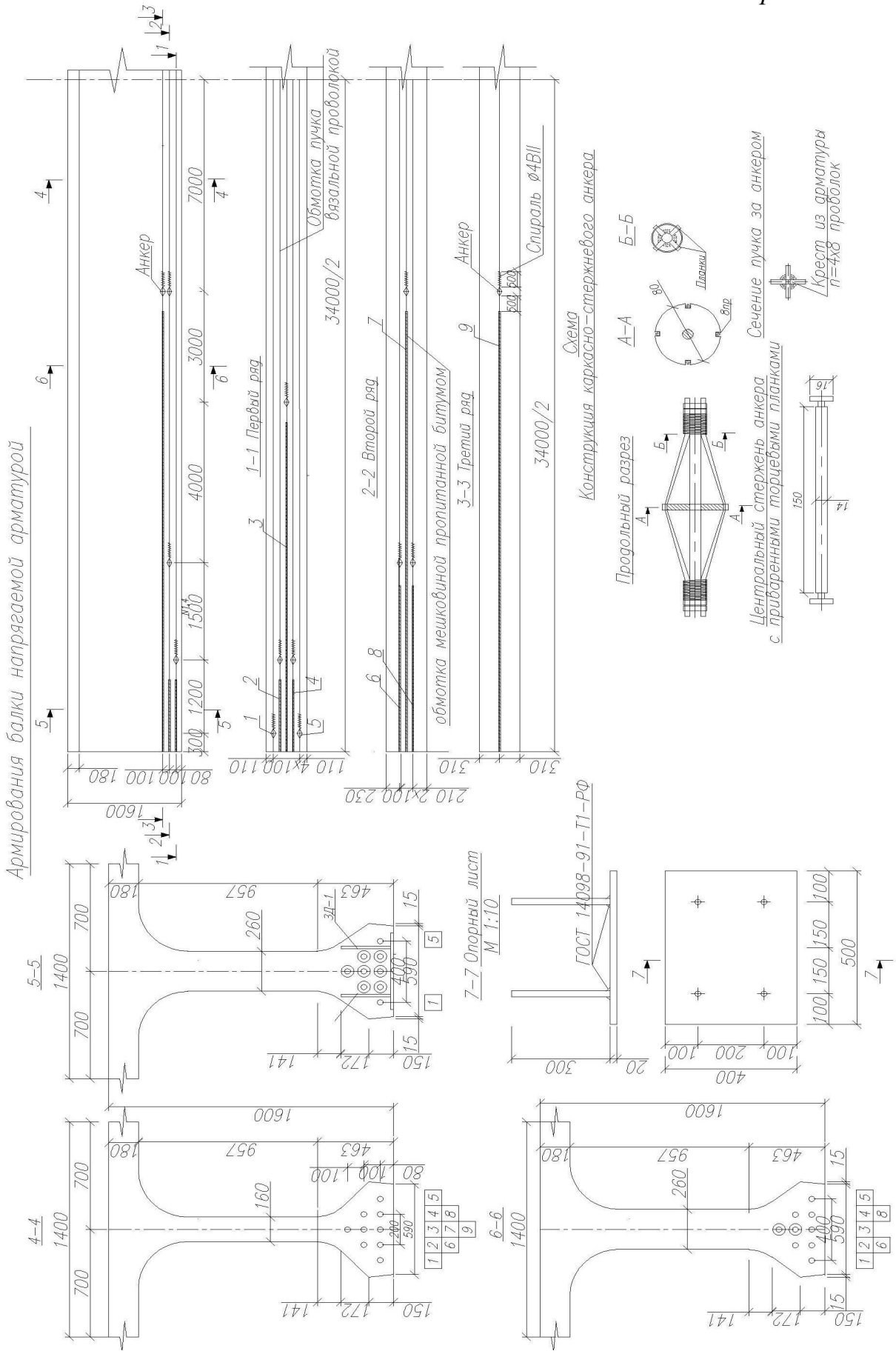
18. ГОСТ 23279-85. Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий.

19. ГОСТ Р 52748-2007. Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения.

Приложение А



Приложение Б



ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ АВТОДОРОЖНОГО МОСТА

Методические указания к выполнению курсовой работы
по проектированию автодорожных мостовых сооружений
для студентов по направлению подготовки
270800.62 «Строительство», профиль 270817.62
«Автодорожные мосты и тоннели»

Часть 2

Составители: Куклин А.Н., Абдюшев А.А.,
Иванов Г.П., Пискунов А.А.