МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра мостов, транспортных тоннелей и геодезии

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ 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 1

Казань
2014

УДК 624.21.01/.09
ББК 39.112
К89

К89 Конструирование и расчет железобетонной плиты 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. 1 / Сост.: А.Н. Куклин, А.А. Абдюшев, Г.П. Иванов, А.А. Пискунов. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитект.-строит. ун-та, 2014. – 28 с.

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

В методических указаниях рассматриваются вопросы расчета и конструирования плиты проезжей части мостового полотна железобетонных мостов с учетом требований Свода правил СП.35.13330.2011 «Мосты и трубы». Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*.

Методические указания предназначены для использования в курсовом проектировании.

Рецензент
Кандидат технических наук, ст. преп. кафедры ЖБиКК КГАСУ
О.В. Радайкин

УДК 624.21.01/.09
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. Материалы для изготовления железобетонных балок пролетных строений…… 5

1.1. Бетон…….. 5

1.2. Арматура…… 6

1.3. Железобетон…….. 7

2. Конструирование мостового полотна…….. 8

2.1. Проектирование проезжей части…… 9

2.2. Основные конструкции предварительно напряженных железобетонных балок пролетных строений мостов …… 11

2.3. Алгоритм проектирования поперечного сечения моста……... 12

3. Расчет железобетонной плиты проезжей части……... 13

3.1. Исходные данные на проектирование плиты проезжей части……. 14

3.2. Сбор нагрузок на плиту проезжей части…… 14

3.3. Определение расчетных и нормативных моментов (РСУ)…….. 17

3.4. Расчет по первой группе предельных состояний……. 18

3.4.1. Подбор сечений рабочей арматуры в середине пролета……... 18

3.4.2. Проверка фактического армирования середины пролета……. 19

3.4.3. Подборка сечения рабочей арматуры в опорном сечении плиты… 20

3.4.4. Проверка фактического армирования в опорном сечении плиты… 20

3.5. Проверка прочности плиты по наклонному сечению…….. 21

3.6. Расчет плиты по второй группе предельных состояний …… 23

3.6.1. Расчет плиты по ширине раскрытия трещин……. 23

3.6.2. Расчет плиты по деформациям (прогибам)……. 25

Литература…… 25

Приложение А…….. 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.

В методическом указании приведены материалы, необходимые для проектирования и расчета железобетонных бездиафрагменных балок пролетных строений в соответствии с требованиями СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы».

В процессе курсовой работы студенты знакомятся с конструкцией и основами расчета плиты проезжей части железобетонных пролетных строений двутаврового (2Т) и таврового (Т) – поперечного сечения, выбирают проектируемую конструкцию, определяют усилия и рассчитывают несущую способность плиты пролетного строения по первой и второй группам предельных состояний.

Приведена методика расчета плиты проезжей части 2Т и Т – поперечного сечения главной балки пролетного строения железобетонного моста. Даны рекомендации по расчету и конструированию плиты проезжей части.

1. Материалы для изготовления железобетонных балок пролетных строений

1.1. Бетон

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от их назначения и условий работы устанавливают показатели качества бетона – классы и марки.

Класс бетона «В» назначают по нормативным значениям (гарантированным с обеспеченностью 0,95) прочности (призменная прочность R_{bn}) на осевое сжатие и осевое растяжение (R_{btn}), марка по морозостойкости (F), водонепроницаемости (W) и плотности (ρ) с испытаниями образцов. Необходимая прочность, плотность, морозостойкость и долговечность бетона достигаются соответствующим подбором состава.

Основные расчетные прочностные характеристики бетона – сопротивление осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} – определяют делением нормативных значений сопротивления бетона на соответствующий коэффициент надежности по материалу γ_m и умножением на коэффициент условий работы m_n по табл. 7.6 главы 7 [1].

Для изготовления плиты проезжей части и балок пролетного строения (ПС), воспринимающей постоянные и временные нагрузки, и пролетного строения применяют конструкционные тяжелые бетоны со средней плотностью от 2200 до 2500 кг/м^3, соответствующего ГОСТу 26633-93. В основном применяют бетоны на портландцементе, пуццолановом портландцементе, глиноземистом цементе или шлакопортландцементе, имеющих активность от 300–600 кг/см^2. Активность применяемого цемента должна быть в 1,3–1,8 раза выше проектной марки бетона. Расход цемента на 1м^3 бетона для железобетонных конструкций мостов должен быть не менее: 250 и 280 кг/м^3 для подземной части и не более 400–450 кг/м^3 для надземной части. Повышенный расход цемента способствует образованию усадочных трещин и ползучести бетона. Подбор состава цемента ведут в лабораториях. В монолитных участках стыковки плиты проезжей части пролетного строения, следует применять бетон класса по прочности на сжатие не ниже принятого для самой конструкции.

Для пролетного строения мостов применяется бетон класса по прочности на сжатие не ниже В30, с показателем марок: по морозостойкости в умеренных и суровых климатических условиях – F200, в особо суровых условиях – F300 по табл. 7.5 главы 7 [1], по водонепроницаемости – W6. Применение иных бетонов возможно при соответствующем технико-экономическом обосновании, в опытных конструкциях, либо после пройденных сертификационных испытаний в соответствующей конструкции.

В зависимости от вида конструкций, их армирования и условий работы применяемый бетон должен соответствовать требованиям, приведенным в табл. 7.4 главы 7 [1].

При многократно повторяющихся нагрузках, действующих на элементы, подлежащие расчету на выносливость, расчетные сопротивления бетона сжатию в расчетах на выносливость R_{bf} следует определять по формуле 7.3 главы 7 [1].

Расчетные сопротивления бетона при расчетах по предельным состояниям первой и второй групп приведены в табл. 7.6–7.13 [1].

1.2. Арматура

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от их назначения и условий работы устанавливают показатели качества арматуры – классы арматуры по прочности на растяжение арматуры отвечают гарантированному (браковочному) значению физического или условного предела текучести; показателям качества: свариваемость, коррозионная стойкость, пластичность, релаксационная стойкость, усталостная прочность (выносливость), хладоломкость; маркам от условий работы элементов конструкций и средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки в районе строительства.

По функциональному назначению арматура подразделяется на: рабочую, конструктивную (распределительную) и монтажную.

Рабочая арматура призвана воспринимать самые неблагоприятные для конструкции усилия – растягивающие усилия от внешних нагрузок и собственного веса бетона и стали, а иногда и сжимающие усилия. В зависимости от ориентации в железобетонной конструкции рабочая арматура может быть продольной или поперечной. Продольная рабочая арматура воспринимает усилия растяжения или сжатия, действующие по продольной оси элемента. Поперечная арматура воспринимает усилия, действующие поперек оси балки. Такую арматуру выполняют в виде хомутов либо расположенных поперечно отрезков стержней в сварных каркасах и сетках.

Конструктивная арматура служит для восприятия таких усилий, на которые конструкцию не рассчитывают. В частности, сюда относятся усилия от усадки бетона, температурных деформаций. Конструктивную арматуру обязательно устанавливают в местах резкого изменения сечения конструкций, где происходит концентрация напряжений.

Конструктивная (распределительная) арматура обеспечивает цельность конструкции, учитываемой при расчете прочности, а также в распределении действия сосредоточенных сил или ударной нагрузки на большую площадь. Стержни рабочей и распределительной арматуры сваривают либо связывают в единый пространственный каркас или плоские сетки. Иногда распределительную арматуру используют для того, чтобы придать арматурному каркасу необходимую жесткость.

Рабочая и конструктивная арматура одновременно могут выполнять функции монтажной.

Монтажная арматура не имеет непосредственного статического значения. Она необходима для создания из рабочих и конструктивных стержней жесткого транспортабельного каркаса.

Класс применяемой в качестве рабочей стальной арматуры, должен соответствовать табл. 7.14 главы 7 [1], применение в качестве рабочей арматурных сталей, не предусмотренных в табл. 7.14, в том числе импортных или выпускаемых по техническим условиям, допускается после всестороннего исследования их свойств на прочность, пластичность, свариваемость, коррозионную стойкость, релаксационную стойкость, хладостойкость, стойкость к усталостным разрушениям (работа на выносливость) и т.д.

В зависимости от механических свойств и способа изготовления арматура делится на следующие виды и классы.

Стержневая арматура по ГОСТу 380-2005 [3], 5781-82 [4]:

– горячекатаная: гладкая А240(А-I), периодического профиля А300 (А-II), Ас300 (Ас-II) А400 (А-III), А600 (А-IV), А800 (А-V);

– термомеханически и термически упрочненная периодического профиля Ат600 (Ат-IV), Ат800 (Ат-V), Ат1000 (Ат-VI);

– упрочненная вытяжкой периодического профиля А-IIIв.

Проволочная арматура по ГОСТ 7348-81[5]:

– холоднотянутая проволока: обыкновенная-периодического профиля класса Вр-I; высокопрочная: гладкая класса В1200-В1500 (В-II, периодического профиля Вр1500-Вр1200 (Вр-II);

– канаты: арматурные спиральные семипроволочные класса К7-1400, К7-1500 (К7) и девяднадцатипроволочные класса К-19; канаты стальные: спиральные, двойной свивки, закрытые.

Каждому классу арматуры соответствуют определенные марки стали с одинаковыми механическими характеристиками, но различным химическим составом. Химический состав арматурной стали отображающего буквенным и числовым значением содержания углерода и легирующих добавок.

Подробные рекомендации по стальной арматуре рассмотрены в источниках [1; 6; 7; 8; 9].

Расчетные сопротивления стальной арматуры при расчетах по предельным состояниям первой и второй групп приведены в табл. 7.14–7.19 [1].

1.3. Железобетон

Конструкция может испытывать сразу сжатие и изгиб, растяжение и сжатие или изгиб и растяжение. При статически неразрезной системе, опертая на концах и нагруженная в середине бетонная плита изгибается, при этом верхние слои сжимаются и хорошо переносят нагрузку, а в нижних – растянутых слоях бетона – возникают трещины.

Бетон оказывает в 10 раз меньшее сопротивление усилиям растяжения, чем усилиям сжатия. Прекрасно зная это свойство бетона, его применяют в

чистом виде только в конструкциях, работающих на сжатие (жестких фундаментах, колоннах), но и там их усиливают арматурой, чтобы сделать еще надежней, жестче и прочней.

Арматура – составная часть железобетонной конструкции, предназначенная для восприятия растягивающих усилий. Обычно применяют стальную арматуру, в некоторых случаях – неметаллическую арматуру (фибру, полимер композитные стрежни).

Сталь одинаково хорошо переносит и сжимающие, и растягивающие усилия, потому ее и вводят в бетон, чтобы положительные свойства бетона сложить с положительными свойствами стали и тем самым получить материал, обладающий всеми достоинствами бетона, да еще хорошо работающий на растяжение и изгиб. Соединенные в единый, монолитный железобетон, они удачно дополняют друг друга: арматура принимает на себя растягивающие, а бетон – сжимающие усилия, благодаря чему предотвращается появление трещин опасное для конструкции.

Основным условием совместной работы арматуры и бетона является наличие надежного сцепления, которое создается тремя основными факторами:

– сопротивлением бетона усилиям смятия и среза, обусловленным выступами и другими неровностями на поверхности арматуры, т.е. механическим зацеплением арматуры за бетон;

– силами трения, возникающими на поверхности арматуры благодаря обжатию арматурных стержней бетоном при его усадке;

– склеиванием (адгезионное и молекулярное сцепление) поверхности арматуры с бетоном благодаря вязкости коллоидной массы цементного теста;

– приближенно равное температурное расширение стали и бетона.

Наибольшее влияние на сцепление арматуры с бетоном оказывает первый фактор – он обеспечивает около 75% от общей величины сцепления. Сцепление стержневой арматуры периодического профиля с бетоном в 2–3 раза выше по сравнению со сцеплением гладкой арматуры, поэтому арматуру периодического профиля используют в железобетоне без специальных анкерных устройств на концах. Напряжение в бетоне под выступами арматуры периодического профиля при ее выдергивании может превосходить в 5–7 раз кубиковую прочность бетона, поэтому особенно недопустимо какое-либо снижение плотности бетона в зоне контакта его с арматурой.

2. Конструирование мостового полотна

Мостовое полотно – совокупность конструктивных элементов для обеспечения безопасного и комфортабельного движения транспорта и пешеходов, со скоростями соответствующими категории дороги или улицы, на которой расположено сооружение.

Мостовое полотно включает в себя: 1) ездовое полотно; 2) ограждения безопасности ездового полотна; 3) тротуары и перила; 4) водоотводные трубки (устройства); 5) деформационные швы; 6) мачты освещения и т.п. (рис. 4).

Геометрические параметры и конструкция мостового полотна должны отвечать требованиям, установленным для данной дороги или улицы ГОСТ Р 52748 [10], СП 42.13330 [11], СНиП 2.05.02-85 [12] и обеспечивать механизированное устройство одежды, а также удобные условия текущего содержания (механизированную очистку ездового полотна и тротуаров от грязи, снега и пр.).

2.1. Проектирование проезжей части

Для проектирования плиты проезжей части обязательной частью должны быть изучены: нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения ГОСТ 52748-2007 [10], подобрано соответствующее ездовое полотно и выбраны ограждения безопасности автомобилей и пешеходов на мосту в соответствии с категорией и расположением моста на местности.

Ездовое полотно

Дорожная одежда может быть одно-, двух- и многослойная (включающей выравнивающий слой (при необходимости), гидроизоляцию, защитный слой, асфальтобетонное покрытие). Каждый слой имеет свое функциональное назначение (рис. 1).

Выравнивающий слой под гидроизоляцию в многослойной конструкции дорожной одежды выполняют на плите проезжей части сборных пролетных строений минимальной толщиной 30 мм из мелкозернистого бетона класса по прочности на сжатие не ниже B25, морозостойкостью F200–F300 и маркой по водонепроницаемости не ниже W8.

Для гидроизоляции и защитно-сцепляющего слоя применяют мастичные, рулонные битумно-полимерные, полимерные гидроизолирующие материалы, обладающие работоспособностью в интервале указанных температур в районе строительства, необходимыми показателями прочности, адгезией к основанию, теплостойкостью. Гидроизоляционные материалы должны быть водостойкими, водонепроницаемыми, обладать устойчивостью к действию кислых, щелочных, солевых растворов, микроорганизмов.

Защитный слой гидроизоляции выполняют толщиной не менее 40 мм из мелкозернистого бетона с водоцементным отношением не выше 0,42; прочностью на сжатие не ниже B30; морозостойкостью F200–F300 при испытаниях в хлористых слоях; маркой по водонепроницаемости не ниже W8. Защитный слой армируют плоскими сварными сетками по ГОСТу 23279-85 [13], укладка которых непосредственно на гидроизоляцию не допускается.

Толщина асфальтобетонного покрытия для железобетонной плиты проезжей части минимально принимают 90 мм при укладке на защитный слой бетона и 110 мм при укладке непосредственно на гидроизоляцию. Уплотняемые

асфальтобетоны применяют горячие асфальтобетонные смеси высокоплотные I марки или типа Б1 марки (II марки на дорогах не ниже III категории) по ГОСТу 9128-2009 – в обоих слоях либо в нижнем слое при применении в верхнем щебеночно-мастичной смеси (ЩМА) по ГОСТу 31015-2002.

Конструкция покрытия проезжей части автодорожного моста с железобетонной плитой проезжей части представлена на рис. 1.

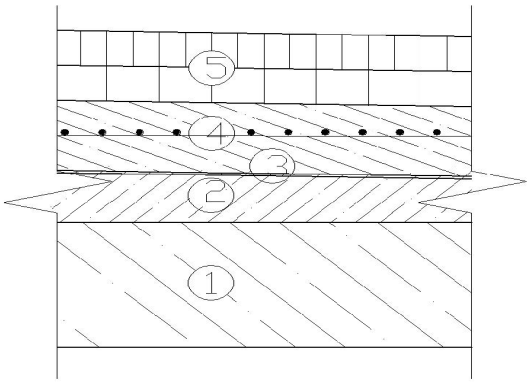


Рис. 1. Многослойная конструкция покрытия проезжей части на мосту: 1 – железобетонная плита пролетного строения; 2 – выравнивающий слой бетона; 3 – гидроизоляция; 4 – защитный слой бетона; 5 – асфальтобетонное покрытие

Ограждения безопасности ездового полотна

Обязательной конструкцией проезжей части мостов являются ограждающие устройства, которые устраивают для обеспечения безопасности движения транспортных средств, пешеходов. Безопасность обеспечивается путем отделения от проезжей части транспортных средств ограждениями безопасности (рис. 2).

За высоту ограждения следует принимать расстояние от поверхности покрытия до верхней грани ограждения.

Ограждения на подходах к мостовым сооружениям следует устраивать на длине не менее 24,0 м от начала и конца сооружения, причем на первых 1,0 м они должны быть в одном створе с ограждениями на мостовом сооружении. Отгон в плане ограждений, устанавливаемых на мостовом сооружении, к ограждениям на обочинах дороги должен быть с тангенсом не более 1:20.

При отсутствии на мостовом сооружении тротуаров и служебных проходов ограждения должны быть установлены не ближе 0,4 м от края плиты пролетного строения и могут быть при этом совмещены с перильными ограждениями, устройство которых должно предусматриваться во всех случаях.

Для мостов и путепроводов на дорогах IV–V категории допускается устраивать ограждения в виде железобетонного бордюра высотой 0,35 м.

Конструкцию ограждения, его удерживающую способность, высоту принимают в зависимости от категории дороги или улицы, сложности дорожных условий, наличием тротуаров (служебных проходов), проектируя облегченный вариант в соответствии с ГОСТом Р 52606 -2006 [14].

Над деформационными швами пролетного строения в ограждении должна быть обеспечена возможность перемещений соответствующей перемещению пролетного строения и удерживающей способности, как и на мосту.

Тротуары и служебные проходы

Устройство тротуаров на мосту обусловлено наличием пешеходного движения на мосту. Ширину тротуаров назначают в зависимости от интенсивности пешеходного движения. Расположение тротуаров может быть как с одной стороны, так и с обеих сторон.

На мостах, как правило, следует предусматривать на каждой стороне тротуары или служебные проходы, ограждаемые с наружных сторон перилами высотой не менее 1,0 м и барьерными ограждениями безопасности (рис. 2).

Конструкция перил должна иметь заполнение (сквозное секционного типа с шагом стоек не более 3,0 м), исключающее возможность падения пешеходов с мостового сооружения. Расстояния в свету между элементами заполнения не более 150 мм.

На мостах с раздельными пролетными строениями тротуары и служебные проходы могут предусматриваться только с внешней стороны (по отношению к оси дороги) каждого пролетного строения.

Ширину многополосных тротуаров, как правило, следует назначать кратной 0,75 м, ширину однополосных тротуаров – не менее 1,0 м.

На мостах, расположенных в городах, поселках и сельских населенных пунктах, ширину тротуаров следует принимать не менее 1,50 м.

2.2. Основные конструкции предварительно напряженных железобетонных балок пролетных строений мостов

Балки пролетного строения являются основными несущими элементами мостов. При проектировании балок, прежде всего, должны быть выбраны: тип расположения арматуры и способ создания предварительного напряжения. Существует 2 типа преднапряженных балок – цельные (натяжения на упоры) и составные из отдельных блоков (натяжения на бетон).

Известными проектными институтами в области проектирования мостов были разработаны первые проекты: ребристых пролетных строений длиной до 18 м под автомобильную нагрузку в 1962 году (Союздорпроект), предварительно напряженного пролетного строения под железную дорогу с пролетом 18 м в 1967 году (Ленгипротрансмост).

Рассмотрим примеры существующих типовых проектов пролетных строений, как один из вариантов конструирования поперечного сечения моста: 3.503.1-73 «Пролетные строения сборные без диафрагм длиной 12–18 м из железобетонных балок таврового сечения с ненапрягаемой арматурой для автодорожных мостов», 3.503.1-81 «Пролетные строения сборные

железобетонные длиной 12–33 м из балок двутаврового сечения с предварительно напрягаемой арматурой для мостов и путепроводов», разработанный институтом «Союздорпроект» Минстроя под нагрузку Н30, НК-80. В данных проектах рассмотрены схемы компоновки поперечного сечения для соответствующего габарита. На сегодняшний день существующие проекты утратили свое значение вследствие роста класса нагрузки, требованиям к ограждениям безопасности, системе водоотвода и носят учебный характер.

Основные геометрические параметры пролетных строений с армированием преднапряженной арматурой приведены в приложении А.

2.3. Алгоритм проектирования поперечного сечения моста

Шаг № 1. Для проектирования поперечного сечения моста необходимо знать и определить исходные данные моста (табл.1):

Таблица 1

№	Характеристика	На примере
1	Категория дороги (габарит моста)	2
2	Тип и удерживающая способность барьерного ограждения для данного габарита моста	У4
3	Ширину тротуара (служебного прохода)	1,5 м
4	Тип перил на мосту	металл, облегчен
5	Тип водоотводной системы на мосту (вдоль или через водоотводные трубки)	водоотводные трубки, дренаж
6	Длина пролетного строения, поперечное сечение главной балки пролетного строения моста	L=34 м, h=1,60 м
7	Тип дорожной одежды	многослойная

Шаг № 2. Построить поперечное сечение мостового полотна по исходным данным табл. 1 (рис. 2).

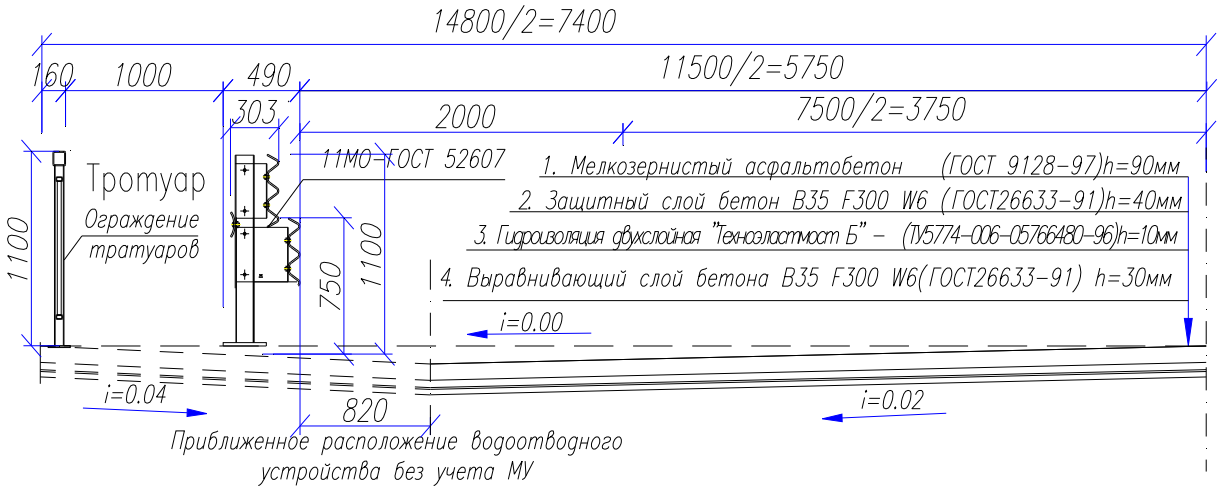


Рис. 2. Построение поперечного сечения, расположение ограждений, определение ширины моста

Шаг № 3. Установка крайней тротуарной балки ПС (рис.3).

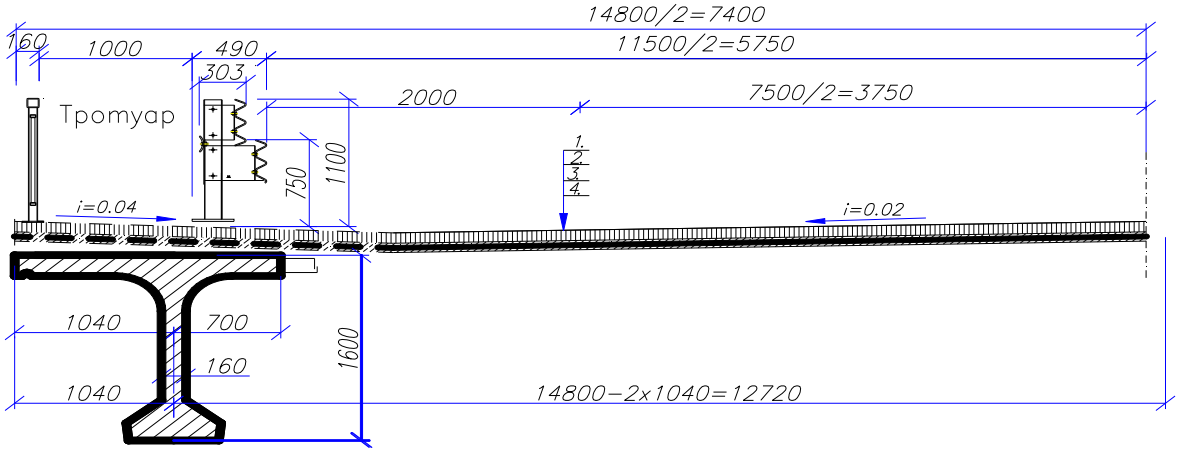


Рис. 3. Построение поперечного сечения, расстановка крайней балки

Шаг № 4. Установка промежуточных балок ПС. Примем расстояние между балками ПС L_1^1=1800 мм, получаем N_1^1=12720/1800=7,06(6) расстояний, получаем 7 расстояний с L_1^2=12720/7=1817 мм.

Шаг № 5. Принимаем L_1=1815 мм, получаем ширину моста L=1815x7+1040x2=14785 мм, ширина от внешнего торца консоли тротуара до внутреннего очертания ограждения перил 152,5 мм (рис. 4).

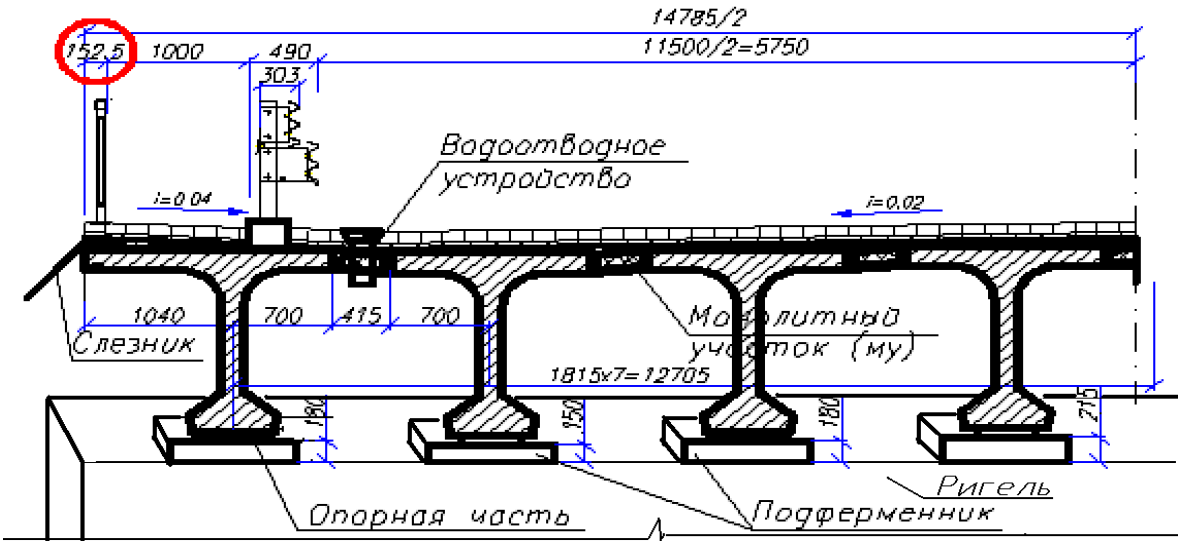


Рис. 4. Построение поперечного сечения, расстановка промежуточных балок

Шаг № 6. Проектируем узлы ограждений и системы водоотвода

3. Расчет железобетонной плиты проезжей части

Основным элементом проезжей части (ПЧ) железобетонных пролетных строений служит плита. Плита проезжей части опирается на главные балки (ребра) пролетного строения и монолитно связана с ними так, что под

действием нагрузок работает на изгиб вместе с ребрами как упруго защемленная неразрезная конструкция.

При расчете плиты ПЧ в зависимости от расстояния между главными и второстепенными балками-диафрагмами (ребра жесткости) существует 2 расчетных случая статической системы: плита-балка и плита, опертая по контуру.

1. Плита-балка. Возможен расчет в том случае, если расстояние между главными балками составляет меньше половины расстояния между поперечными балками (диафрагмы). Соответственно, в этом случае основная рабочая арматура плиты располагается перпендикулярно оси моста, и расчетный пролет плиты считают равным расстоянием в свету между главными балками.

2. Плита, опертая по контуру. Возможен расчет в том случае, если расстояние между главными балками больше половины шага поперечных балок. Основная рабочая арматура располагается в обоих направлениях.

Алгоритм расчета плиты сводится из:
– определения исходных данных;
– расположения нагрузок на плите;
– сбора нагрузок;
– определения расчетных и нормативных усилий;
– расчета по первой и второй группе предельных состояний.

3.1. Исходные данные на проектирование плиты проезжей части

Исходными данными для расчета будем пользоваться материалами табл. 1 с полученными расстояниями между главными балками ПС L_1= 1815 мм со следующими характеристиками материалов (пример):

1) бетон: тяжелый класса B35, F= 300, W6 по ГОСТу 26633-93 [2];
2) арматура: класса A400 (A-III) по ГОСТу 5781-82 [3];
3) ездовое полотно: (пункт 2.1–2.3):

- плотный мелкозернистый асфальтобетон δ=40 мм, $\gamma_{a.b} = 23.0$ кН/м^3;
- пористый крупнозернистый асфальтобетон δ=40 мм, $\gamma_{a.b} = 22.5$ кН/м^3;
- защитный слой бетона: δ=40 мм, $\gamma_{ç.ñ.b} = 24.0$ кН/м^3;
- гидроизоляция – два слоя типа мостопласт: δ=10 мм, $\gamma_{ã.è.} = 14.7$ кН/м^3;
- выравнивающий слой бетона: δ=30 мм, $\gamma_{â.ñ.b} = 23.5$ кН/м^3;

4) проектируемая железобетонная плита ПЧ: δ=180 мм, $\gamma_b = 24.5$ кН/м^3.

3.2. Нагрузки на плиту проезжей части

При расчете плиты обычно рассматривают ее полосу шириной 1 м с расчетным пролетом Lp равным расстоянию в свету между стенками балки с

действующими на нее постоянными (от ее собственного веса покрытия) и временными нагрузками (колесная автомобильная нагрузка Ак (к=14), рис. 6). Рассматривая рис. 5, как один из возможных вариантов расположения нагрузки согласно ГОСТу 52748-2007 [15], получим, что на плиту действует сила $P/2$.

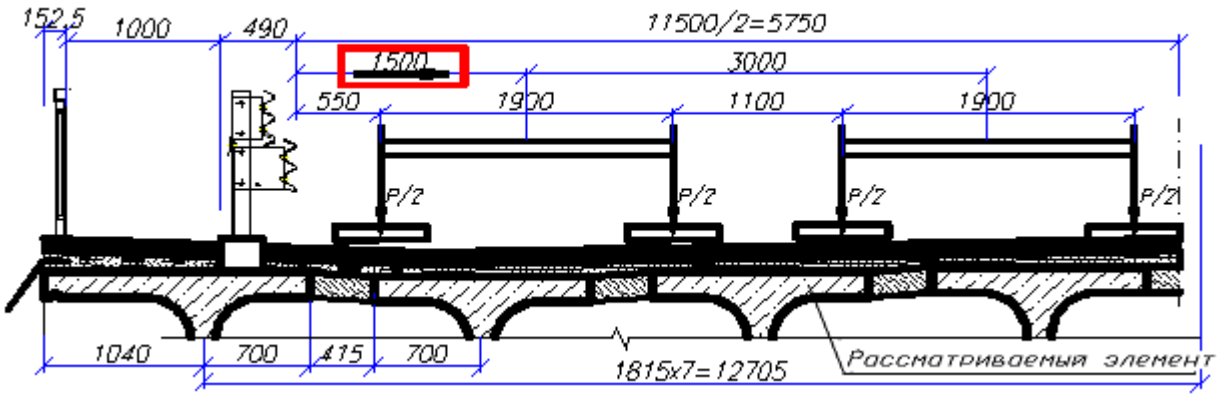
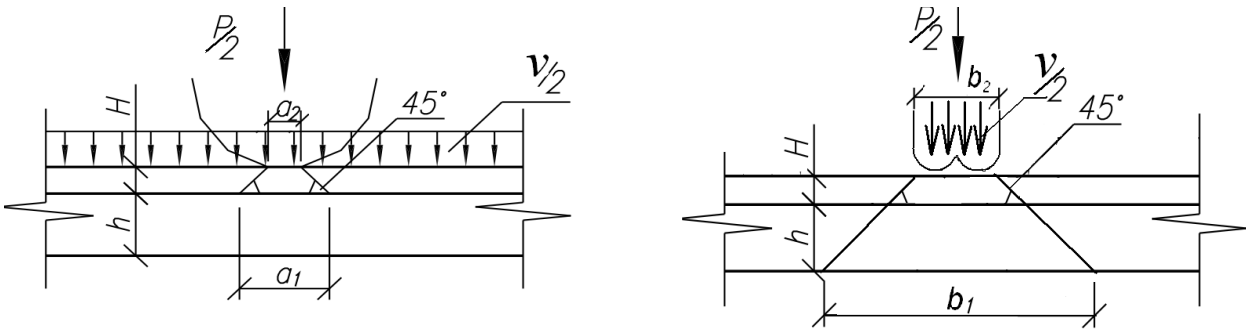


Рис. 5. Расположение нагрузок на мосту

Выбор схемы загружения плиты основывается на геометрических параметрах площадки распределения давления b_2 и b_1 (поперек оси моста) и a_2 и a_1 (вдоль оси) от усилия колеса $P/2$ нагрузки АК (рис. 6, 7).

а) вдоль б) поперек

Рис. 6. Параметры колесной нагрузки АК



а) вдоль б) поперек

Рис. 7. Схема распределения усилий от колеса автомобиля

Осевая нагрузка распределяется на площадку с размерами:

$$a_1 = a_2 + 2H; \quad (1)$$

$$b_1 = b_2 + 2H, \quad (2)$$

где H – суммарная толщина слоев дорожной одежды; h – толщина проектируемой плиты проезжей части.

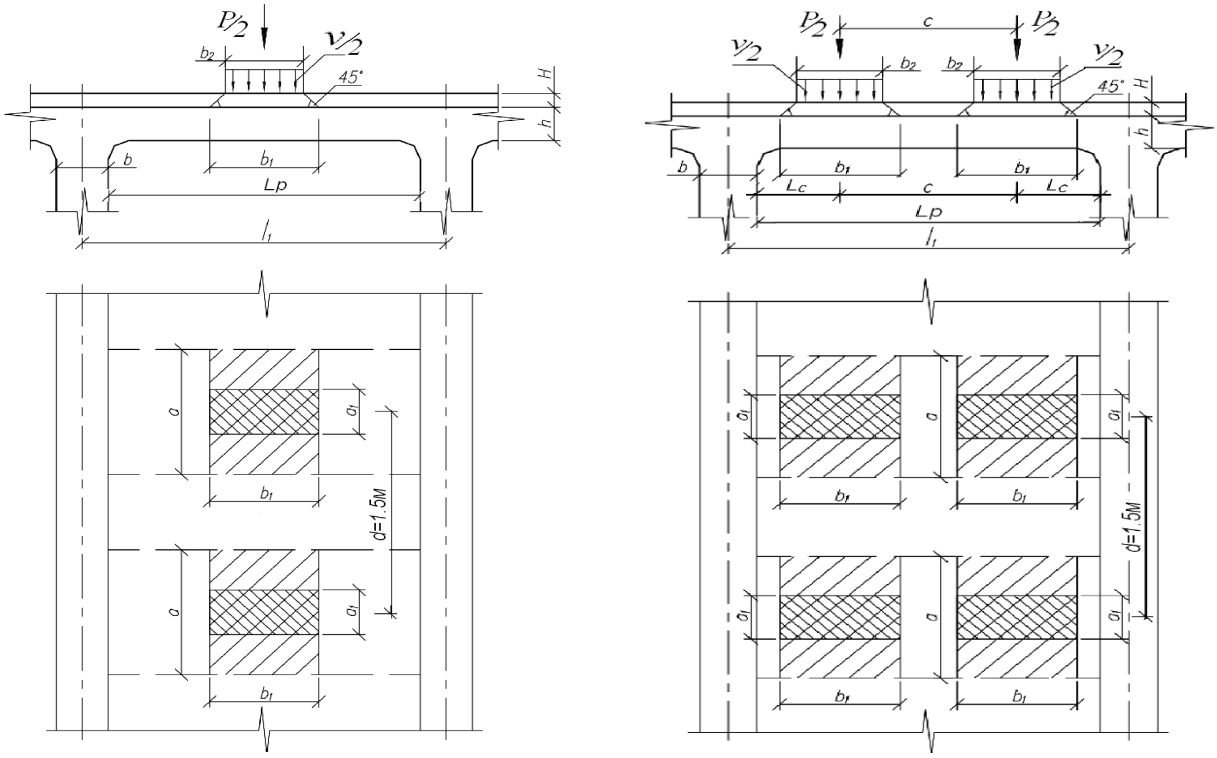
Сила $P/2$ может действовать на плиту, в зависимости от выбранной геометрии расположения главных балок ПС в одиночном случае – рис. 8а и от двух колес нагрузки – рис. 8б.

Рабочая ширина плиты, воспринимающая нагрузку $P/2$, определяется выражением (3), при этом, если $a < 2l_p/3$ то $a = 2l_p/3$ и если $a < 1м$ то $a = 1м$.

$$a = a_1 + l_p/3. \quad (3)$$

В случае, если $a > d$ эту величину необходимо определять по выражению (4)

$$a = \frac{d + a_1 + l_p/3}{2}. \quad (4)$$

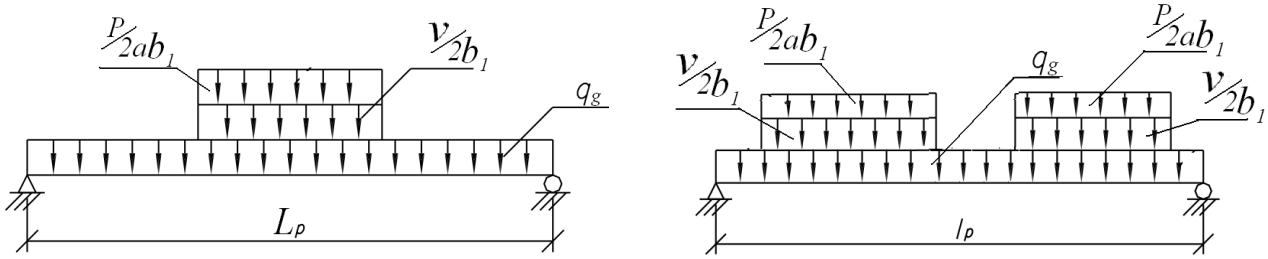


а) №1 при $Lp \le (2c - b_1/2)$ *б)* №2 при $Lp \ge (2c - b_1/2)$

Рис. 8. Варианты и схемы расположения нагрузок на плите проезжей части, где c =1,1 м – расстояние между колеи АК

3.3. Определение расчетных и нормативных моментов (РСУ)

На плиту действуют постоянные и временные нагрузки расчетная схема плиты для усилий представлена на рис. 9. Максимальный изгибающий балочный момент выражается формулой (5).



а) №1 при $Lp \le (2c - b_1/2)$ *б)* №2 при $Lp \ge (2c - b_1/2)$

Рис. 9. Балочная расчетная схема с приведенными постоянными и временными нормативными нагрузками на 1,0 м длины ПС

$$M_{max}^{b} = M_g^{b} + M_p^{b} \qquad (5)$$

где M_g^{b} – момент от постоянных нагрузок, M_p^{b} – момент от временных нагрузок.

При длине пролета плиты менее $(2c - b_1/2)$, загружение плиты производится согласно расчетной схеме № 1 (рис. 8а). Балочный изгибающий момент в середине пролета плиты (расчетный):

$$M_p^{b} = \left(\frac{P}{a}\gamma_{fp}(1+\mu_p) + v\gamma_{fv}(1+\mu_v)\right)\frac{\left(l_p - b_1/2\right)}{8}, \qquad (6.1)$$

где γ_{fv} и γ_{fp} – коэффициенты надежности по нагрузке, для нагрузок АК принимаемый $\gamma_{fv} = 1{,}15$ и $\gamma_{fp} = 1{,}5$. Для нагрузки АК на элементы железобетонных пролетных строений динамические коэффициенты [1]:

$$(1+\mu_p) = 1.5 \;\; è \;\; (1+\mu_v) = 1.0.$$

При длине пролета плиты более $(2c - b_1/2)$ – согласно расчетной схеме № 2 (рис. 8б). Балочный изгибающий момент в середине пролета плиты (расчетный):

$$M_p^{b} = \left(\frac{P}{a}\gamma_{fp}(1+\mu_p) + v\gamma_{fv}(1+\mu_v)\right)\frac{\left(l_p - c\right)}{4}. \qquad (6.2)$$

Балочный изгибающий момент от постоянных нагрузок в середине пролета плиты (расчетный): $M_g^{b} = \sum g_i^p L_p^2 / 8$ (7)

где $g_i^p = g_i^i \cdot \gamma_{fi}$ – расчетное значение постоянных нагрузок, определяемое из выражения: $g_i^i = A_i \cdot \gamma_i$ – нормативное значение постоянных нагрузок слоев дорожной одежды и проектируемой железобетонной плиты ПЧ, γ_{fi} – коэффициент надежности по нагрузкам (п. 6.2 [1]), $A_i = L_p \cdot \delta_i$ – площадь слоев дорожной одежды, γ_i – нормативное значение удельного веса материалов ПЧ.

Итак, мы определили максимальное возможное значение изгибающего момента для плиты как шарнирно опертой балки. Однако, в действительности, расчетная модель плит в поперечном направлении представляет неразрезную балку с одинаковыми пролетами. Из курса строительной механики известно, что окончательная эпюра моментов в неразрезной балке получается из суммы эпюр балочных и эпюры опорных моментов. Кроме того, нам необходимо определить максимальные по абсолютной величине значения внутренних усилий в сечениях балки. Для того, чтобы определить искомые величины усилий надо рассмотреть все возможные сочетания нагружений на неразрезную балку. В силу линейности модели, мы имеем право, просчитав отдельные нагружения и получив для них усилия в элементах, рассмотреть всевозможные сочетания полученных усилий (РСУ) в поисках невыгодного.

В данных методических указаниях применим средние значения:

для середины пролета: $M_{l/2+} = 0.6M^b_{\max}$, $M_{l/2-} = -0.25M^b_{\max}$;

для опорных сечений: $M_{on+} = 0.25M^b_{\max}$, $M_{on-} = -0.8M^b_{\max}$.

Более точно коэффициенты, выражающие предельные значения моментов в определяющих сечениях относительно балочного момента [7,с. 244].

3.4. Расчет по первой группе предельных состояний

Напомним, что при анализе прочности по первому предельному состоянию ж/б плит, принимаются следующие допущения:

– не учитывается работа бетона на растяжение;

– напряжения в сжатой зоне принимаются постоянными по высоте и равными расчетному сопротивлению бетона на сжатие ($\sigma_c = R_b$);

3.4.1. Подбор сечений рабочей арматуры в середине пролета

Первоначально принимается толщина плиты: $h = L/25 \div L/20$, но не менее 18 см. Толщина защитного слоя бетона: $a_s = 0.03м$, тогда рабочая высота сечения плиты:

$$h_0 = h - a = h - a_s - 0.5d_1. \quad (8)$$

Рассмотрим равновесие под действием внешних и внутренних сил участка плиты шириной 1,0 м в середине пролета (рис. 10).

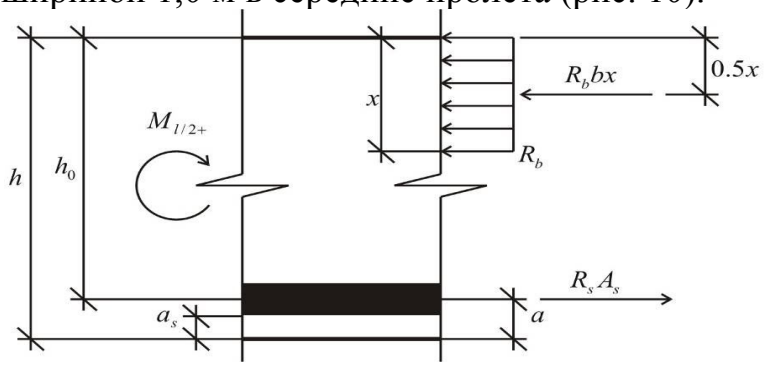


Рис. 10. Расчетная схема для подбора рабочей арматуры в середине пролета

Условие прочности сечения в середине пролета: $M_{ult} \geq M_{l/2+}$. В предельном случае: $M_{ult} = M_{l/2+}$. Тогда уравнение моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры следующее:

$$M_{l/2+} - R_b bx(h_0 - 0.5x) = 0, \tag{10}$$

здесь x – высота сжатой зоны бетона; R_b – расчетное сопротивление бетона заданного класса на сжатие (рис. 10). Решая полученное квадратное уравнение и отбросив неподходящий корень, получим выражение для высоты сжатой зоны:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M_{l/2+}}{R_b b}} \tag{11}$$

Необходимая полная площадь сечения рабочей арматуры:

$$A_s = \frac{R_b b}{R_s}\left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M_{l/2+}}{R_b b}}\right) \tag{12}$$

Рекомендуется принимать минимальное сечение одного стержня диаметром 14 мм с площадью $A_{s1} = 1{,}539 см^2$, тогда количество стержней на один погонный метр ширины плиты: $n_s = \frac{A_s}{1{,}539} \geq 5$. Количество стержней должно быть целым, т.е. принимается округленно.

3.4.2. Проверка фактического армирования середины пролета

Вычисляем $A_s^* = A_{s1} \times n_s$. Высота сжатой зоны бетона: $x = h_0\xi = \frac{A_s^* R_s}{R_b b}$,

здесь R_s – расчетное сопротивление растяжению арматуры заданного класса.

Проверяем фактическую относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R, \tag{13}$$

где ξ_R определяем по формуле:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{E_s \cdot \varepsilon_{b,2}}}, \tag{14}$$

где $\varepsilon_{b,2}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b, принимаемая равной 0,0035.

В случае не выполнения условия (13) необходимо увеличить высоту сечения h и повторить подбор сечения. Условие фактической прочности проверяем по уравнению моментов относительно центра сжатой зоны бетона. Максимальный момент, воспринимаемый растянутой арматурой:

$$M_{ult} = R_S \cdot A_S \cdot (h_o - x/2). \tag{15}$$

Очевидно, что необходимо выполнять условие: $M_{ult} \geq M_{l/2+}$. Причем

разница в процентах $\Delta = \frac{M_{ult} - M_{l/2+}}{M_{l/2+}} \cdot 100\%$ не должна быть более 10%. Отрицательное значение Δ означает перегруз, который допускается в пределах: $|\Delta| \le 5\%$.

3.4.3. Подборка сечения рабочей арматуры в опорном сечении плиты

Нижнюю рабочую арматуру доводим до опорного сечения. Расчетная схема опорного сечения с учетом наличия сжатой арматуры показана на рис. 11, здесь $M_{on} = |M_{on-}|$.

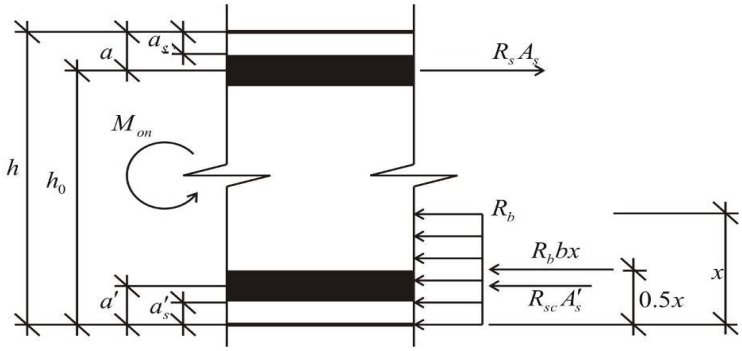


Рис. 11. Расчетная схема для подбора рабочей арматуры в опорном сечении пролета

Задаемся диаметром рабочей арматуры d_2 с площадью сечения стержня – A_{s2}. Минимальный защитный слой для верхней арматуры принимаем $a_s = 0.05м$, рабочая высота плиты:

$$h_0 = h - a_s - 0.5d_2 .$$

Уравнение моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{on} - R_b bx(h_0 - 0.5x) - R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 0 . \qquad (16)$$

Высота сжатой зоны:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2\left[M_{on} - R_{sc} A'_s (h_0 - a')\right]}{R_b b}} \qquad (17)$$

Количество стержней на 1 м для верхнего армирования по конструктивным требованиям принимаем равным количеству стержней нижней арматуры. Тогда необходимая площадь одного стержня верхней рабочей арматуры следующая:

$$A_{s2} = \frac{R_b bx + R_{sc} A'_s}{n_s R_s} \qquad (18)$$

3.4.4. Проверка фактического армирования в опорном сечении плиты

Фактическая площадь арматуры в растянутой зоне: $A_s^* = n_s A_{s2}$.

Относительная высота сжатой зоны сечения: $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{A_s^* R_s + A'_s R_{sc}}{R_b h_0}$.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R вычисляем по (14). Проверяем условие $\xi \le \xi_R$. В случае невыполнения неравенства увеличиваем высоту сечения плиты и повторяем пункты 3.4.1 – 3.4.4.

Условие прочности:

$$M_{on} \le M_{ult} = R_s \cdot A_s^* \cdot \left(h_o - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} \cdot A_s' \cdot \left(\frac{x}{2} - a' \right). \quad (19)$$

3.5. Проверка прочности плиты по наклонному сечению

Поперечные силы в плите определяют как в разрезной балке. Линию влияния Q строят для двух сечений: в начале и в конце вута (сечение I-I и сечение II-II). Для получения Q_{max} при загружении линии влияния Q временную нагрузку располагают так, чтобы ее левая грань совпадала с рассматриваемым сечением (рис.12).

$$Q_I = \sum g_i \times \gamma_{fi} \times \frac{l_p}{2} + (1+\mu) \times \left(P_{x_I'} \cdot y_{x_I'} + P_{x_I''} \cdot y_{x_I''} \right); \quad (20)$$

$$Q_{II} = \sum g_i \times \gamma_{fi} \times \left(\frac{l_p}{2} - x_0 \right) + (1+\mu) \times \left(P_{x_{II}'} \cdot y_{x_{II}'} + P_{x_{II}''} \cdot y_{x_{II}''} \right)'; \quad (21)$$

$$P_{x_I'} = \frac{\gamma_{fv} \times v}{2} + \frac{\gamma_{fp} \times P}{2 \times a_{x_I'}} \quad P_{x_I''} = \frac{\gamma_{fv} \times v}{2} + \frac{\gamma_{fp} \times P}{2 \times a_{x_I''}}; \quad (22)$$

$$P_{x_{II}'} = \frac{\gamma_{fv} \times v}{2} + \frac{\gamma_{fp} \times P}{2 \times a_{x_{II}'}} \quad P_{x_{II}''} = \frac{\gamma_{fv} \times v}{2} + \frac{\gamma_{fp} \times P}{2 \times a_{x_{II}''}}, \quad (23)$$

здесь (рис. 12) $x_0 = R$; x', x'' – координаты положения осевых сил $P/2$; $y_{x'}, y_{x''}$ – ординаты линий влияния под осевыми силами $P/2$. $a_x = a_1 + b/3$; $a_0 = a_1 = a_2 + 2H$, но не менее $b/3$. Величины $a_{x_I'}, a_{x_I''}, a_{x_{II}'}, a_{x_{II}''}$ определяются по проекции действия сил $P/2$ на диаграмму рабочих ширин. К расчету принимаем максимальное значение Q.

Проекция наклонного сечения на горизонтальную ось обозначается – c. При расчетах $h_0 \le c \le 2h_0$, так, что тангенс угла наклонного сечения равен $tg\alpha = \frac{h_0}{c}$. Принимаем для расчетов максимальное значение: $c = 2h_0$. Сначала определяем Q_b – поперечное усилие, передаваемое в расчете на бетон сжатой зоны над концом наклонного сечения:

$$Q_b = \frac{2 \times R_{bt} \times h_0^2 \times b}{c}. \quad (24)$$

При этом необходимо выполнять условие:

$$Q_b \le m \times R_{bt} \times b \times h_0, \quad (25)$$

где m – коэффициент условия работы, определяемый:

$$m = 1{,}3 + 0{,}4 \left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right) \quad (26)$$

здесь $R_{b,sh}$ – расчетное сопротивление бетона скалыванию при изгибе; τ_q – наибольшее скалывающее напряжение от нормативной нагрузки. Для

вычисления нормативной нагрузки $Q^н$ используем формулы (20) или (21), в зависимости от вычисленных значений Q_I и Q_{II}, при этом в формулах (22) или (23) полагаем $\gamma_{fv} = \gamma_{fp} = 1$. При вычислении максимальных скалывающих напряжений от нормативной нагрузки воспользуемся формулой Журавского для сечения $b \times h_0$:

$$\tau_q = \frac{Q^н \times S_{omc}}{J_b \times b}. \qquad (27)$$

Статический момент инерции отсеченной части плиты: $S_{omc} = b\frac{h_0}{2}\frac{h_0}{4}$. Момент инерции: $J_b = b\frac{h_0^3}{12}$. В случае, если $\tau_q > R_{b,sh}$, необходимо увеличить высоту сечения плиты. Если не выполняется условие (25), то необходимо поперечное армирование.

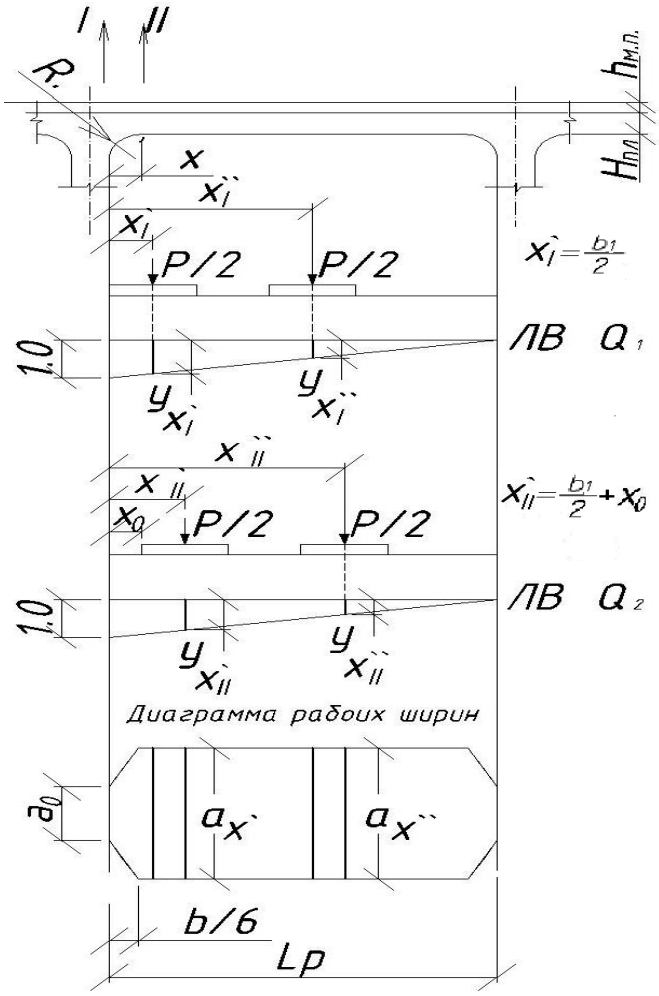


Рис. 12. Расчетная схема плиты при расчете прочности по наклонному сечению (Q)

Для проверки необходимости установки поперечной арматуры вычислим величину Q_w^r – усилия, воспринимаемого горизонтальной арматурой. Для нормального сечения эта величина определяется выражением (28-[кгс]):

$$Q_w^r = 1000 A_w^r \qquad (28)$$

где A_w^r – площадь продольной арматуры в $см^2$.

Если выполняется условие (29) поперечная арматура по расчёту не требуется.

$$Q \le Q_b + Q_w^r. \qquad (29)$$

Для создания каркаса конструктивно армируют минимальным диаметром хомутов 6 мм с шагом: в пределах приопорных участков длиной, равной 1/4 пролета, считая от оси опоры – 15 см; на среднем участке плиты длиной, равной 1/2 пролета – не более 20 по п. 7.143 [1].

В случае невыполнения неравенства (29) поперечная арматура принимается из условия:

$$Q \le Q_b + Q_w^r + \sum R_{sw} A_{sw}, \qquad (30)$$

где R_{sw} – 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. Алгоритм подбора расстановки хомутов может выглядеть таким образом (рис. 13):

– принимаем класс поперечной арматуры (R_{sw});

– принимаем сечение хомутов (A_{sw});

– вычисляем целое количество рядов для наклонного сечения с проекцией c (S_w – шаг хомутов):

$$m = \left| \frac{Q - Q_b - Q_w^r}{R_{sw} A_{sw}} \right| . \qquad (31)$$

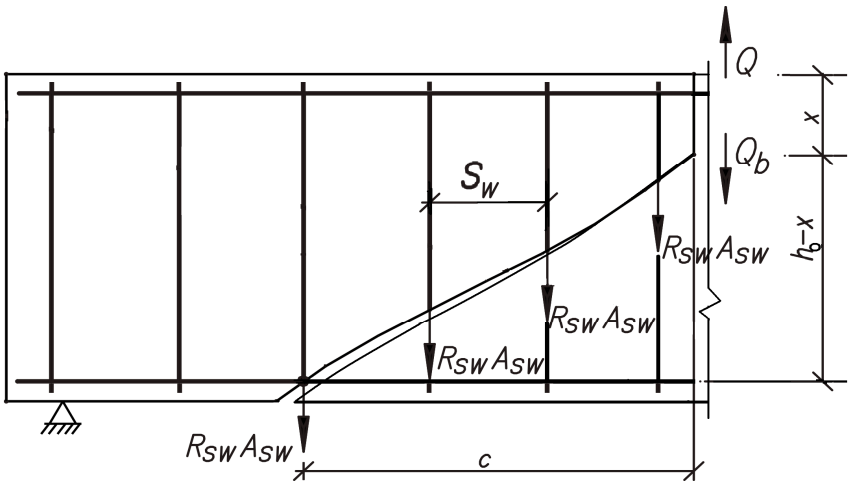


Рис. 13. Схема расчета хомутов нормальных к оси плиты

После подбора поперечной арматуры необходимо проверить условие:

$$Q_i \le 0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0 \quad , \qquad (32)$$

где φ_{b1} определяется по формуле: $\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01R_b$, где расчетное сопротивление R_b [Мпа]; $\varphi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w \le 1{,}3$, где η=5 – при хомутах, нормальных к продольной оси элемента, $\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS_w}$; $n_1 = \frac{E_s}{E_b}$ – отношение модулей упругости арматуры и бетона.

3.6. Расчет плиты по второй группе предельный состояний

3.6.1. Расчет плиты по ширине раскрытия трещин

Плита проезжей части относится к категории *3в* по трещиностойкости, предельное раскрытие трещин $\Delta l_{cr} = 0.02\tilde{n}\grave{i}$. Ширина раскрытия нормальных к продольной оси трещин выражается:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \times \psi \le \Delta l_{cr}, \qquad (33)$$

здесь σ_s – напряжения в растянутой (ненапрягаемой) арматуре; E_s – модуль упругости материала растянутой арматуры; ψ – коэффициент раскрытия трещин, определяемый в зависимости от радиуса армирования R_r –

учитывающий влияние бетона растянутой зоны, деформации арматуры, ее профиль и условия работы элемента. Для стержневой арматуры периодического профиля коэффициент раскрытия трещин:

$$\psi = 1,5\sqrt{R_r}\ , \tag{34}$$

где $R_r = A_r / \Sigma\beta nd$ – пункт 7.110 [1]; A_r – площадь зоны взаимодействия для нормального сечения, принимаемая ограниченной наружным контуром сечения и радиусом взаимодействия $r = 6d$; β – коэффициент, учитывающий степень сцепления арматурных элементов с бетоном, принимаемый для одиночных стержней периодического профиля равным 1,0; $n(n_s)$ – число арматурных элементов с одинаковым номинальным диаметром d_s; d_s – диаметр одного стержня.

При определении площади зоны взаимодействия допустимо упрощенно вычислить площадь прямоугольника с параметрами по рис. 14:

$$A_r = b \times h_s = b(a_3 + 0,5d_s + 6d_s). \tag{35}$$

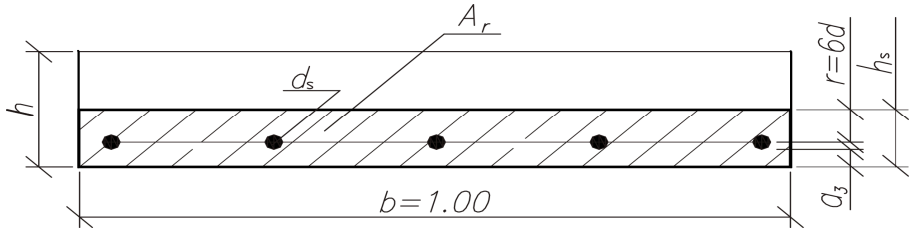


Рис. 14. Определение площади зоны взаимодействия

Для определения σ_s вычисляем балочное значение $M_н^b$ по формулам (6) или (7), полагая, что $\gamma_{fp} = \gamma_{fv} = 1,0$. Для неразрезной системы $M_{н,l/2} = 0,6M_н^b$ и $|M_{н,оп}| = 0,8M_н^b$. При вычислении напряжений в растянутой арматуре от нормативных изгибающих моментов полагаем высоту сжатой равной x , вычисленной для расчетных значений моментов. Тогда, в середине пролета, плечо внутренней пары сил равно: $z = h_0 - \frac{x}{2}$, и напряжения в растянутой арматуре определяются из условия равновесия относительно центра сжатого бетона (рис. 10):

$$0,6M_н^b - \sigma_s A_s z = 0; \quad \text{или} \quad \sigma_s = \frac{0,6M_н^b}{A_s z}. \tag{36}$$

Для опорного сечения полагаем деформации в растянутой и сжатой арматуре пропорциональными расстоянию от нейтральной оси (рис. 11):

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sc}} = \frac{h_0 - x}{x - a'} \quad \text{или для напряжений} \quad \sigma_{sc} = \sigma_s \frac{x - a'}{h_0 - x}\frac{E_{sc}}{E_s}. \tag{37}$$

Уравнение равновесия относительно центра сжатого бетона:

$$-0,8M_н^b + \sigma_s A_s z + \sigma_{sc} A_s' \left(\frac{x}{2} - a'\right) = 0 \tag{38}$$

Подставив (37) в (38) получаем выражение для напряжений в растянутых волокнах:

$$\sigma_s = \frac{0{,}8M_н^b}{A_s z + A_s'\left(\frac{x}{2} - a'\right)\frac{x - a'}{h_0 - x}\frac{E_{sc}}{E_s}}. \qquad (39)$$

3.6.2. Расчет плиты по деформациям (прогибам)

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

Прогиб f или угол поворота α следует определять по формуле 7.104 [1]:

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

здесь $1/\rho(\tilde{o})$ – кривизна элемента в заданном участке $(\tilde{o})$ от действующих нагрузок $\overline{M}(x)$, в котором определяется прогиб. Полная кривизна изгибаемого элемента с 3в категорией по трещиностойкости определяется по формуле 7.106 [1]:

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

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, где $\overline{B}*_g, \overline{B}$ – 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]: $B = 0.8E_bI_b$, где E_b – модуль упругости бетона; I_b – момент инерции бетонного сечения плиты.

Прогиб плиты в середине пролета от действия постоянных и временных нагрузок с учетом всех преобразований получим для схемы:

загружение №1 (рис. 8а): $$f = \frac{1}{\rho}(S)\cdot L_д^2 = \frac{Mg}{0.8E_bI_b}\left(\frac{5}{48}\right)\cdot L_д^2 + \frac{Mv}{0.8E_bI_b}\left(\frac{1}{12}\right)L_д^2; \qquad (40)$$

загружение №2 (рис. 8б) $$f = \frac{1}{\rho}S\cdot L_д^2 = \frac{Mg}{0.8E_bI_b}\left(\frac{5}{48}\right)L_д^2 + \frac{Mv}{0.8E_bI_b}\left(\frac{1}{8} - \frac{l_c^2}{6L_д^2}\right)L_д^2. \qquad (41)$$

ЛИТЕРАТУРА

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

2. ГОСТ 26633-2012. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические требования.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

12. СНиП 2.05.02-85*. Автомобильные дороги.

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

14. ГОСТ Р 52606-2006. Технические средства организации дорожного движения. Классификация дорожных ограждений.

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

16. НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР. Рекомендации по применению в железобетонных конструкциях эффективных видов стержневой арматуры». – М, 1987.

Приложение А

Таблица 1

Длина пролета, м	Геометрические размеры, мм							
	h	e	b	b_1	b_2	a	c	Ширина плиты крайней балки
12.0	930	700/ 900	1400 /1800	1500	600	100	10	1740/ 1940
15.0	930	-	-	1500	600	100	10	-
18.0	1230	-	-	1500	590	150	15	-
21.0	1230	-	-	1500-2000*	590	150	15	-
24.0	1230	-	-	1500-3000*	590	150	15	-
33.0	1530	-	-	1500-3000*	580	200	20	-
42.0	1730	-	-	1500-3000*	580	200	20	-

* При изготовлении опалубки балок длиной 24,0 и 33,0 м переходная часть стенки (b_1) принимается длиной 3000 мм, для балок длиной 21,0 м – 2000 мм.

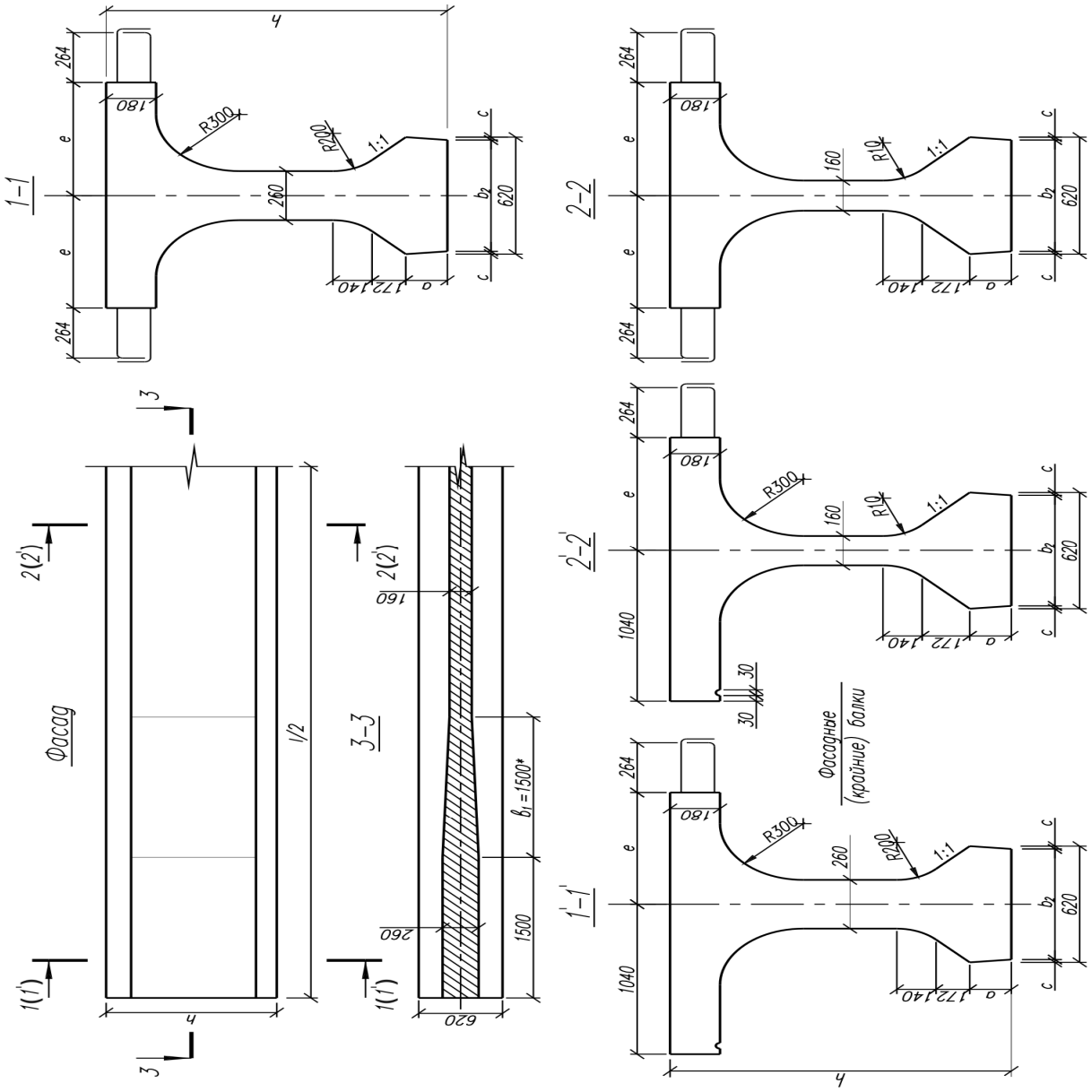


Рис.1

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛИТЫ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО 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 1

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