МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра «Мосты и транспортные тоннели»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению курсового проекта по курсу
«Проектирование автодорожных мостовых сооружений»
по профилю подготовки 270817.62 «Автодорожные мосты и тоннели»
направления 270800.62 «Строительство»
Часть 1. Общие вопросы проектирования балочных металлических пролетных строений автодорожных мостов

Казань
2013 г.

УДК 624.21.014.2
БКК 38я73
И622

И622 Методические указания по выполнению курсового проекта по курсу «Проектирование автодорожных мостовых сооружений» по профилю подготовки 270817.62 «Автодорожные мосты и тоннели» направления 270800.62 «Строительство». Часть 1. Общие вопросы проектирования балочных металлических пролетных строений автодорожных мостов / Казанский государственный архитектурно-строительный университет. Сост.: Майстренко И.Ю., Казань: КГАСУ, 2013. – 29 с.

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

В данной части методических указаний рассматриваются общие вопросы проектирования балочных металлических пролетных строений автодорожных мостов в соответствии с требованиями Свода правил СП.35.13339.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*». Рассматриваются вопросы выбора рациональной схемы автодорожного моста, рациональной конструктивной формы, оптимальных показателей при компоновке и подборе сечений сварных балок на учебном примере. Предназначены для использования в курсовом проектировании для студентов по профилю подготовки 270817.62 «Автодорожные мосты и тоннели» направления 270800.62 «Строительство».

Табл. 7, рис. 5, библиогр. 22 наимен.

Рецензенты:

Доктор технических наук, профессор, заслуженный строитель РТ,
заведующий кафедрой «Мосты и транспортные тоннели» КГАСУ
А.А. Пискунов

Директор ООО НПЦ «Мосты»
И.С. Габидуллин

УДК 624.21.014.2
БКК 38я73.

© Казанский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2013.
© Майстренко И.Ю.

СОДЕРЖАНИЕ

		Стр.
	Введение …….	4
1.	Выбор рациональной схемы металлического автодорожного моста …….	4
2.	Выбор рациональной конструктивной формы ……	6
3.	Выбор оптимальных показателей при компоновке и подборе сечений сварных балок ……	15
3.	Пример компоновки и подбора сечений сварных балок ……..	22
	Литература ……..	28

ВВЕДЕНИЕ

В методических указаниях приведены сведения по общим вопросам проектирования балочных металлических пролетных строений автодорожных мостов. Приведены нормативные требования соответствующих разделов Свода правил СП.35.13339.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*» [1], включая требования к наименьшей толщине или сечению деталей конструкции, требования к наибольшей толщине проката и принятый в нашей стране стандартный сортамент металла, который позволяет унифицировать поставки стали с заданной формой, размерами и способом изготовления. Так же представлены особенности и конструктивные показатели типовых проектных решений и рекомендации по выбору оптимальных показателей из условий расчета сечений элементов стальных мостовых конструкций на прочность, устойчивость, выносливость и деформативность. Для удобства приведены справочные данные по основным техническим характеристикам общестроительных и специализированных кранов и транспортных средств серийного производства.

Цель настоящих методических указаний – повысить эффективность работы студентов при решении вопросов проектирования балочных металлических пролетных строений автодорожных мостов на стадии компоновки пролетного строения при выполнении курсового проекта по курсу «Проектирование металлического моста» по профилю подготовки 270817.62 «Автодорожные мосты и тоннели» направления 270800.62 «Строительство».

1. ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНОЙ СХЕМЫ МЕТАЛЛИЧЕСКОГО АВТОДОРОЖНОГО МОСТА

Выбор рациональной схемы моста и его основных параметров имеет важнейшее значение. От правильности назначения схемы зависят стоимость и сроки возведения моста, его надежность, условия работы в процессе эксплуатации и внешний вид.

Схему моста нужно выбирать с учетом всех местных условий: характера пересекаемого водотока, его режима, топографии местности, класса проходящей по мосту дороги, грунтовых условий, наличия местных строительных материалов, климатических особенностей района. Вместе с тем должны быть учтены производственные условия возведения моста: сроки строительства, наличие механизмов и оборудования.

Рациональную схему моста выбирают, разрабатывая несколько вариантов, подвергая их затем технико-экономическому сравнению и останавливаясь на наиболее удачном решении. При выполнении технико-экономического обоснования вариантов сооружения проводят их полноценный критический анализ, входе которого рассматриваются наиболее значимые показатели, в числе которых выделяют, например: экономический, эксплуатационный, технический, производственный и эстетический. Экономический показатель включает оценку необходимого количества материалов и их стоимость, затраты на выполнение работ по возведению моста.

Эксплуатационный показатель включает рассмотрение вопросов, связанных с безопасностью технической системы, комфортностью проезда по мосту, доступностью для осмотра конструктивных элементов и ответственных узлов, возможностью оперативного и удобного выполнения плановых и внеплановых ремонтных мероприятий. Технический показатель оценивает варианты по критериям долговечности, возможности использования уже существующих (например, типовых) узлов и отдельных конструктивных элементов. Производственный показатель рассматривает удобство возведения моста, возможные сложности, связанные с климатическими особенностями района, способами и технологиями монтажа конструкций, продолжительностью строительства сооружения. Эстетический показатель оценивает внешний вид моста и его архитектурное оформление.

Относительная простота изготовления и монтажа балочных пролетных строений со сплошными стенками – их основное достоинство. Опыт проектирования показывает, что простые разрезные балочные системы следует применять в тех случаях, когда желательно возможно более упростить возведение моста, применяя типовые пролетные строения и пользуясь простейшими способами их сборки и установки на опоры. Балочно-разрезная система целесообразна также при плохих грунтах основания и возможности значительных осадок опор. Разрезные металлические пролетные строения со сплошными балками устраивают при пролетах до 40…60 м, применяя простой способ монтажа с помощью стреловых кранов необходимой грузоподъемности, а при установке нескольких балочно-разрезных пролетных строений их можно соединить в неразрезную систему и надвигать по постоянным опорам мостов.

При необходимости в перекрытии больших пролетов (более 40…60 м и, практически, до 300 м) применяют балочно-неразрезные системы [1]. Основной недостаток неразрезных систем состоит в их чувствительности к неравномерной осадке опор, что приводит к возникновению дополнительных усилий, однако вполне допустимо и во многих случаях рационально устройство неразрезного моста и при вероятности осадки опор, влияние которых на работу неразрезной системы может быть учтено расчетом.

---

[1] – Одним из наиболее крупных балочных стальных мостов, построенных с использованием коробчатого незамкнутого пролетного строения, является возведенный в 1956 году городской мост через реку Савву в городе Белград, в котором его основная часть представляет сплошную трёхпролетную неразрезную балку с увеличенными высотами над промежуточными опорами, имеющую пролеты 75+261+75 [6]. Мост с рекордным для нашей страны аналогичным пролетом 200,4 м построен через реку Енисей в Красноярске в 1983 году [5]. Самый большой пролет неразрезной металлической балки имеет мост через залив Гуанобара (вблизи города Рио-де-Жанейро), имеющий пролеты с пролетами 200+300+200 м [17].

В настоящее время при пролетах до 147 м неразрезные балки обычно имеют постоянную высоту по длине всех пролетов. Это позволяет упростить их изготовление и осуществлять монтаж пролетных строений надвижкой с конвейерно-тыловой сборкой на подходах. При пролетах 84 и 105 м возникает целесообразность применения пролетных строений с переменной высотой по длине пролета. Пролетные строения такого вида устанавливают на опоры с помощью плавучих средств или методом навесного монтажа, так как продольная их надвижка невозможна.

Балочно-консольные пролетные строения со сплошными главными балками в настоящее время активно не применяются, что связано с внедрением в практику современных технологий возведения надежных фундаментов для опор при любых грунтовых условиях и ввиду неблагоприятных эксплуатационных показателей балочно-консольных систем, связанных с наличием дополнительных деформационных швов в пролете, что способствует перелому профиля моста.

2. ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ ФОРМЫ

Проектирование любого сооружения начинают с компоновки, то есть с выбора рациональной конструктивной формы. Выявление рациональной компоновки и решение отдельных конструкций производят на основании сравнения возможных и обязательно конкурентоспособных вариантов. СП.35.13339.2011 [1] регламентирует, что конструктивные решения мостовых сооружений, применяемые материалы и изделия должны быть технологически целесообразными и исполнимыми при строительстве, текущем содержании в период эксплуатации, при ремонтах и реконструкции.

Стальные балочные пролетные строения имеют разнообразные конструктивные формы, при этом имеется возможность деления всей конструкции на отдельные блоки и элементы любых размеров, что, естественно, удобно в процессах изготовления, перевозки и монтажа. При применении в конструкциях сооружений типовых элементов или стандартных деталей необходимо учитывать установленные для них допустимые отклонения формы и геометрических размеров согласно ГОСТ 26607 [7].

При компоновке размеров мостового сооружения следует должным образом учитывать возможность доставки к месту укрупненной сборки блоков и элементов полной заводской готовности с использованием сети транспортной инфраструктуры, например, железнодорожным или автомобильным транспортом, где регламентированы ограничения в части габаритов перевозимых грузов [3, 4]. На рисунке 1 показаны габариты погрузки на открытый подвижной состав железных дорог. Предельная высота, определяемая габаритом железнодорожных перевозок, составляет $h_{\max}$ = 5,3 – 1,25 – 0,2 – 0,1 = 3,75 м, где 5,3 – высота железнодорожного габарита, 1,25 – высота платформы, 0,2 – высота турникетного бруса, 0,1 – запас по высоте.

На автомобильных дорогах габарит по высоте на проезжей части мостов и путепроводов ограничен значениями 4,5…5,0 м (СП.35.13339.2011 [1], обязательное

приложение Г) в зависимости от категории автомобильной дороги по ГОСТ Р 52398-2005 [8].

а) б)

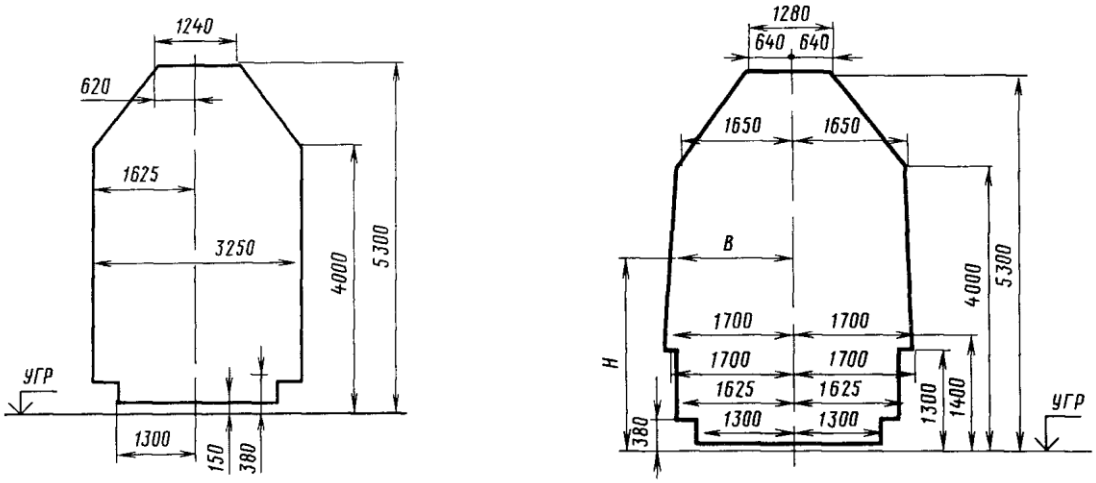

Рис. 1. Габариты погрузки на открытый подвижной состав железных дорог:
а) установленный габарит погрузки; б) льготный габарит погрузки.
Обозначения: УГР – уровень головки рельса, В – расстояние от оси пути до точек льготного габарита на высоте Н

Как правило, перевозка элементов мостовых конструкций считается экономически целесообразной, если дальность доставки составляет: железнодорожным транспортом – до 1000 км, автомобильным транспортом – до 300 км, по водным путям – до 1500 км.

Массу элементов сборных конструкций следует назначать с учетом возможности использования при монтаже и перевозке общестроительных и специализированных кранов и транспортных средств серийного производства.

Таблица 1

Основные технические характеристики общестроительных и специализированных грузоподъемных кранов

№№ п.п.	Модель	Шасси	Максимальная грузоподъемность, т	Длина основной стрелы (или диапазон телескопирования), м	Вылет при максимальной грузоподъемности, м	Масса крана, т
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
1.	КС-3562А	Автомобиль МАЗ-500А	10	10	3,5	14,3
2.	КС-4561	Автомобиль КрАЗ-257К	16	10	4,0	21,8

1	2	3	4	5	6	7
3.	КС-6471	Четырехосное спецшасси ПС-401	40	11…27	3,2	44,0
4.	КС-7471	Шестиосное спецшасси Р-632	63	12,5…38,1	3,5	67,8
5.	К-160-S-П фирмы «Като» (Япония)	Трехосное спецшасси	16	9,5…23,5	3,0	20,8
6.	К-300S фирмы «Като» (Япония)	Четырехосное спецшасси	30	10…31	3,0	34,2
7.	К-750YS фирмы «Като» (Япония)	Шестиосное спецшасси	75	12…44	3,5	61,0
8.	К-1200S фирмы «Като» (Япония)	Шестиосное спецшасси	120	13,6…50	3,0	82,5
9.	LTM 1070-4.1 фирмы «Liebherr»	Четырехосное спецшасси	70	11…50	2,5	48,0
10.	LTM 1100-4.1 фирмы «Liebherr»	Четырехосное спецшасси	100	11,5…52	2,5	48,0
11.	LTM 1160-5.1 фирмы «Liebherr»	Пятиосное спецшасси	160	13,5…62	3,0	60,0
12.	LTM 1200-5.1 фирмы «Liebherr»	Пятиосное спецшасси	200	13,5…72	3,0	60,0
13.	LTM 1300-6.1 фирмы «Liebherr»	Шестиосное спецшасси	300	15…60	3,0	72,0
14.	LTM 1500-8.1 фирмы «Liebherr»	Восьмиосное спецшасси	500	16,1…84	3,0	72,0
15.	LTM 11200-9.1 фирмы «Liebherr»	Девятиосное спецшасси	1200	18,3…100	2,5	96,0
16.	КС-4371	Двухосный, пневмоколесный	16	12,5	3,8	23,0
17.	КС-4361	Двухосный, пневмоколесный	16	10	3,75	23,7
18.	КС-5363	Двухосный, пневмоколесный	25	15	4,0	33,0
19.	КС-6362	Трехосный, пневмоколесный	40	15	6,4	48,0
20.	КС-7362	Трехосный, пневмоколесный	63	15	4,35	69,0
21.	КС-8362	Пятиосный, пневмоколесный	100	20	6,0	123,5
22.	ДЭК-251	Гусеничный	25	14	4,75	36,12
23.	МКГ-25БР	Гусеничный	25	13,5	5,0	37,5
24.	СКГ-63А	Гусеничный	63	15	4,5	88,7
25.	Э-2509	Гусеничный	60	15	4,36	79,0

1	2	3	4	5	6	7
26.	КС-8165	Гусеничный	100	20	6,0	138,0
27.	КДЭ-161	Железнодорожный	16	15	4,5	52,4
28.	КДЭ-251	Железнодорожный	25	15	4,5	69,5
29.	К-501	Железнодорожный	50	12,5	5,5	109,0

Так как в большинстве случаев одни и те же работы могут быть выполнены кранами различных типов, то в каждом конкретном случае необходимо выбирать оптимальные (по себестоимости, трудоемкости и продолжительности работ) тип крана или комплект кранов на основе сравнения вариантов. При сравнении вариантов следует учитывать, что выбор типа грузоподъемного крана [9] в ряде случаев оказывает существенное влияние и на общую технологию возведения сооружений. Основные технические характеристики некоторых общестроительных и специализированных грузоподъемных кранов приведены в таблице 1.

Тип и марку транспортного средства в каждом конкретном случае подбирают с учетом массы, габаритов и условий перевозки груза. Так, например, требования технических условий погрузки и крепления грузов [3] допускают возможность погрузки на четырехосную железнодорожную платформу длинномерного груза в пределах 30 м и не более 72 т, которая определяется в зависимости веса груза от его длины и типа рессорного подвешивания платформы (см. табл. 2).

Таблица 2

Зависимость веса груза от его длины и типа рессорного подвешивания четырехосной железнодорожной платформы

Вес груза, т, не более	Длина груза, м, не более	
	Тип тележки вагона	
	МТ-50	ЦНИИ-Х3
1	**2**	**3**
До 10	17,00	17,20
15	16,40	16,70
20	16,00	16,43
25	15,80	16,30
30	15,70	16,20
35	15,60	16,10
40	15,50	16,04
45	15,47	16,00
50	15,42	15,96
55	15,10	15,10
60	14,72	14,72
62	14,59	14,59
64	14,33	14,33
67	14,29	14,29
72	14,29	14,29

Значительную трудность представляет перевозка крупногабаритных грузов по местным автомобильным дорогам. Для этого возможно использовать существующие автомобильные прицепы и трейлеры. Характеристики некоторых моделей прицепной автомобильной техники приведены в таблице 3.

Таблица 3

Характеристики моделей прицепной автомобильной техники

№№ п.п.	Модель	Базовый тягач	Грузоподъ-емность, т
Бортовые			
1.	СЗАП-9327 полуприцеп	КамАЗ	20,0
2.	НЕФАЗ-9334-10 полуприцеп	КамАЗ	20,0
3.	МТМ-933004 полуприцеп	МАЗ	21,9
1	**2**	**3**	**4**
4.	МТМ-933014 полуприцеп	МАЗ	27,0
5.	МАЗ-9758-030 полуприцеп	МАЗ	27,0
Тяжеловозы			
6.	ЧМЗАП-938530	МАЗ, КрАЗ	26,2
7.	МАЗ-9379 полуприцеп	МАЗ	30,0
8.	Трал тяжеловоз ПТН-4007	Тягач КрАЗ-6443	40,0
9.	ЧМЗАП-99865-01	КЗКТ	52,0
10.	ЧМЗАП-999000	TATRA, КЗКТ	52,0
11.	Трал тяжеловоз КЭС-848311 ИН 6006	Тягач КрАЗ-6443	56,0
12.	Прицеп-балковоз ПТ-75 (длина груза до 33 м, ширина до 3,25 м)	Тягач К-701	75,0 (60,0)
13.	Прицеп-тяжеловоз Р-6333	Тягач К-701	63,0

Таблица 4

Требования к наименьшей толщине или сечению деталей конструкции в автодорожных мостах (исключения из таблицы 8.37 СП.35.13339.2011 [1])

Детали конструкции	Наименьшая толщина или сечение деталей конструкции, мм
Вертикальные стенки сварных изгибаемых главных балок	12
Узловые фасонки связей	8
Накладки в стыках ребер ортотропной плиты и планки	8
Горизонтальные опорные листы	20
Листы настила ортотропных плит	14
Ребра ортотропных и ребристых плит	12
Уголки фланцевых прикреплений продольных и поперечных балок	100×100×12
Уголки в элементах связей	80×80×8

Следует учитывать так же и нормативные требования, предъявляемые СП.35.13339.2011 [1] к наименьшей толщине или сечению деталей конструкции (см. табл. 4), требования к наибольшей толщине проката и принятый в нашей стране стандартный сортамент металла, который позволяет унифицировать поставки стали с заданной формой, размерами и способом изготовления.

В соответствии с требованиями СП.35.13339.2011 [1] (п. 8.122), наибольшая толщина проката, допустимая в сварных стальных элементах, составляет 60 мм, а в стыковых накладках и узловых фасонных листах при применении фрикционных соединений – 20 мм.

Для изготовления элементов металлических мостов в основном служит листовой и профильный (сортовой и фасонный) стальной прокат стандартного сортамента (см. рис. 2).

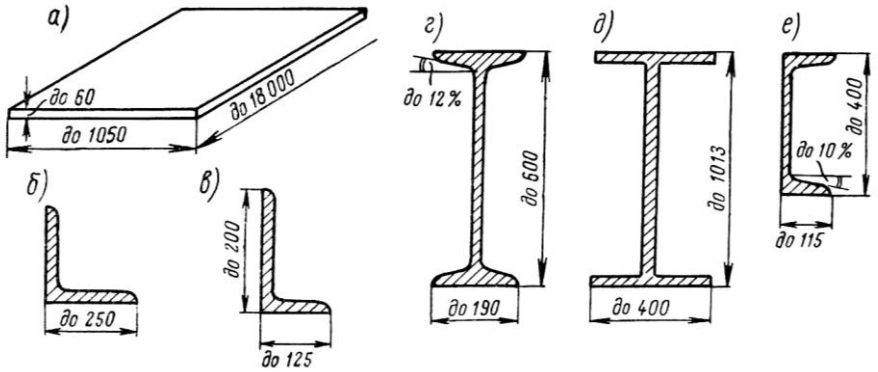

Рис. 2. Основные виды стального проката стандартного сортамента, применяемого для изготовления элементов металлических мостов

В мостостроении широко используется листовой прокат, который может быть двух видов: толстолистовой по ГОСТ 19903-74* [10] и широкополосный универсальный по ГОСТ 82-70* [11]. Горячекатаный прокат по ГОСТ 19903-74* [10] при толщине листов 12…40 мм изготавливается шириной 1000…3600 мм, длиной 2000…12000 мм. Горячекатаный широкополосный прокат по ГОСТ 82-70* [11] при толщине листов 12…40 мм изготавливается шириной 200…1050 мм, длиной от 5000…12000 (по дополнительному заказу до 18000) мм, рис. 2, *а*).

Для изготовления широкого ряда элементов пролетных строений, в том числе основных элементов малых мостов, элементов связей, перильного ограждения, смотровых проходов и т.п., используется фасонный прокат, к которому относят: угловой прокат, швеллеры, двутавры и профили специального назначения. Угловой стальной прокат выпускается длиной от 4000 до 12000 мм двух видов: равнополочный по ГОСТ 8509-93* [12], рис. 2, *б*), и неравнополочный по ГОСТ 8510-86* [13], рис. 2, *в*). Двутавры различают: с уклоном внутренних граней полок по ГОСТ 8239-89* [15] и с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83* [16]. Стальные горячекатаные двутавры по ГОСТ 8239-89* [15] высотой от 100 до 600 мм и шириной от 55 до 190 мм изготавливают длиной от 4000 до 12000 мм, рис. 2, *г*). Стальные горячекатаные двутавры с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83* [16] высотой от 100 до 1013 мм и шириной от 55 до 400 мм изготавливают длиной от 6000 до 24000 мм, рис. 2, *д*). Стальные горячекатаные швеллеры общего и

специального назначения по ГОСТ 8140-97* [14] высотой от 50 до 400 мм и шириной полок от 32 до 115 мм изготавливают длиной от 2000 до 12000 мм, рис. 2, *е*).

Кроме того, рациональное конструирование должно предотвращать возможность скопления на поверхности конструкций атмосферной влаги, конденсата, пыли и жидких активных выделений, так как образование застойных зон в виде пазух, карманов и узких щелей затрудняет удаление загрязнений и способствует развитию местной коррозии. Увеличение толщины элементов стальных конструкций как мера защиты от коррозии не допускается [2]. В местах возможного скопления влаги следует устраивать дренажные отверстия диаметром не менее 50 мм [1].

С 1980-х годов в отечественном мостостроении развивается направление, в котором основной упор делается на применение так называемой унифицированной (гибкой) технологии [5]. Основным компонентом гибкой технологии является разработанный Ленгипротрансмостом «Комплекс унифицированных элементов и блоков стальных автодорожных пролетных строений с ортотропной плитой пролетами 42…147 м» (проект 585РП). При разработке типовых проектов был установлен единый модуль 21 м для расчетных пролетов автодорожных мостов с ездой поверху. Особенность этих типовых конструкций в строгой модульности всех продольных размеров: блоки главных балок двутаврового и коробчатого сечения могут изготавливаться длиной 21/1 = 21 м и 21/2 = 10,5 м, поперечные связи размещены через 21/4 = 5,25 м; вертикальные ребра жесткости с шагом 21/12 = 1,75 м.

а) б)

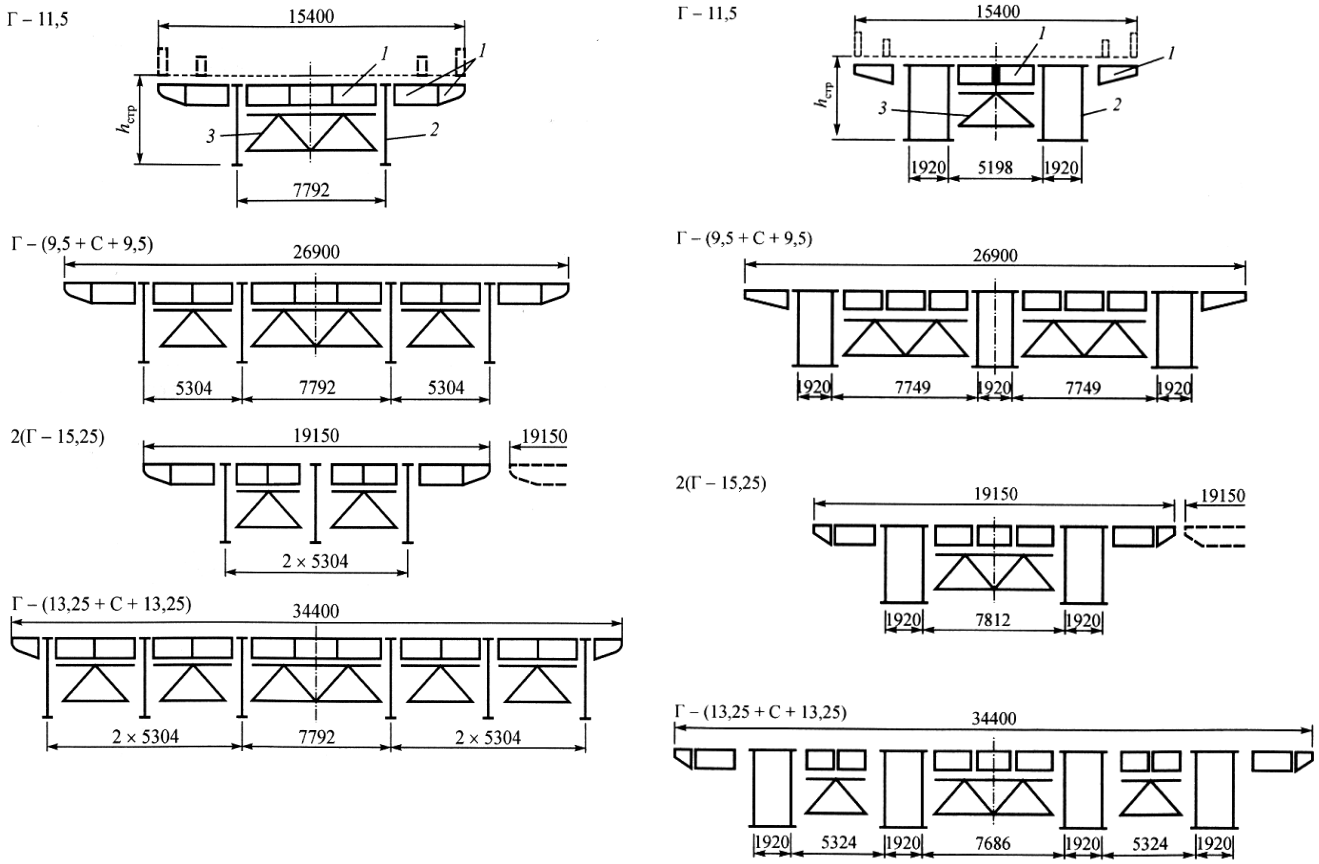

Рис. 3. Компоновки пролетных строений по проекту 585РП при различных габаритах проезжей части: а) из двутавровых балок; б) из коробчатых балок;
1 – блоки ортотропной плиты; *2* – блоки главных балок; *3* – поперечные связи

Комплекс по проекту 585РП предназначен для обычных условий. Пролетные строения рассчитаны под две, четыре и шесть полос движения с габаритами: Г-11,5; Г-(9,5+С+9,5); 2(Г-11,5); Г-(13,25+С+13,25); 2(Г-15,25) для дорог I и II категорий [11]. Ширина разделительной полосы С принята равной 4,5 м, тротуаров – 1,5 м. Унифицированные элементы и блоки также могут быть использованы для компоновки пролетных строений под габариты Г-8, Г-10 и другие с изменением ширины консольных блоков ортотропной плиты. Для монтажа пролетных строений могут использоваться различные способы монтажа: продольная надвижка, навесной (полунавесной) монтаж, попролетный монтаж при помощи плавучих опор. Металлоконструкции проекта 585РП запроектированы под нагрузки А11 и НК-80 и выполняются из сталей 15ХСНД и 10ХСНД. Продольные связи – сварные таврового сечения, поперечные – в виде сварных рам из прокатных уголков. Заводские соединения, в основном, сварные, монтажные – комбинированные (болтосварные). Конструктивные показатели пролетных строений по проекту 585РП показаны на рис. 3 и сведены в таблицу 5.

Таблица 5

Конструктивные показатели пролетных строений по проекту 585РП с габаритом Г-(11,5+2х1,5 м) при ширине между осями перил 15,3 м

Схема пролетного строения, м / статическая схема	Тип сечения главных балок	Полная длина, м	Строительная высота $h_{стр}$ в пролете / высота стенки h_w, м	Масса металла, т	
				полная	на 1 м^2
42 / разрезная	двутавровое	42,6	2,65 / 2,48	166,7	0,258
63 / разрезная	двутавровое	63,6	3,33 /3,16	271,2	0,280
42+63+42 / неразрезная	двутавровое	147,6	2,65 / 2,48	578,2	0,255
3х63 / неразрезная	двутавровое	189,6	2,65 / 2,48	766,5	0,263
63+84+63 / неразрезная	двутавровое	210,6	3,33 /3,16	886,8	0,274
63+2х84+63 / неразрезная	двутавровое	294,6	3,33 /3,16	1242,6	0,274
63+105+63 / неразрезная	двутавровое	231,6	3,77 / 3,60	1022,3	0,287
63+105+63 / неразрезная	коробчатое	231,6	3,33 /3,16	1171,0	0,328
63+2х105+63 / неразрезная	двутавровое	336,6	3,77 / 3,60	1502,0	0,290
63+2х105+63 / неразрезная	коробчатое	336,6	3,33 /3,16	1709,0	0,330
84+126+84 / неразрезная	коробчатое	294,6	3,33 /3,16	1522,0	0,336
84+2х126+84 / неразрезная	коробчатое	420,6	3,33 /3,16	2192,5	0,338
63+105+147+105+63 / неразрезная	коробчатое	483,6	3,33 /3,16	2601,0	0,350
63+105+2х147+105+63 / неразрезная	коробчатое	630,6	3,33 /3,16	3445,8	0,355

Для северных условий Ленгипротрансмостом разработан проект 378-КМ под габариты Г-8, Г-10 и Г-11,5 для автомобильных дорог IV, III и II категорий.

Таблица 6

Конструктивные показатели пролетных строений по проекту 378-КМ

Схема пролетного строения, м	Полная длина, м	Строительная высота $h_{стр}$ в пролете, м	Масса металла, т			
			Г-8+2х0,75 м		Г-10+2х0,75 м	
			на пролетное строение	на 1 м^2	на пролетное строение	на 1 м^2
42	42,6	2,80	134,6	0,309	158,5	0,305
63	63,6	3,46	225,0	0,347	259,8	0,335
42+63+42	147,6	2,80	465,4	0,309	544,8	0,303
42+3х63+42	273,6	2,80	871,0	0,312	1017,6	0,305
42+6х63+42	462,6	2,80	1471,1	0,312	1748,0	0,310

Комплекс по проекту 378-КМ учитывает особенности северных районов, для чего полностью исключена монтажная сварка, а также некоторые заводские сварные соединения – все монтажные стыки и заводские прикрепления связей к фасонкам выполняют в основном на высокопрочных болтах, базовая технология возведения пролетных строений северного исполнения – полунавесной монтаж. Конструктивные показатели пролетных строений по проекту 378-КМ показаны на рис. 4 и приведены в таблице 6.

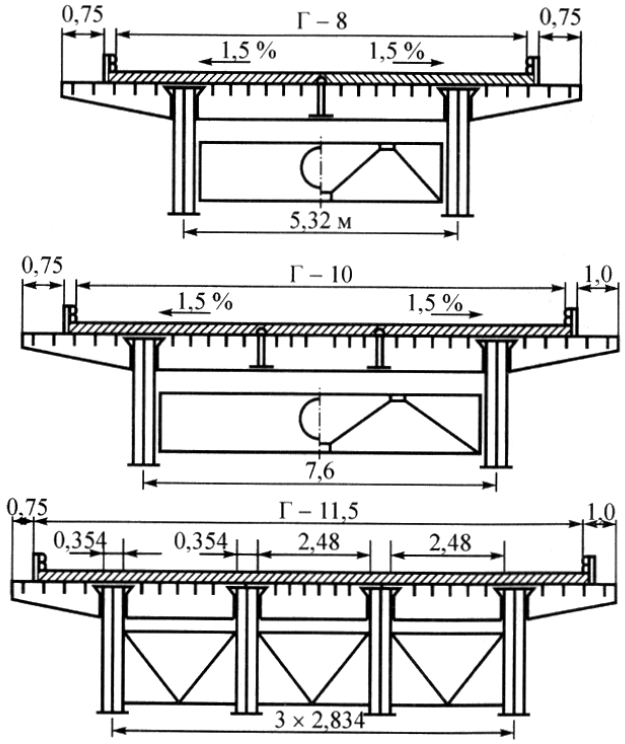

Рис. 4. Поперечные сечения пролетных строений со сплошностенчатыми главными балками двутаврового сечения и ортотропной плитой проезжей части по проекту 378-КМ

3. ВЫБОР ОПТИМАЛЬНЫХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ ПРИ КОМПОНОВКЕ И ПОДБОРЕ СЕЧЕНИЙ СВАРНЫХ БАЛОК

В автодорожных мостах получили широкое распространение конструкции со сплошными стенками в разных системах. При проектировании автодорожных мостов наиболее оптимальную для местных условий конструкцию (количество главных балок, их расстановку, характер проезжей части и т.п.) находят, обычно рассматривая различные варианты.

СП.35.13339.2011 [1] (п. 8.3) регламентирует, что сечения элементов стальных мостовых конструкций должны быть оптимальными из условий расчета их на прочность, устойчивость, выносливость и деформативность.

Сварные балки в автодорожных мостах проектируют, как правило, симметричного и несимметричного двутаврового сечения или коробчатого сечения с вертикальными и наклонными стенками. Двутавровые сварные балки следует предусматривать из одного вертикального и двух горизонтальных листов, а коробчатые – из двух вертикальных и двух непосредственно соединенных с ними поясными швами горизонтальных листов [1].

Вопрос отыскания оптимальных, с точки зрения затраты материала, размеров конструкции пролетного строения заданной системы и определенной конструктивной формы представляется далеко не простым. В процессе проектирования приходится принимать во внимание необходимость более полного использования прочностных характеристик применяемых материалов, а так же требований в отношении жесткости конструкции, определяемых допускаемой величиной относительного прогиба и, в некоторых случаях, условиями виброустойчивости пролетного строения моста.

Высота балки. При назначении высоты балки оптимальными показателями являются минимальная высота $h_{\min}$, обеспечивающая необходимую жесткость балки, с одной стороны, и оптимальная высота балки $h_{\text{опт}}$, обеспечивающая минимальный расход стали, с другой стороны, и, естественно, при этом не может быть превышено значение заданной строительной высоты конструкции $h_{\text{стр}}$.

При определении оптимальной высоты балки $h_{\text{опт}}$ исходят из условий расчета на прочность. Для обеспечения прочности балка должна иметь вполне определенный момент сопротивления сечения $W_{\text{тр}}$, требуемый для восприятия расчетного максимального изгибающего момента M:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M}{æ R_y m}, \tag{1}$$

где: R_y – расчетное сопротивление стали (по пределу текучести), принимаемое по СП.35.13339.2011 [1] (табл. 8.5); m – коэффициент условий работы, принимаемый по СП.35.13339.2011 [1] (табл. 8.15); æ > 1 – коэффициент, учитывающий ограниченное развитие пластических деформаций в сечении и определяемый по формулам (8.6) и (8.7) при условии выполнения требований СП.35.13339.2011 [1] (п. 8.32).

Очевидно, что расход металла на пояса будет меньшим при большей высоте балки, однако при этом потребуется больше металла на стенку – это противоречие

приходится решать при проектировании. Для определения $h_{\text{опт}}$ балок двутаврового симметричного сечения с некоторыми допущениями [18, 19] можно использовать формулы:

$$h_{\text{опт}} = 1{,}15\sqrt{W_{\text{тр}}\lambda_w}\,, \tag{2}$$

$$h_{\text{опт}} = k\sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_w}}\,, \tag{3}$$

где: t_w и λ_w – толщина и гибкость стенки; k – коэффициент, зависящий от конструктивного оформления балки, который для сварных балок принимают 1,15…1,2.

Для балок несимметричного сечения с более развитым верхним поясом, что характерно, например, для пролетных строений с ортотропной плитой проезжей части вследствие введения в расчет приведенных характеристик сечения [1], оптимальную высоту определяют с учетом коэффициента асимметрии сечения α:

$$h_{\text{опт}} = \sqrt{\frac{3\alpha}{\alpha+1}\frac{W_{\text{тр}}}{t_w}}\,, \qquad \alpha = \frac{W_{n1}}{W_{n2}} = \frac{h_1}{h_2} \tag{4}$$

где: W_{n1}, W_{n2} – моменты сопротивления соответственно для верхних и нижних волокон сечения; h_1, h_2 – расстояние от нейтральной оси для верхних и нижних волокон.

Однако, при использовании формул (2) – (4) возникают известные сложности – требуется знать толщину или гибкость стенки, которые пока еще не определены, да и соответствующие моменты сопротивления сечения требуют некоторого начального приближения. Для приближенных оценок этих параметров на этапе компоновки можно использовать данные таблицы 6.

Таблица 6

Рекомендуемые толщины стенок балок

Высота балки, h, м	2,0	3,0	4,0	5,0
Толщина стенки, t_w, мм	12…14	16…18	20…22	22…24
$h/\ t_w$	145…165	165…185	185…200	210…230

Минимальная высота $h_{\min}$, обеспечивающая необходимую жесткость балки автодорожного моста, в общем виде (однопролетная шарнирноопертая по концам балка постоянной жесткости, загруженная по всему пролету равномерно распределенной постоянной и временной нагрузками) определяется выражением:

$$h_{\min} = \frac{5}{24}\frac{l^2 R_y m}{E[\Delta]}\frac{M_n}{M}, \tag{5}$$

где: l – пролет балки; $[\Delta]$ – нормируемый предельный прогиб; M, M_n – расчетный и нормативный изгибающие моменты; E – модуль упругости; m – коэффициент условий работы.

Если учесть, что нормируемый предельный вертикальный прогиб для расчета автодорожных мостов по СП.35.13339.2011 [1] (п. 5.43) составляет $[\Delta] = l/400$, а также то обстоятельство, что вертикальные упругие прогибы пролетных строений

нормируется вычислять при действии подвижной временной вертикальной нагрузки без учета коэффициентов надежности по нагрузке и динамических коэффициентов, то выражение (5) принимает вид:

$$h_{\min} = \frac{250}{3}\frac{lR_y m}{E}\frac{p_n}{q+p}, \tag{6}$$

где: q – расчетная интенсивность постоянной нагрузки; p, p_n – расчетная и нормативная интенсивность временной нагрузки.

Представляет интерес научные исследования, посвященные проектированию оптимальных мостовых конструкций, в которых приведены формулы для определения оптимальной высоты на основе изотензы и изофлексы [6].

Изотенза представляет такую функцию (кривую) зависимости веса конструкции от высоты сечения, которая отвечает совершенно определенному, причем одинаковому значению напряжений в поясах или в поясах и стенках всех возможных вариантов рассматриваемой конструкции, экстремум этой функции определяет оптимальный вес конструкции при определенном значении относительного прогиба.

Изфлекса представляет такую функцию (кривую) зависимости веса конструкции от высоты сечения, которая отвечает совершенно определенному заданному значению относительного прогиба, одинаковому для всех рассматриваемых несущих конструкций, причем минимальному значению данной изофлексы отвечает минимальный вес конструкции, которому соответствует определенное значение напряжения в сечении поясов в середине пролета (это напряжение может считаться оптимальным).

При условии полного использования расчетного сопротивления стали (для изотензы) или предельного допустимого прогиба (для изофлексы), оптимальная высота коробчатого пролетного строения определится зависимостями:

$$\left.\begin{aligned} H_{\text{опт}} &= \sqrt[3]{\frac{M}{1{,}3R_y m\alpha n\left(\frac{\psi_c}{\psi_n}-\frac{1}{3}\right)\sqrt{\frac{Ek}{R_y m(1-\mu_0^2)}}}} \\ H_{\text{опт}} &= \sqrt[9]{\left[\frac{1{,}6M}{\eta_f n\varepsilon\alpha\left(\frac{\psi_c}{\psi_n}-\frac{1}{3}\right)}\right]^2} \end{aligned}\right\}, \tag{7}$$

$$n_f = \frac{AE}{2l}\left[\frac{f}{l}\right], \tag{8}$$

$$\varepsilon = 1{,}3\sqrt{\frac{n_f(1-\mu_0^2)}{Ek}}, \tag{9}$$

где: M – полный расчетный изгибающий момент, воспринимаемый рассматриваемым поперечным сечением; R_y – расчетное сопротивление стали; m –

коэффициент условий работы; μ_0 – коэффициент Пуассона; E – модуль упругости; n – число вертикальных стенок; k – коэффициент, учитывающий характер закрепления стенки по контуру и отношение расстояния между вертикальными ребрами жесткости к высоте стенки; ψ_n, ψ_c – значения соответствующих строительных коэффициентов веса для поясов и стенок коробок; α – коэффициент, учитывающий количество горизонтальных ребер жесткости, имеющих особенно существенное значение для обеспечения местной устойчивости стенок при действии в них больших нормальных напряжений; n_f – обобщенная мера жесткости, связывающая жесткость конструкции с её прочностью; l – пролет балки; $\left[\frac{f}{l}\right]$ – предельный допустимый прогиб для конструкций рассматриваемого типа; A – коэффициент, зависящий от характера нагрузки и расчетной схемы балочной системы.

Для практических расчетов балочно-разрезных пролетных строений автодорожных мостов, загруженных по всему пролету равномерно распределенной постоянной и временной нагрузками, в формулах (7) – (9) можно принять: k = 4; $\frac{\psi_c}{\psi_n} - \frac{1}{3}$ = 0,56; при значительной жесткости горизонтальных ребер $\alpha = \frac{1}{i+1}$, где i – число горизонтальных ребер; A = 9,6.

Значение предельного допустимого прогиба $\left[\frac{f}{l}\right]$, входящее в формулу (8), автором работы [6] принимается от расчетных постоянных и временных нагрузок равным порядка 1/200 для прямоугольной коробчатой замкнутой конструкции главной балки, что, как известно, вступает в противоречие с требованием современных норм проектирования мостовых конструкций (СП.35.13339.2011 [1], п. 5.43).

При учете практических рекомендаций, приведенных в работе [6], и при соблюдении требований СП.35.13339.2011 [1], формула (7) применительно к балочно-разрезному пролетному строению автодорожного моста с двумя коробчатыми главными балками, загруженных по всему пролету равномерно распределенной постоянной и временной нагрузками, запишется при i = 2 в виде:

$$\left.\begin{aligned} h_{\text{опт}} &= 0{,}395 \cdot \sqrt[3]{\frac{(q+p)l^2}{\sqrt{R_y m E}}} \\ h_{\text{опт}} &= 3{,}888 \cdot \sqrt[9]{l^7 \left(\frac{q_n}{E}\right)^2} \end{aligned}\right\}, \qquad (10)$$

При определении высоты $h_{\min}$ необходимо убедиться так же и в отсутствии опасности возникновения резонансных явлений. С этой целью требуется выполнить ориентировочную оценку виброустойчивости пролетного строения моста, например, на основе сопоставления расчетного периода собственных колебаний с диапазоном значений периода колебаний от динамических воздействий подвижной нагрузки на

сооружение. При этом имеются определенные ограничения, связанные, во-первых, с тем, что для металлических балочных автодорожных мостов свод правил СП.35.13339.2011 [1] не дает четкого нормирования по ограничению периода собственных колебаний данных конструктивных систем, хотя практика показала, что некоторые резонансные явления могут иметь место и при эксплуатации систем мостов этого типа[1]. Во-вторых, для оценки виброустойчивости пролетного строения на стадии компоновки сечения имеются крайне ограниченные исходные данные, что определяется сложностью происходящих в пролетных строениях процессов и разнообразием конструктивных форм.

Оценка виброустойчивости состоит в проверке условия, при котором расчетный период свободных колебаний системы $T_{k,i}$ не совпадает с периодом колебаний от внешних воздействий $[T_{k,i}]$ на данную систему по *i*-той форме колебаний в *k*-той плоскости:

$$[T_{k,i}] \neq T_{k,i}\,. \tag{11}$$

Руководствуясь нормативными требованиями, которые содержатся п. 5.48 СП.35.13339.2011 [1], и, учитывая накопленные опытные данные, обобщенные в работе [17], введем ограничение периода основного тона (в секундах) для вертикальных колебаний $[T_{x,1}]$ балочных разрезных пролетных строений автодорожных мостов:

$$[T_{x,1}] \in [0{,}30;\ 0{,}73]. \tag{12}$$

Для однопролетной шарнирноопертой по концам балки постоянной жесткости, загруженной по всему пролету равномерно распределенной постоянной и временной нагрузками, расчетный период свободных колебаний основного тона $T_{x,1}$ (в секундах) определяется формулой, имеющей опытно-теоретический характер:

$$T_{x,1} = \alpha \frac{l}{\sqrt{h}} \sqrt{\frac{R_y m}{E} \frac{q_n}{q+p}}\,, \tag{13}$$

где: α – коэффициент, учитывающий конструктивное оформление балки: теоретическое значение равно 0,8 $\text{с}\cdot\text{м}^{-1/2}$, а по результатам экспериментально-теоретического исследования 50-ти разнообразных пролетных строений пролетом от 22,8 до 110 м [17] значение коэффициента оказалось равным 0,8÷1,0 $\text{с}\cdot\text{м}^{-1/2}$; l, h – соответственно пролет и высота пролетного строения, м; q, q_n – расчетная и нормативная интенсивность постоянной нагрузки; p – расчетная интенсивность временной нагрузки.

---

[1] – 20 мая 2010 года было перекрыто движение по Волгоградскому автодорожному мосту (первой очереди), входящему в комплекс автодорожных сооружений мостового перехода через реку Волга в городе Волгоград, из-за сильного раскачивания конструкции (в вертикальной плоскости около 50…60 см), вызванного резонансными явлениями. По конструктивному решению мост металлический балочно-неразрезной системы.

Грубую оценку высоты балки, как известно, можно получить, принимая отношение высоты балки к её пролету – для разрезных балок автодорожных мостов эта оценка характеризуется диапазоном 1/12…1/15.

При назначении высоты балки следует учесть, что определяющим здесь размером является высота стенки, которая должна быть увязана со стандартными размерами выпускаемого проката [10, 11]: кратной 10 мм для листов шириной до 1050 мм и кратной 100 мм – для листов шириной 1200 мм и выше (исключение составляет ширина листа 1250 мм). Желательно также, чтобы стенка по высоте выполнялась из одного листа, так как если необходима стенка большей высоты, то приходится усложнять конструкцию балки устройством продольного стыка стенки.

Широкое применение имеет высота стенки 2,48 м – наибольшая, позволяющая осуществить стенку без продольного стыка. Наибольшая из условий перевозки железнодорожным транспортом высота стенки 3,6 м в автодорожных балочно-разрезных пролетных строениях почти никогда не используется. Если высота балок обычной конструкции при стенках высотой 3,6 м все же оказывается недостаточной, переходят к коробчатому поперечному сечению.

Толщина стенки. После высоты балки толщина стенки t_w является вторым основным параметром сечения, так как от этого зависит экономичность сечения сварной балки. Для экономии металла толщину вертикальной стенки следует назначать минимально необходимой исходя из условий прочности по касательным напряжениям и местной устойчивости, при этом учитывается условие коррозионной стойкости. Как правило, при проектировании разрезных пролетных строений мостов толщину вертикальной стенки принимают возможно меньшей во избежание излишних затрат металла от 1/120 до 1/200 от её высоты, но не менее 12 мм в соответствие нормативных требований, предъявляемых СП.35.13339.2011 [1] к наименьшей толщине деталей конструкции (см. табл. 4). При этом значение толщины стенки должно быть согласовано с имеющимися толщинами проката листовой стали [10, 11].

Для определения оптимальной толщины стенки из условия её работы на касательные напряжения можно воспользоваться условием (8.8) СНиП СП.35.13339.2011 [1], из которого:

$$t_w = \frac{Q_u}{æ_2 R_s m} \frac{S}{I}. \qquad (14)$$

где: Q_u – предельная поперечная сила вблизи опоры балки; S – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси; I – момент инерции сечения брутто; R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу; m – коэффициент условия работы; $æ_2 = 1{,}25 - 0{,}25 \frac{\tau_{\min, ef}}{\tau_{\max, ef}}$ – коэффициент, зависящий от неравномерности распределения касательных напряжений по сечению; $\tau_{\min, ef}$, $\tau_{\max, ef}$ – минимальное и максимальное касательное напряжение в сечении стенки, вычисленные в предположении упругой работы.

Для обычных сварных двутавровых балок отношение $\frac{S}{I}$ может изменяться от $0{,}7h$ до $0{,}9h$ [20] и зависит от того, насколько сильно развиты пояса (большие значения этого отношения соответствуют балкам с сильно развитыми поясами).

По результатам анализа современных проектных решений, включая данные типовых проектов 585РП и 378-КМ, для балок с ортотропной плитой проезжей части, пролетом до 63 м, это отношение, с учетом приведенных расчетных характеристик сечения, рассчитываемых по СП.35.13339.2011 [1], может составлять – $(0{,}4\ldots1{,}0)h$.

Для предотвращения возможной потери устойчивости тонкие стенки укрепляют поперечными и продольными ребрами жесткости. Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости по длине балки принимается в пределах (0,8÷2,0) высоты стенки h_w. Продольные ребра устанавливают в сжатой зоне балок, при этом расстояние от сжатой кромки балки до продольного ребра жесткости обычно составляет $(0{,}2\div0{,}25)h_w$, а при двух рядах продольных ребер: первое – $(0{,}15\div0{,}20)h_w$, второе – $(0{,}40\div0{,}50)h_w$.

Если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w$ (при наличии подвижной нагрузки) оказывается более 2,2 (из условия прочности по касательным напряжениям), то её следует укреплять как поперечными, так и продольными ребрами жесткости для предотвращения возможной потери устойчивости. Чтобы обеспечить местную устойчивость стенки только за счет поперечных ребер необходимо иметь $\bar{\lambda}_w$ не более 5,5 (из условия прочности по нормальным напряжениям), в этом случае требуется выполнение условия:

$$t_w \geq \frac{h_w}{\bar{\lambda}_w}\sqrt{\frac{R_y m}{E}}. \qquad (15)$$

Горизонтальные листы поясов. В сварных балках горизонтальные пояса обычно принимают из одиночных листов широкополосного универсального проката по ГОСТ 82-70* [11]. Изготавливать пояса из двух и более листов в сварных балках нерационально, так как, скрепляя между собой листы по краям фланговыми швами, мы увеличиваем неравномерность работы листов из-за увеличения длины пути передачи усилий от стенки к наружным листам. Резко увеличивается при этом и число сварных швов. Кроме того, неизбежно образование щелей между свариваемыми только по краям листами.

Ширину поясных листов обычно принимают равной 1/3…1/5 высоты балки из условий обеспечения общей устойчивости балки и равномерного распределения продольных напряжений по ширине листа. По конструктивным соображениям ширину пояса не следует принимать меньше $h/15$. Наибольшую ширину поясных листов в сварных балках определяет их местная устойчивость, ширина не должна превышать 800 мм [21]. Обычно отношение ширины к толщине горизонтального листа колеблется от 20 до 30.

Размеры поясов назначают с учетом сортамента на листовой прокат [10, 11]. Наибольшая толщина поясного листа для конструкций обычного исполнения не

должна превышать 60 мм, а для конструкций северного исполнения типа А и Б – соответственно 50 и 40 мм (СП.35.13339.2011 [1], табл. 8.1, п. 8.128).

В балках отношение ширины свеса сжатого пояса b_{ef} к его толщине t_f не должно превышать в сечениях, работающих упруго:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \le 0{,}5\sqrt{\frac{E}{R_y m}}. \qquad (16)$$

В случае необходимости каждый горизонтальный пояс может быть составлен из двух листов, при этом следует применять листы, отличающиеся по ширине не менее чем на 100 мм, для обеспечения возможности их соединения с помощью сварки. Нормы допускают применение в поясах балок в автодорожных мостов пакетов из листов одинаковой ширины, соединенных сварными швами, наложенными по соприкасающимся кромкам, с разделкой последних на требуемую по расчету глубину (СП.35.13339.2011 [1], п. 8.128).

4. ПРИМЕР КОМПОНОВКИ И ПОДБОРА СЕЧЕНИЙ СВАРНЫХ БАЛОК

Требуется выполнить компоновку и наметить геометрические размеры сварных балок разрезного металлического пролетного строения автодорожного моста. Исходные данные по заданию на проектирование: район строительства – западная часть Республики Татарстан вблизи населенного пункта, пересекаемое препятствие – овраг, категория дороги III, расчетный пролет 42 м под временные нагрузки А14 и Н14 [4, 11]. Значение заданной строительной высоты конструкции $h_{\text{стр}}$ = 3,0 м.

Учитывая климатические условия района строительства, будем использовать сталь марки 15ХСНД по ГОСТ 6713 с расчетным сопротивлением (по пределу текучести) 295 МПа (по табл. 8.5 СП.35.13339.2011 [1] – для толщины проката от 8 до 32 мм), и запроектируем стальные конструкции в обычном исполнении, габарит моста – Г(11,5+2х1,5 м).

В примере выбраны два варианта компоновочного решения разрезного пролетного строения моста со сплошными балками двутаврового (рис. 5, а) и коробчатого (рис. 5, б) сечения с ортотропной плитой проезжей части, включенной в работу на общее действие нагрузки.

Покрытие проезжей части предусмотрим с учетом требований п.п. 5.64-5.68 СП.35.13339.2011 [1] из слоя гидроизоляции толщиной 1 см и двух слоев асфальтобетона, уложенного непосредственно на гидроизоляцию, толщиной 11 см.

Определяем ориентировочные значения нагрузок.

Временная эквивалентная равномерно распределенная погонная нагрузка от двухосной (n = 2) временной нагрузки А14 [1, 3] с нагрузкой на ось $P_{\text{АК}}$ = 10К = 140 кН при длине загружения λ = 42 м и при относительном положении вершины линии влияния $0{,}25 < \alpha \le 0{,}50$) и равномерно-распределенной нагрузки по колее вдоль мостового сооружения, интенсивностью $v_n = 0{,}5K = 7$ кН/м, составит:

нормативное значение

$$p_{n(\text{А14})} = \nu_n \cdot n \cdot \left(1 + \left(n - 1 \cdot s_2\right)\right) + \frac{2n \cdot P_{\text{АК}}}{\lambda^2}\left[\lambda - \frac{0{,}6}{1-\alpha} - \frac{0{,}3}{\alpha(1-\alpha)}\right] =$$

$$= 7 \cdot 2 \cdot \left(1 + \left(2 - 1 \cdot 0{,}6\right)\right) + \frac{4 \cdot 140}{42^2}\left[42 - \frac{0{,}6}{1-0{,}5} - \frac{0{,}3}{0{,}5(1-0{,}5)}\right] = 37{,}77 \text{ кН/м},$$

расчетное значение (с коэффициентами надежности по нагрузке γ_{fv} = 1,15 и γ_{fP} = 1,50, динамическими коэффициентами $(1+\mu) = 1{,}0$ и $(1+\mu) = 1{,}4$ соответственно к равномерно распределенной нагрузке АК и к тележкам нагрузки АК по СП.35.13339.2011 [1], табл. 6.10 и п. 6.22)

$$p_{(\text{А14})} = \gamma_{fv} \cdot (1+\mu) \cdot \nu_n \cdot n \cdot \left(1 + \left(n - 1 \cdot s_2\right)\right) + \gamma_{fP} \cdot (1+\mu) \cdot \frac{2n \cdot P_{\text{АК}}}{\lambda^2}\left[\lambda - \frac{0{,}6}{1-\alpha} - \frac{0{,}3}{\alpha(1-\alpha)}\right] =$$

$$= 1{,}15 \cdot 1{,}0 \cdot 7 \cdot 2 \cdot \left(1 + \left(2 - 1 \cdot 0{,}6\right)\right) + 1{,}50 \cdot 1{,}4 \cdot \frac{4 \cdot 140}{42^2}\left[42 - \frac{0{,}6}{1-0{,}5} - \frac{0{,}3}{0{,}5(1-0{,}5)}\right] = 55{,}38 \text{ кН/м},$$

где: l – пролет балки, м; d – база для нагрузки АК, м; s_2 – коэффициент полосности, принимаемый по СП.35.13339.2011 [1], п. 6.14.

Эквивалентная равномерно распределенная погонная нагрузка от четырехосной (n = 4) временной нагрузки Н14 [1, 3] с нагрузкой на ось $P_{\text{НК}}$ = 18К = 252 кН при длине загружения λ = 42 м и при относительном положении вершины линии влияния $0{,}25 < \alpha \le 0{,}50$, составит:

нормативное значение

$$p_{n(\text{Н14})} = \frac{2n \cdot P_{\text{НК}}}{\lambda^2}\left[\lambda - \frac{0{,}6}{1-\alpha} - \frac{0{,}3}{\alpha(1-\alpha)}\right] = \frac{8 \cdot 252}{42^2}\left[42 - \frac{0{,}6}{1-0{,}5} - \frac{0{,}3}{0{,}5(1-0{,}5)}\right] = 45{,}26 \text{ кН/м};$$

расчетное значение (с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f = 1,1 и динамическим коэффициентом $(1+\mu) = 1{,}0$ по СП.35.13339.2011 [1], табл. 6.10 и п. 6.22)

$$p_{(\text{Н14})} = p_n \cdot \gamma_f \cdot (1+\mu) = 45{,}26 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}0 = 49{,}79 \text{ кН/м}.$$

Равномерно распределенная погонная нагрузка от веса металла, гидроизоляции, асфальтобетона и эксплуатационного обустройства (по конструктивным показателям аналогичных пролетных строений) составит:

– для первого варианта (с двутавровыми главными балками)

нормативное значение

$$q_{n1} = 15{,}4 \cdot \left(0{,}258 \cdot 9{,}81 + 0{,}01 \cdot 14{,}7 + 0{,}11 \cdot 22{,}6\right) + 4{,}81 = 87{,}34 \text{ кН/м};$$

расчетное значение, с учетом коэффициентов надежности по нагрузке (СП.35.13339.2011 [1], табл. 6.4)

$$q_1 = 15{,}4 \cdot \left(0{,}258 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}1 + 0{,}01 \cdot 14{,}7 \cdot 1{,}3 + 0{,}11 \cdot 22{,}6 \cdot 1{,}5\right) + 4{,}81 \cdot 1{,}1 = 108{,}54 \text{ кН/м};$$

– для второго варианта (с коробчатыми главными балками)

нормативное значение

$$q_{n2} = 15{,}4 \cdot \left(0{,}295 \cdot 9{,}81 + 0{,}01 \cdot 14{,}7 + 0{,}11 \cdot 22{,}6\right) + 4{,}81 = 89{,}93 \text{ кН/м};$$

расчетное значение

$$q_2 = 15{,}4 \cdot (0{,}295 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}1 + 0{,}01 \cdot 14{,}7 \cdot 1{,}3 + 0{,}11 \cdot 22{,}6 \cdot 1{,}5) + 4{,}81 \cdot 1{,}1 = 114{,}68 \text{ кН/м}.$$

Вычисляем оптимальные показатели для назначения высоты балки.

Минимальная высота, обеспечивающая необходимую жесткость балки, рассчитанная по формулам (6) и (10):

– для первого варианта (с двутавровыми главными балками)

$$h_{\min(\text{А}14).1} = \frac{250}{3} \frac{lR_y m}{E} \frac{p_{n(\text{А}14)}}{q_1 + p_{(\text{А}14)}} = \frac{250 \cdot 42 \cdot 295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0 \cdot 37{,}77}{3 \cdot 2{,}06 \cdot 10^8 \cdot (108{,}54 + 55{,}38)} = 1{,}155 \text{ м},$$

$$h_{\min(\text{Н}14).1} = \frac{250}{3} \frac{lR_y m}{E} \frac{p_{n(\text{Н}14)}}{q_1 + p_{(\text{Н}14)}} = \frac{250 \cdot 42 \cdot 295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0 \cdot 45{,}26}{3 \cdot 2{,}06 \cdot 10^8 \cdot (108{,}54 + 49{,}79)} = 1{,}433 \text{ м},$$

– для второго варианта (с коробчатыми главными балками)

$$h_{\min.2} = 3{,}888 \cdot \sqrt[9]{l^7 \left(\frac{q_{n2}}{E}\right)^2} = 3{,}888 \cdot \sqrt[9]{42^7 \left(\frac{89{,}83}{2{,}06 \cdot 10^8}\right)^2} = 2{,}355 \text{ м},$$

Оптимальная высота балки, обеспечивающая минимальный расход стали, рассчитанная по формулам (1) – (4), (10), при толщине стенки t_w = 16 мм (см. табл. 6):

– для первого варианта (с двутавровыми главными балками), при усредненных значениях коэффициента $æ_2$ = 1,125, учитывающего ограниченное развитие пластических деформаций, и коэффициента асимметрии сечения α = 0,8, получим:

$$h_{\text{опт}(\text{А}14).1} = \sqrt{\frac{t_w \cdot (q_1 + p_{(\text{А}14)}) \cdot \lambda^2}{16 \cdot æ_2 \cdot R_y \cdot m} \cdot \frac{3\alpha}{\alpha + 1}} =$$

$$= \sqrt{\frac{0{,}016 \cdot (108{,}54 + 55{,}38) \cdot 42^2}{16 \cdot 1{,}125 \cdot 295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0} \cdot \frac{3 \cdot 0{,}8}{0{,}8 + 1}} = 2{,}130 \text{ м},$$

$$h_{\text{опт}(\text{Н}14).1} = \sqrt{\frac{t_w \cdot (q_1 + p_{(\text{Н}14)}) \cdot \lambda^2}{16 \cdot æ_2 \cdot R_y \cdot m} \cdot \frac{3\alpha}{\alpha + 1}} =$$

$$= \sqrt{\frac{0{,}016 \cdot (108{,}54 + 49{,}79) \cdot 42^2}{16 \cdot 1{,}125 \cdot 295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0} \cdot \frac{3 \cdot 0{,}8}{0{,}8 + 1}} = 2{,}094 \text{ м},$$

– для второго варианта (с коробчатыми главными балками)

$$h_{\text{опт}(\text{А}14).2} = 0{,}395 \cdot \sqrt[3]{\frac{0{,}5 \cdot (q_2 + p_{(\text{А}14)}) \cdot \lambda^2}{\sqrt{R_y \cdot m \cdot E}}} =$$

$$= 0{,}395 \cdot \sqrt[3]{\frac{0{,}5 \cdot (114{,}68 + 55{,}38) \cdot 42^2}{\sqrt{295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}06 \cdot 10^8}}} = 0{,}106 \text{ м};$$

$$h_{\text{опт}(\text{Н}14).2} = 0{,}395 \cdot \sqrt[3]{\frac{0{,}5 \cdot (q_2 + p_{(\text{Н}14)}) \cdot \lambda^2}{\sqrt{R_y \cdot m \cdot E}}} =$$

$$= 0{,}395 \cdot \sqrt[3]{\frac{0{,}5 \cdot (114{,}68 + 49{,}79) \cdot 42^2}{\sqrt{295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}06 \cdot 10^8}}} = 0{,}105 \text{ м.}$$

Ориентировочная оценка виброустойчивости пролетного строения моста по условиям (11) – (13) при значении коэффициента α, учитывающего конструктивное оформление балки, равном 0,8 $\text{с} \cdot \text{м}^{-1/2}$:

– для первого варианта (с двутавровыми главными балками)

$$h_{\text{dis[T](A14).1}} = \frac{æ_2 \cdot R_y \cdot m}{E} \cdot \frac{q_{n1}}{q_1 + p_{(\text{A14})}} \cdot \left(\frac{\alpha \cdot \lambda}{\text{dis}[T_{x,1}]} \right)^2 =$$

$$= \frac{1{,}125 \cdot 295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0}{2{,}06 \cdot 10^8} \cdot \frac{87{,}34}{108{,}54 + 55{,}38} \cdot \left(\frac{0{,}8 \cdot 42}{0{,}73} \right)^2 = 1{,}819 \text{ м,}$$

$$h_{\text{dis[T](H14).1}} = \frac{æ_2 \cdot R_y \cdot m}{E} \cdot \frac{q_{n1}}{q_1 + p_{(\text{H14})}} \cdot \left(\frac{\alpha \cdot \lambda}{\text{dis}[T_{x,1}]} \right)^2 =$$

$$= \frac{1{,}125 \cdot 295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0}{2{,}06 \cdot 10^8} \cdot \frac{87{,}34}{108{,}54 + 49{,}79} \cdot \left(\frac{0{,}8 \cdot 42}{0{,}73} \right)^2 = 1{,}883 \text{ м,}$$

– для второго варианта (с коробчатыми главными балками)

$$h_{\text{dis[T](A14).2}} = \frac{æ_2 \cdot R_y \cdot m}{E} \cdot \frac{q_{n2}}{q_2 + p_{(\text{A14})}} \cdot \left(\frac{\alpha \cdot \lambda}{\text{dis}[T_{x,1}]} \right)^2 =$$

$$= \frac{1{,}125 \cdot 295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0}{2{,}06 \cdot 10^8} \cdot \frac{89{,}93}{114{,}68 + 55{,}38} \cdot \left(\frac{0{,}8 \cdot 42}{0{,}73} \right)^2 = 1{,}805 \text{ м,}$$

$$h_{\text{dis[T](H14).2}} = \frac{æ_2 \cdot R_y \cdot m}{E} \cdot \frac{q_{n2}}{q_2 + p_{(\text{H14})}} \cdot \left(\frac{\alpha \cdot \lambda}{\text{dis}[T_{x,1}]} \right)^2 =$$

$$= \frac{1{,}125 \cdot 295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0}{2{,}06 \cdot 10^8} \cdot \frac{89{,}93}{114{,}68 + 49{,}79} \cdot \left(\frac{0{,}8 \cdot 42}{0{,}73} \right)^2 = 1{,}866 \text{ м,}$$

где: $\text{dis}[T_{x,1}]$ – наиболее невыгодная расчетная величина из диапазона нормативного ограничения периода основного тона (в секундах) для вертикальных колебаний.

Сведем полученные выше результаты величин $h_{\min}$, $h_{\text{опт}}$ или h_{dis} в таблицу 7 и проведем их анализ относительно принятой высоты балки h_b и ограничений по строительной высоте конструкции $h_{\text{стр}}$.

Принимая во внимание, что высота балки h_b назначается по большей величине $h_{\min}$, $h_{\text{опт}}$ или h_{dis}, для обоих вариантов h_b задана (принята равной) 2,600 м, при этом ограничения по строительной высоте конструкции удовлетворяются: $h_b < h_{\text{стр}}$.

Оценим ожидаемый расход материалов и их стоимость. Площадь мостового полотна в обоих вариантах одинакова, различие состоит в конструктивном исполнении главных балок. Опыт проектирования и конструктивные показатели типовых проектных решений (см. табл. 5, 6 и работы [5, 6, 22]) показывают, что

удельный расход стали на 1 м^2 пролетного строения автодорожного моста с главными балками коробчатого сечения на 13…15% больше аналогичного показателя для пролетного строения с двутавровыми главными балками. Для первого варианта (с двутавровыми главными балками) ожидаемый расход стали составит 0,258 т/м^2, для второго варианта (с коробчатыми главными балками) – в среднем ожидается 0,294 т/м^2. Учитывая, что пролетные строения с коробчатыми главными балками более целесообразны для большей длины моста, при всех относительно равных показателях, но относительно большей металлоемкости, второй вариант несколько проигрывает по экономическому показателю.

Таблица 7

Результаты оценки оптимальных показателей для назначения высоты балки, м

Вариант	Оптимальные показатели						Заданные показатели	
	$h_{\min}$		$h_{\text{опт}}$		h_{dis}		h_b	$h_{\text{стр}}$
	загружение		загружение		загружение			
	А14	Н14	А14	Н14	А14	Н14		
Первый вариант (с двутавровыми главными балками)	1,155	1,433	2,130	2,094	1,819	1,883	2,600	3,000
Второй вариант (с коробчатыми главными балками)	2,355		0,106	0,105	1,805	1,866		

Определим значение оптимальной толщины стенки из условия её работы на касательные напряжения по зависимости (15):

– для первого варианта (с двутавровыми главными балками) при усредненных значениях коэффициента æ$_2$ = 1,125 и ориентировочном значении $\frac{S}{I}$ = 0,7 h_b получим:

$$t_{w.\text{опт}(\text{А14}).1} = \frac{Q_{u(\text{А14}).1}}{æ_2 R_s m}\frac{S}{I} \approx 0{,}7 h_b \cdot \frac{\left(q_1 + p_{(\text{А14})}\right)\cdot \lambda}{2n_w \cdot æ_2 \cdot (0{,}58 R_y) m} =$$

$$= 0{,}7 \cdot 2{,}6 \cdot \frac{(108{,}54 + 55{,}38)\cdot 42}{2\cdot 2\cdot 1{,}125\cdot (0{,}58\cdot 295\cdot 10^3)\cdot 1{,}0} = 0{,}0163 \text{ м},$$

$$t_{w.\text{опт}(\text{Н14}).1} = \frac{Q_{u(\text{Н14}).1}}{æ_2 R_s m}\frac{S}{I} \approx 0{,}7 h_b \cdot \frac{\left(q_1 + p_{(\text{Н14})}\right)\cdot \lambda}{2n_w \cdot æ_2 \cdot (0{,}58 R_y) m} =$$

$$= 0{,}7 \cdot 2{,}6 \cdot \frac{(108{,}54 + 49{,}79)\cdot 42}{2\cdot 2\cdot 1{,}125\cdot (0{,}58\cdot 295\cdot 10^3)\cdot 1{,}0} = 0{,}0157 \text{ м},$$

– для второго варианта (с коробчатыми главными балками) при ориентировочном значении $\frac{S}{I} = 0{,}9\,h_b$:

$$t_{w.\text{опт}(\text{А}14).2} = \frac{Q_{u(\text{А}14).2}}{æ_2 R_s m}\frac{S}{I} \approx 0{,}9 h_b \cdot \frac{\left(q_2 + p_{(\text{А}14)}\right)\cdot \lambda}{2n_w \cdot æ_2 \cdot (0{,}58 R_y) m} =$$

$$= 0{,}9 \cdot 2{,}6 \cdot \frac{\left(114{,}68 + 55{,}38\right)\cdot 42}{2 \cdot 4 \cdot 1{,}125 \cdot (0{,}58 \cdot 295 \cdot 10^3) \cdot 1{,}0} = 0{,}0109 \text{ м},$$

$$t_{w.\text{опт}(\text{Н}14).2} = \frac{Q_{u(\text{Н}14).2}}{æ_2 R_s m}\frac{S}{I} \approx 0{,}9 h_b \cdot \frac{\left(q_2 + p_{(\text{Н}14)}\right)\cdot \lambda}{2n_w \cdot æ_2 \cdot (0{,}58 R_y) m} =$$

$$= 0{,}9 \cdot 2{,}6 \cdot \frac{\left(114{,}68 + 49{,}79\right)\cdot 42}{2 \cdot 4 \cdot 1{,}125 \cdot (0{,}58 \cdot 295 \cdot 10^3) \cdot 1{,}0} = 0{,}0105 \text{ м},$$

где: $R_s = 0{,}58 R_y$ – расчетное сопротивление проката срезу по СП.35.13339.2011 [1], табл. 8.3; n_w – число вертикальных стенок главных балок, воспринимающих поперечную силу Q_u вблизи опоры пролетного строения.

Определим требуемую толщину стенки из условия её работы на нормальные напряжения по зависимости (6), при этом условная гибкость стенки для обоих вариантов составит:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w}\sqrt{\frac{R_y m}{E}} = \frac{2{,}48}{0{,}016}\sqrt{\frac{295 \cdot 10^3 \cdot 1{,}0}{2{,}06 \cdot 10^8}} = 5{,}866 > \left[\bar{\lambda}_w\right] = 5{,}5,$$

что свидетельствует о необходимости укрепления вертикальных стенок не только поперечными, но и продольными ребрами жесткости для предотвращения возможной потери устойчивости.

Определимся с размерами горизонтальных поясов. Из условий обеспечения общей устойчивости балки и равномерного распределения продольных напряжений, ширину поясных листов требуется принять в пределах (1/3…1/5) h_b, то есть размером от 0,520 до 0,867 м (следует принимать во внимание то, что ранее в расчетах нами предполагалось наличие асимметрии сечения):

– для первого варианта (с двутавровыми главными балками) запроектируем пояса из одиночных листов широкополосного универсального проката по ГОСТ 82-70* [11]: верхний пояс размером 600х25 мм, нижний пояс – 750х25 мм, тогда отношение ширины свеса сжатого пояса $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{0{,}6 - 0{,}016}{2} = 0{,}292$ к его толщине t_f = 0,025 по условию (16) составит $\left(\frac{b_{ef}}{t_f} = 11{,}68\right) \le \left(0{,}5\sqrt{\frac{E}{R_y m}} = 13{,}21\right)$ – условие выполняется, размеры поясов оставляем без изменения.

– для второго варианта (с коробчатыми главными балками) пояса запроектируем из одиночных листов толстолистового проката по ГОСТ 19903-74* [10]: верхний пояс размером 2100х22 мм, нижний пояс – 2100х25 мм.

Выполненные выше расчеты позволяют наметить начальные (в первом приближении) геометрические размеры двух рабочих вариантов пролетного строения, см. рис. 5 а), б).

а) б)

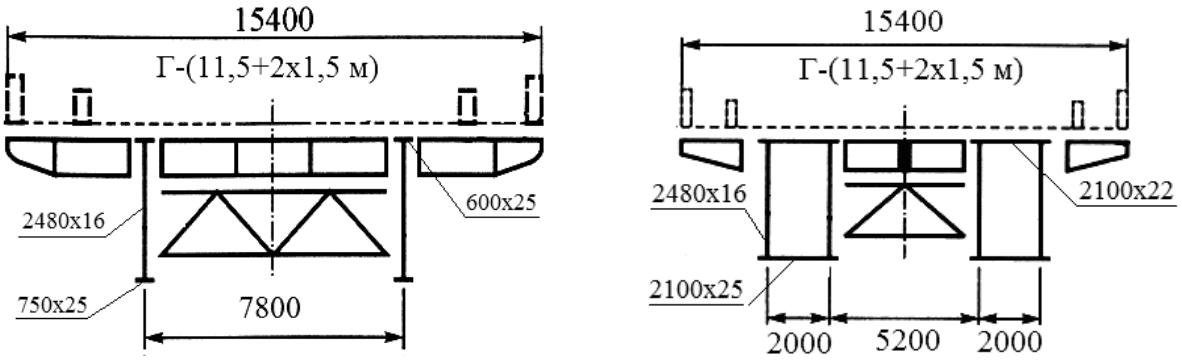

Рис. 5. Начальные (в первом приближении) геометрические размеры двух рабочих вариантов пролетного строения

ЛИТЕРАТУРА

1. Свод правил СП.35.13339.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 341 с.
2. Свод правил СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81. – М., 2011. – 171 с.
3. ГОСТ Р 52748-2007. Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения. – М.: Стандартинформ, 2008. – 9 с.
4. Технические условия погрузки и крепления грузов. М.: Транспорт, 1990.
5. Богданов Г.И., Владимирский С.Р., Козьмин Ю.Г., Кондратов В.В. Проектирование мостов и труб. Металлические мосты: Учебник для вузов ж.-д. транспорта / Под ред. Ю.Г. Козьмина. – М.: Маршрут, 2005. – 460 с.
6. Ильясевич С.А. Металлические коробчатые мосты. М.: Транспорт, 1970.
7. ГОСТ 26607-85 (СТ СЭВ 4416-83). Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Функциональные допуски.
8. ГОСТ Р 52398-2005. Классификация автомобильных дорог. Основные параметры и требования.
9. Вейнблат Б.М., Елинсон И.И., Каменцев В.П. Краны для строительства мостов: Справочник. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1988. – 240 с.
10. ГОСТ 19903-74*. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент.
11. ГОСТ 82-70*. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент.
12. ГОСТ 8509-93*. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент. – М.: Стандартинформ, 2005. – 10 с.
13. ГОСТ 8510-86*. Уголки стальные неравнополочные. Сортамент.
14. ГОСТ 8240-97*. Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент.
15. ГОСТ 8239-89*. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент.

16. ГОСТ 26020-83*. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент.
17. Проектирование металлических мостов: Учебник / А.А. Петропавловский, Н.Н. Богданов, Н.Г. Бондарь и др. Под ред. А.А. Петропавловского. – М.: Транспорт, 1982. – 320 с.
18. Расчет стальных конструкций: Справ. пособие / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладыженский, В.М. Клыков. – 2-е изд., перераб и доп. – К.: Будівельник, 1984. – 368 с.
19. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций: Учеб. пособие для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 1997. – 527 с.
20. Гибшман Е.Е. Проектирование металлических мостов. – М.: Транспорт, 1969. – 416 с.
21. Поливанов Н.И. Проектирование и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов. – М.: Транспорт, 1970. – 516 с.
22. Саламахин П.М. Проектирование мостовых и строительных конструкций: учеб. пособие / П.М. Саламахин. – М.: КНОРУС, 2011. – 408 с.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению курсового проекта по курсу
«Проектирование автодорожных мостовых сооружений»
по профилю подготовки 270817.62 «Автодорожные мосты и тоннели»
направления 270800.62 «Строительство»
Часть 1. Общие вопросы проектирования балочных металлических пролетных строений автодорожных мостов

Составитель И.Ю. Майстренко

Редактор Н.Х.Михайлова

Редакционно-издательский отдел
Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать		Формат 60x84/16
Тираж 100 экз.	Бумага офсетная №1	Усл.–печ.л.
Заказ №	Печать ризографическая	Учетн.–изд.л.

Печатно-множительный отдел КГАСУ
420043, Казань, Зеленая, 1